

# DWA-Themen

## **Bemessung von Kläranlagen in warmen und kalten Klimazonen**

Oktober 2016 · T4/2016, korrigierte Fassung November 2017

GEFÖRDERT VOM



**Bundesministerium  
für Bildung  
und Forschung**

# DWA-Themen

## **Bemessung von Kläranlagen in warmen und kalten Klimazonen**

Oktober 2016 · T4/2016, korrigierte Fassung Juni 2017



Die Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) setzt sich intensiv für die Entwicklung einer sicheren und nachhaltigen Wasser- und Abfallwirtschaft ein. Als politisch und wirtschaftlich unabhängige Organisation arbeitet sie fachlich auf den Gebieten Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall und Bodenschutz.

In Europa ist die DWA die mitgliederstärkste Vereinigung auf diesem Gebiet und nimmt durch ihre fachliche Kompetenz bezüglich Regelsetzung, Bildung und Information sowohl der Fachleute als auch der Öffentlichkeit eine besondere Stellung ein. Die rund 14 000 Mitglieder repräsentieren die Fachleute und Führungskräfte aus Kommunen, Hochschulen, Ingenieurbüros, Behörden und Unternehmen.

### Impressum

**Herausgeber und Vertrieb:**

DWA Deutsche Vereinigung für  
Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.  
Theodor-Heuss-Allee 17  
53773 Hennef, Deutschland  
Tel.: +49 2242 872-333  
Fax: +49 2242 872-100  
E-Mail: [info@dwa.de](mailto:info@dwa.de)  
Internet: [www.dwa.de](http://www.dwa.de)

**Korrigierte Fassung:**

November 2017

**Satz:**

DWA

**Druck:**

druckhaus köthen GmbH & Co KG

**ISBN:**

978-3-88721-409-8 (Print)

978-3-88721-410-4 (E-Book)

Gedruckt auf 100 % Recyclingpapier

© DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef 2016

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieser Publikation darf ohne schriftliche Genehmigung des Herausgebers in irgendeiner Form – durch Fotokopie, Digitalisierung oder irgendein anderes Verfahren – reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von Datenverarbeitungsmaschinen, verwendbare Sprache übertragen werden.

## Vorwort

Die Bemessung von Abwasserbehandlungsanlagen unter abweichenden abwassertechnischen und klimatischen Verhältnissen in anderen Ländern erfordert eine Ergänzung der bestehenden, vorrangig für mitteleuropäische Verhältnisse erarbeiteten Bemessungsregeln gemäß dem DWA-Regelwerk. Um diese Lücke zu schließen, hat das Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) das Forschungsprojekt „Exportorientierte Forschung und Entwicklung im Bereich Abwasser – Validierung an technischen Anlagen“ (EXPOVAL) zur Entwicklung von international einsetzbaren Bemessungsansätzen gefördert. Zielregionen sind warme und kalte Klimazonen, die häufig auch Entwicklungs-, Schwellen- und Transformationsländer (ESTL) umfassen.

Die Ergebnisse dieses Forschungsprojekts wurden in der DWA-Arbeitsgruppe BIZ-11.3 „Bemessung von Kläranlagen in warmen und kalten Klimazonen“ für den vorliegenden Themenband in Form von Bemessungsansätzen analog zum bestehenden DWA-Regelwerk aufbereitet. Ergänzend wurden praxisnahe Berechnungsbeispiele zu allen Verfahren erstellt (Anhang B).

Neben der Erweiterung und Anpassung der Bemessungsansätze an die besonderen Randbedingungen im internationalen Kontext wurden die Bemessungsalgorithmen in diesem Themenband für das Reinigungsziel des Kohlenstoffabbaus einheitlich auf den chemischen Sauerstoffbedarf (CSB) umgestellt, der u. a. eine Bilanzierung des Schlammanfalls ermöglicht.

Die DWA-Arbeitsgruppe dankt dem BMBF für die finanzielle Förderung, ohne die die Erstellung des vorliegenden Themenbandes und die zugrunde liegenden Untersuchungen nicht möglich gewesen wären.

Prof. Dr.-Ing. Holger Scheer  
Sprecher der DWA-Arbeitsgruppe BIZ-11.3 „Bemessung  
von Kläranlagen in warmen und kalten Klimazonen“

Essen, Oktober 2016

## Verfasser

Das Arbeitsblatt wurde von der DWA-Arbeitsgruppe BIZ-11.3 „Bemessung von Kläranlagen in warmen und kalten Klimazonen“ im Fachausschuss „Internationale Zusammenarbeit in der Wasserwirtschaft“ erstellt.

Folgende Mitglieder und Gäste der Arbeitsgruppe BIZ-11.3 haben an der Erstellung des Themenbandes mitgewirkt:

|                         |  |
|-------------------------|--|
| BAUERFELD, Katrin       | Dr.-Ing., Braunschweig   |
| BEIER, Maike            | Dr.-Ing., Hannover   |
| CORNEL, Peter           | Prof. Dr.-Ing., Darmstadt (stellv. Sprecher der Arbeitsgruppe) |
| DELLBRÜGGE, ROSA        | Dipl.-Ing., Braunschweig                                       |
| DICHTL, Norbert         | Prof. Dr.-Ing., Braunschweig                                   |
| FUHRMANN, Tim           | Dr.-Ing., Essen (Schriftleitung Themenband)                    |
| FUCHS, Heiner           | Dipl.-Ing. (FH), Mayen   |
| FUCHS, Leonhard         | Dipl.-Ing., Mayen  |
| GRIEB, Alexander        | Dipl.-Ing., Frankfurt (Projektbeirat)                          |
| GÜNTHERT, Wolfgang      | Prof. Dr.-Ing., Neubiberg (Projektbeirat)                      |
| JEKEL, Martin           | Prof. Dr.-Ing., Berlin (Projektbeirat)                         |
| HARTWIG, Peter          | Prof. Dr.-Ing., Hannover                                       |
| HENRICH, Christian-D.   | Dr. Dipl.-Ing. (FH), Hürth                                     |
| HERZER, Daniel          | Dipl.-Ing., Bochum   |
| KARL, Volker            | Dipl.-Ing., Bad Nauheim  |
| KLINGSPOR, Gunnar       | Dipl.-Ing., Hamburg  |
| KNEIDL, Stefan          | M. Sc., Darmstadt  |
| LÜBKEN, Manfred         | Dr.-Ing., Bochum   |
| MARGGRAFF, Martin       | Dipl.-Wi.-Ing., Hürth  |
| MIESKE, ROBERT          | M. Eng., Braunschweig  |
| NEIS, Uwe               | Prof. Dr.-Ing., Hamburg  |
| NELTING, Klaus          | M. Sc., Hannover   |
| OLES, Jürgen            | Dr.-Ing., Gladbeck   |
| ORTH, Hermann           | Prof. Dr.-Ing., Bochum (Projektbeirat)                         |
| PARIS, Stefania         | Dr.-Ing., Berching   |
| ROSENWINKEL, Karl-Heinz | Prof. Dr.-Ing., Hannover                                       |
| RUDOLPH, Karl-Ulrich    | Prof. Dr. mult., Witten  |
| SANDER, Stephan         | M. Sc., Darmstadt  |
| SCHEER, Holger          | Prof. Dr.-Ing., Essen (Sprecher der Arbeitsgruppe)             |
| SEEGER, Michael         | M. Sc., Stuttgart  |
| STEINMETZ, Heidrun      | Prof. Dr.-Ing., Stuttgart                                      |
| WAGNER, Martin          | Prof. Dr.-Ing., Darmstadt                                      |
| WEIL, Sebastian         | M. Sc., Witten   |
| WICHERN, Marc           | Prof. Dr.-Ing., Bochum   |
| WULF, Peter             | Dipl.-Ing., Essen  |

Projektbetreuer in der DWA-Bundesgeschäftsstelle:

|                   |  |
|-------------------|--|
| KNITSCHKY, Roland | Dipl.-Geol., Hennef<br>Abteilung Bildung und Internationale Zusammenarbeit |
|-------------------|--|

**Hauptverfasser der einzelnen Abschnitte im vorliegenden Themenband**

Folgende Hauptverfasser sind für die genannten Abschnitte verantwortlich:

|      |  |   |
|------|--|---|
| 1    | Anwendungsbereich  | SCHEER, Holger; FUHRMANN, Tim; WULF, Peter                                  |
| 2    | Symbole und Abkürzungen  | FUHRMANN, Tim   |
| 3    | Eingangsgrößen und Reinigungsanforderungen                         | SCHEER, Holger; FUHRMANN, Tim; WULF, Peter                                  |
| 4    | Verfahrensübergreifende Gesichtspunkte                             | GRIEB, Alexander; KARL, Volker  |
| 5    | Mechanische Vorbehandlung  | DELLBRÜGGE, Rosa; MIESKE, Robert; DICHTL, Norbert                           |
| 5.4  | Vorklärung   | WULF, Peter   |
| 5.5  | Abluftbehandlung   | PUSCHMANN, Marco  |
| 5.6  | Lamellenabscheider   | MARGGRAFF, Martin; HENRICH, Christian-D.                                    |
| 6    | Belebungsanlagen   | WICHERN, Marc; LÜBKEN, Manfred; HERZER, Daniel; WULF, Peter; SCHEER, Holger |
| 7    | Belüftungssysteme  | SANDER, Stephan; WAGNER, Martin   |
| 8    | Tropfkörperanlagen   | HENRICH, Christian-D.; SEEGER, Michael                                      |
| 9    | Anaerobanlagen   | NELTING, Klaus; ROSENWINKEL, Karl-Heinz                                     |
| 10   | Abwasserteichanlagen   | WEIL, Sebastian; FUCHS, Heiner; FUCHS, Leonhard; RUDOLPH, Karl-Ulrich       |
| 11   | Anaerobe Schlammstabilisierung                                     | MIESKE, Robert; BAUERFELD, Katrin; DICHTL, Norbert                          |
| 12   | Solare Klärschlamm-trocknung                                       | DELLBRÜGGE, Rosa; BAUERFELD, Katrin; DICHTL, Norbert                        |
| 13   | Elimination von Helminthen-Eiern und Desinfektion                  | KNEIDL, Stefan; CORNEL, Peter   |
| 14   | Hinweise zu betrieblichen Rahmenbedingungen bei der Anlagenplanung | GRIEB, Alexander; KARL, Volker  |
| 14.5 | Auswirkungen unterschiedlicher Organisationsmodelle                | RUDOLPH, Karl-Ulrich  |
| A    | Beispiele für Zulaufdaten und Ablaufanforderungen                  | SCHEER, Holger; FUHRMANN, Tim; WULF, Peter                                  |

### **Erarbeitung des Themenbandes im Rahmen des EXPOVAL-Verbundprojekts**

Wesentliche Inhalte des Themenbandes wurden im Forschungsverbundprojekt „Exportorientierte Forschung und Entwicklung im Bereich Abwasser – Validierung an technischen Anlagen“ (EXPOVAL) erarbeitet. Das Verbundprojekt wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) unter den Förderkennzeichen 02WA1252A – 02WA1252S gefördert. Die Verantwortung für den Inhalt des vorliegenden Themenbandes liegt bei oben benannten Hauptverfassern.

Die Gesamtkoordination und wissenschaftlich-technische Begleitung des EXPOVAL-Verbundprojekts oblag der Emscher Wassertechnik GmbH:

|                |                       |
|----------------|-----------------------|
| SCHEER, Holger | Prof. Dr.-Ing., Essen |
| FUHRMANN, Tim  | Dr.-Ing., Essen       |
| WULF, PETER    | Dipl.-Ing., Essen     |

Die Gesamtkoordination wurde unterstützt durch wissenschaftliche Subkoordinatoren an der Technischen Universität Darmstadt und der Leibniz Universität Hannover:

|                         |                           |
|-------------------------|---------------------------|
| BEIER, Maike            | Dr.-Ing., Hannover        |
| CORNEL, Peter           | Prof. Dr.-Ing., Darmstadt |
| ROSENWINKEL, KARL-HEINZ | Prof. Dr.-Ing., Hannover  |
| WAGNER, MARTIN          | Prof. Dr.-Ing., Darmstadt |

# Inhalt

|  |           |
|--|-----------|
| <b>Vorwort</b> .....   | <b>3</b>  |
| <b>Verfasser</b> .....   | <b>4</b>  |
| <b>Bilderverzeichnis</b> .....   | <b>13</b> |
| <b>Tabellenverzeichnis</b> .....   | <b>15</b> |
| <b>1 Anwendungsbereich</b> .....   | <b>20</b> |
| 1.1 Zielsetzung.....   | 20        |
| 1.2 Geltungsbereich.....   | 20        |
| 1.3 Mitgeltendes DWA-Regelwerk .....   | 20        |
| <b>2 Symbole und Abkürzungen</b> .....   | <b>21</b> |
| 2.1 Formelzeichen und Symbole .....  | 21        |
| 2.2 Sonstige Abkürzungen.....  | 25        |
| <b>3 Eingangsgrößen und Reinigungsanforderungen</b> .....                            | <b>26</b> |
| 3.1 Abschätzung und Verifikation von Bemessungsdaten .....                           | 26        |
| 3.1.1 Begrenzte Verfügbarkeit und Qualität von Eingangsdaten .....                   | 26        |
| 3.1.2 Typische Zulaufdaten.....  | 27        |
| 3.1.3 Fraktionierung von Feststoffen und chemischem Sauerstoffbedarf im Zulauf ..... | 29        |
| 3.1.4 Salzkonzentration .....  | 30        |
| 3.1.5 Tagesganglinien der Zulaufparameter.....                                       | 31        |
| 3.2 Anforderungen an den Ablauf.....   | 32        |
| 3.2.1 Reinigungsziele.....   | 32        |
| 3.2.2 Überwachungsmethoden.....  | 32        |
| <b>4 Verfahrensübergreifende Gesichtspunkte</b> .....                                | <b>34</b> |
| 4.1 Vorbemerkungen .....   | 34        |
| 4.2 Besondere Verhältnisse vor Ort .....   | 35        |
| 4.3 Besondere Abwasserinhaltsstoffe und Reinigungsanforderungen.....                 | 38        |
| 4.4 Einzusetzende Verfahren.....   | 39        |
| 4.5 Stufenweiser Ausbau zur Kapazitätsausweitung.....                                | 40        |
| <b>5 Mechanische Vorbehandlung</b> .....   | <b>41</b> |
| 5.1 Einleitung .....   | 41        |
| 5.2 Rechen .....   | 41        |
| 5.2.1 Hinweise zur Bemessung .....   | 41        |
| 5.2.2 Planerische und betriebliche Aspekte .....                                     | 42        |
| 5.3 Sand- und Fettfang .....   | 43        |
| 5.3.1 Hinweise zur Bemessung .....   | 43        |
| 5.3.2 Planerische und betriebliche Aspekte .....                                     | 44        |
| 5.4 Vorklärung .....   | 45        |
| 5.4.1 Vorbemerkungen .....   | 45        |
| 5.4.2 Verfahrensspezifische Formelzeichen .....                                      | 45        |
| 5.4.3 Bemessungshinweise.....  | 46        |
| 5.4.4 Planerische und betriebliche Aspekte .....                                     | 47        |

|          |   |           |
|----------|---|-----------|
| 5.5      | Abluftbehandlung .....  | 48        |
| 5.6      | Lamellenabscheider .....  | 49        |
| <b>6</b> | <b>Belebungsanlagen</b> .....   | <b>50</b> |
| 6.1      | Einleitung und Anwendungsbereich.....   | 50        |
| 6.2      | Erweiterung gegenüber der üblichen Bemessung in Deutschland.....  | 50        |
| 6.3      | Verfahrensspezifische Formelzeichen .....   | 51        |
| 6.4      | Bemessung .....   | 55        |
| 6.4.1    | Ablauf der Bemessung .....  | 55        |
| 6.4.2    | Verfahrenswahl.....   | 56        |
| 6.4.3    | Fraktionierung des chemischen Sauerstoffbedarfs .....   | 57        |
| 6.4.4    | Berechnung des Schlammalters.....   | 57        |
| 6.4.4.1  | Anlagen mit dem Reinigungsziel Kohlenstoffelimination (ohne gezielte Nitrifikation) ....                                  | 57        |
| 6.4.4.2  | Anlagen mit dem Reinigungsziel Nitrifikation .....  | 59        |
| 6.4.4.3  | Anlagen mit dem Reinigungsziel Nitrifikation und Denitrifikation .....  | 62        |
| 6.4.4.4  | Anlagen mit aerober Schlammstabilisierung .....   | 62        |
| 6.4.5    | Berechnung der Schlammproduktion (Überschussschlammproduktion).....   | 63        |
| 6.4.6    | Sauerstoffbedarf für den Kohlenstoffabbau .....   | 64        |
| 6.4.7    | Vergleich von Sauerstoffbedarf und Sauerstoffdargebot .....   | 64        |
| 6.4.8    | Phosphorinkorporation und Hydrolyse .....   | 65        |
| 6.4.9    | Bemessung der Nachklärung .....   | 66        |
| 6.4.10   | Sauerstoffbedarf für die Nitrifikation .....  | 66        |
| 6.5      | Planerische und betriebliche Aspekte .....  | 67        |
| 6.6      | Kostenverursachende Größen.....   | 68        |
| <b>7</b> | <b>Belüftungssysteme</b> .....  | <b>70</b> |
| 7.1      | Einleitung und Anwendungsbereich.....   | 70        |
| 7.2      | Verfahrensspezifische Formelzeichen .....   | 71        |
| 7.3      | Bemessung .....   | 73        |
| 7.3.1    | Vorbemerkungen .....  | 73        |
| 7.3.2    | Ablauf der Bemessung von Druckbelüftungssystemen.....   | 73        |
| 7.3.3    | Ablauf der Bemessung von Oberflächenbelüftungssystemen .....  | 76        |
| 7.4      | Erweiterung gegenüber der üblichen Bemessung in Deutschland.....  | 77        |
| 7.4.1    | Bemessungslastfall Belebungsanlagen (Druck- und Oberflächenbelüftungssysteme)....   | 77        |
| 7.4.2    | Stoßfaktoren $f_c$ und $f_N$ für höhere und tiefere Bemessungsschlammalter (Druck- und Oberflächenbelüftungssysteme)..... | 77        |
| 7.4.3    | Salzkorrekturterme (Druckbelüftungssysteme).....  | 78        |
| 7.4.4    | Annahme von $\alpha$ -Werten (Druckbelüftungssysteme).....  | 80        |
| 7.4.5    | Salzkorrekturterme (Oberflächenbelüftungssysteme).....  | 80        |
| 7.4.6    | Annahme von $\alpha$ -Werten (Oberflächenbelüftungssysteme).....  | 81        |
| 7.5      | Planerische und betriebliche Aspekte .....  | 81        |
| 7.6      | Kostenverursachende Größen.....   | 83        |
| <b>8</b> | <b>Tropfkörperanlagen</b> .....   | <b>84</b> |
| 8.1      | Einleitung und Anwendungsbereich.....   | 84        |
| 8.2      | Verfahrensspezifische Formelzeichen .....   | 84        |
| 8.3      | Bemessung .....   | 87        |

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| 8.3.1    | Grundlagen der Tropfkörperbemessung .....                                 | 87         |
| 8.3.2    | Ablauf der Bemessung, Methodik .....                                      | 89         |
| 8.3.3    | Eingangsdaten für die Bemessung .....                                     | 90         |
| 8.3.4    | Reinigungsziel Kohlenstoffoxidation .....                                 | 90         |
| 8.3.5    | Reinigungsziel Nitrifikation .....  | 91         |
| 8.3.6    | Reinigungsziel Kohlenstoffoxidation kombiniert mit Nitrifikation.....     | 92         |
| 8.3.7    | Sicherheitskonzept .....  | 93         |
| 8.3.8    | Wasserverteilung, Hydraulik und Spülkraft .....                           | 94         |
| 8.3.9    | Überschussschlamm .....   | 96         |
| 8.3.10   | Säurekapazität .....  | 97         |
| 8.3.11   | Toleranz gegen erhöhte Salzgehalte.....                                   | 98         |
| 8.3.12   | Simultandenitrifikation .....   | 98         |
| 8.3.13   | Ausgabewerte der Bemessung .....  | 98         |
| 8.4      | Planerische und betriebliche Aspekte .....                                | 100        |
| 8.4.1    | Vorbehandlung.....  | 100        |
| 8.4.2    | Nachbehandlung.....   | 100        |
| 8.4.3    | Konfigurationsmöglichkeiten .....   | 101        |
| 8.4.4    | Füllmaterial .....  | 102        |
| 8.4.5    | Tragrost, Raum unterhalb des Füllmaterials und Sohle .....                | 105        |
| 8.4.6    | Luftzufuhr .....  | 105        |
| 8.4.7    | Tropfkörperspülung.....   | 106        |
| 8.4.8    | Ursachen bei Betriebsstörungen und Lösungsvorschläge.....                 | 107        |
| 8.5      | Kostenverursachende Größen.....   | 108        |
| <b>9</b> | <b>Anaerobanlagen .....</b>   | <b>109</b> |
| 9.1      | Einleitung und Anwendungsbereich.....                                     | 109        |
| 9.1.1    | Anaerobe Behandlungsverfahren für kommunales Abwasser.....                | 109        |
| 9.1.2    | Einsatz kommunaler UASB-Reaktoren.....                                    | 109        |
| 9.1.3    | Aufbau kommunaler UASB-Reaktoren .....                                    | 110        |
| 9.1.4    | Unterscheidung zwischen kommunalen und industriellen UASB-Reaktoren ..... | 111        |
| 9.1.5    | Treibhausgasemissionen und Potenzial für die Energierückgewinnung .....   | 114        |
| 9.1.5.1  | Emissionsquellen .....  | 114        |
| 9.1.5.2  | Gelöstes Methan im Abfluss des UASB-Reaktors .....                        | 116        |
| 9.1.5.3  | Energierückgewinnungspotenzial .....                                      | 116        |
| 9.2      | Erweiterung der üblichen Bemessungsansätze .....                          | 118        |
| 9.3      | Verfahrensspezifische Formelzeichen .....                                 | 119        |
| 9.4      | Bemessung .....   | 123        |
| 9.4.1    | Ablauf der Bemessung .....  | 123        |
| 9.4.2    | Geometrie (Schritt 1) .....   | 123        |
| 9.4.2.1  | Reaktorgeometrie und -größe (Schritt 1.1).....                            | 123        |
| 9.4.2.2  | Nachweise der hydraulischen Belastung (Schritt 1.2).....                  | 125        |
| 9.4.2.3  | Schlammmasse (Schritt 1.3) .....  | 126        |
| 9.4.3    | CSB-Elimination (Schritt 2) .....   | 127        |
| 9.4.3.1  | Elimination des gelösten CSB (Schritt 2.1) .....                          | 127        |
| 9.4.3.2  | Abbau des partikulären CSB (Schritt 2.2).....                             | 128        |
| 9.4.3.3  | Abtrieb von partikulärem CSB (Schritt 2.3).....                           | 128        |

|           |   |            |
|-----------|---|------------|
| 9.4.4     | Feststoffbilanz (Schritt 3) .....   | 129        |
| 9.4.4.1   | Feststoffabtrieb (Schritt 3.1).....   | 129        |
| 9.4.4.2   | Hydrolyse der organischen Feststoffe (Schritt 3.2).....                         | 130        |
| 9.4.4.3   | Akkumulation der Feststoffe (Schritt 3.3) .....                                 | 130        |
| 9.4.4.4   | Überschussschlammabzug (Schritt 3.4) .....                                      | 131        |
| 9.4.4.5   | Schlammalter (Schritt 3.5) .....  | 132        |
| 9.4.5     | Methanproduktion (Schritt 4).....   | 132        |
| 9.4.5.1   | Gelöste Methanmenge im Ablauf des UASB-Reaktors (Schritt 4.1) .....             | 133        |
| 9.4.5.2   | Fassbare Methanmenge im Dreiphasenabscheider (Schritt 4.2) .....                | 134        |
| 9.5       | Nachbehandlungsschritte .....   | 134        |
| 9.5.1     | Elimination von Kohlenstoff und Feststoffen .....                               | 134        |
| 9.5.2     | Nährstoffelimination.....   | 135        |
| 9.5.3     | Desinfektion .....  | 135        |
| 9.5.4     | Rückgewinnung von gelöstem Methan .....   | 135        |
| 9.6       | Planerische und betriebliche Aspekte .....                                      | 136        |
| 9.6.1     | Vorbehandlung.....  | 136        |
| 9.6.2     | Zulaufverteilung.....   | 136        |
| 9.6.3     | Reaktorform und -höhe .....   | 138        |
| 9.6.4     | Phasentrennung (3PA).....   | 138        |
| 9.6.5     | Peripheres Gassystem.....   | 140        |
| 9.6.6     | Schlammmanagement .....   | 140        |
| 9.6.7     | Inbetriebnahme .....  | 141        |
| 9.7       | Kostenverursachende Größen.....   | 141        |
| <b>10</b> | <b>Abwasserteichanlagen .....</b>   | <b>143</b> |
| 10.1      | Einleitung und Anwendungsbereiche.....  | 143        |
| 10.1.1    | Anwendung .....   | 143        |
| 10.1.2    | Typen von Abwasserteichen .....   | 143        |
| 10.2      | Erweiterung gegenüber der üblichen Bemessung in Deutschland.....                | 144        |
| 10.3      | Verfahrensspezifische Formelzeichen .....                                       | 144        |
| 10.4      | Bemessung .....   | 145        |
| 10.4.1    | Grundlegende Hinweise zur Bemessung .....                                       | 145        |
| 10.4.2    | Maßgebende Temperatur .....   | 146        |
| 10.4.3    | Anaerobteiche.....  | 146        |
| 10.4.3.1  | Vorbemerkungen .....  | 146        |
| 10.4.3.2  | Ablauf der Bemessung .....  | 146        |
| 10.4.3.3  | Bemessungsschritte.....   | 147        |
| 10.4.4    | Fakultativteiche .....  | 149        |
| 10.4.4.1  | Vorbemerkungen .....  | 149        |
| 10.4.4.2  | Ablauf der Bemessung .....  | 149        |
| 10.4.4.3  | Bemessungsschritte.....   | 150        |
| 10.4.5    | Belüftete Teiche.....   | 153        |
| 10.4.5.1  | Ablauf der Bemessung .....  | 153        |
| 10.4.5.2  | Schrittweise temperaturabhängige Bemessung .....                                | 153        |
| 10.4.5.3  | Sauerstoffverbrauch, erforderliche Sauerstoffzufuhr und Belüftungstechnik ..... | 155        |
| 10.4.6    | Schönungsteiche .....   | 158        |

|           |  |            |
|-----------|--|------------|
| 10.5      | Hinweise zur Stickstoffelimination.....  | 158        |
| 10.5.1    | Stickstoffelimination in Abwasserteichen.....  | 158        |
| 10.5.2    | Abschätzung der N-Ablaufkonzentrationen.....   | 159        |
| 10.5.3    | Separate Stickstoffelimination.....  | 160        |
| 10.6      | Hinweise zur Abwasserdesinfektion.....   | 160        |
| 10.7      | Planerische und betriebliche Aspekte.....  | 160        |
| 10.7.1    | Grundsätzliches zur Planung von Abwasserteichanlagen.....  | 160        |
| 10.7.2    | Einfluss von besonders niedrigen Temperaturen.....   | 162        |
| 10.7.3    | Hydraulische Gestaltung.....   | 162        |
| 10.7.4    | Nachbehandlung mit Filterdämmen.....   | 163        |
| 10.7.5    | Betrieb von Abwasserteichen.....   | 164        |
| 10.7.5.1  | Entschlammung der Teiche.....  | 164        |
| 10.7.5.2  | Sonstige betriebliche Aspekte.....   | 164        |
| 10.7.6    | Verdunstung bei besonders hohen Temperaturen.....  | 165        |
| 10.8      | Kostenverursachende Größen.....  | 165        |
| 10.9      | Hinweise zu symbiotischen Algen-Bakterien-Teichen als Weiterentwicklung<br>der konventionellen Teichsysteme..... | 167        |
| 10.9.1    | Verfahrenskonzeption.....  | 167        |
| 10.9.2    | Praktische Empfehlungen für Auslegung und Betrieb des SAB-Verfahrens.....  | 168        |
| <b>11</b> | <b>Anaerobe Schlammstabilisierung.....</b>   | <b>170</b> |
| 11.1      | Einleitung und Anwendungsbereich.....  | 170        |
| 11.2      | Verfahrensspezifische Formelzeichen.....   | 172        |
| 11.3      | Erweiterung gegenüber der üblichen Bemessung in Deutschland.....   | 174        |
| 11.3.1    | Bemessungsregeln für die anaerobe Schlammstabilisierung.....   | 174        |
| 11.3.2    | Anaerobe Schlammstabilisierung bei niedrigen und hohen Temperaturen.....   | 174        |
| 11.3.3    | Angepasste Faultemperaturen.....   | 175        |
| 11.3.4    | Faulbehälter ohne Wärmedämmung.....  | 175        |
| 11.4      | Bemessung.....   | 176        |
| 11.4.1    | Verfahrensspezifische Eingangsgrößen und Anwendungsbereiche.....   | 176        |
| 11.4.2    | Ablauf der Bemessung.....  | 182        |
| 11.4.3    | Wesentliche Bemessungsschritte.....  | 184        |
| 11.4.4    | Faulbehälter ohne Wärmedämmung.....  | 187        |
| 11.5      | Planerische und betriebliche Aspekte.....  | 188        |
| 11.6      | Kostenverursachende Größen.....  | 191        |
| 11.7      | Schlammwässerung.....  | 194        |
| <b>12</b> | <b>Solare Klärschlamm-trocknung.....</b>   | <b>196</b> |
| 12.1      | Einleitung und Anwendungsbereich.....  | 196        |
| 12.2      | Erweiterung gegenüber der üblichen Bemessung in Deutschland.....   | 198        |
| 12.3      | Verfahrensspezifische Formelzeichen.....   | 198        |
| 12.4      | Bemessung.....   | 199        |
| 12.4.1    | Erläuterung des Bemessungsansatzes.....  | 199        |
| 12.4.2    | Ablauf der Bemessung.....  | 200        |
| 12.4.3    | Erläuterung der Eingangswerte.....   | 201        |
| 12.4.4    | Ermittlung der potenziellen Verdunstung ( $E_{p,SKT}$ ).....   | 204        |
| 12.4.5    | Berechnung der Soll-Verdunstung ( $E_{soll}$ ).....  | 205        |

|                 |   |            |
|-----------------|---|------------|
| 12.4.6          | Berechnung der Trocknungsfläche ( $A_{\text{Trocknung}}$ ) .....                | 206        |
| 12.4.7          | Überprüfung des Flächenbedarfs .....  | 206        |
| 12.4.8          | Ermittlung der Feststoffflächenbelastung ( $B_{\text{TR,a}}$ ) .....            | 207        |
| 12.4.9          | Ermittlung der Luftwechselrate ( $n$ ) .....                                    | 207        |
| 12.5            | Planerische und betriebliche Aspekte .....                                      | 210        |
| 12.6            | Kostenverursachende Größen.....   | 211        |
| 12.7            | Verwertung und Entsorgung getrockneter Schlämme .....                           | 212        |
| 12.7.1          | Inhaltsstoffe des getrockneten Klärschlammes.....                               | 212        |
| 12.7.2          | Verwertung getrockneter Schlämme .....  | 213        |
| 12.7.2.1        | Aktuelle Entsorgungsarten .....   | 213        |
| 12.7.2.2        | Landwirtschaftliche Verwertung .....  | 214        |
| <b>13</b>       | <b>Elimination von Helminthen-Eiern und Desinfektion .....</b>                  | <b>216</b> |
| 13.1            | Einleitung und Anwendungsgrenzen.....   | 216        |
| 13.1.1          | Vorbemerkungen .....  | 216        |
| 13.1.2          | Verfahrensspezifische Kurzzeichen .....   | 216        |
| 13.1.3          | Prävalenz von Helminthen und Einflussgrößen für deren Vorkommen.....            | 217        |
| 13.1.4          | Helminthen-Eier im Abwasserbehandlungsprozess .....                             | 222        |
| 13.2            | Verfahren zur Desinfektion von Abwasser zur Wiederverwendung .....              | 226        |
| 13.3            | Bemessung von Mikrosiebanlagen zur Entfernung von Helminthen-Eiern .....        | 230        |
| 13.3.1          | Empfehlungen zur Analyse von Helminthen-Eiern.....                              | 230        |
| 13.3.2          | Empfehlungen zur Bemessung von Mikrosiebanlagen .....                           | 232        |
| 13.3.3          | Planerische und betriebliche Aspekte .....                                      | 234        |
| 13.3.4          | Kostenverursachende Größen.....   | 236        |
| <b>14</b>       | <b>Hinweise zu betrieblichen Rahmenbedingungen bei der Anlagenplanung .....</b> | <b>236</b> |
| 14.1            | Planungsrelevante Aspekte des Anlagenbetriebs .....                             | 236        |
| 14.2            | Qualifikation des Betriebspersonals .....                                       | 236        |
| 14.3            | Betriebsanweisungen und Inbetriebnahme .....                                    | 237        |
| 14.4            | Betriebsmittel und Ersatzteile .....  | 237        |
| 14.5            | Auswirkungen unterschiedlicher Organisationsmodelle .....                       | 238        |
| <b>Anhang A</b> | <b>Beispiele für Zulaufdaten und Ablaufanforderungen .....</b>                  | <b>241</b> |
| A.1             | Beispiel für Zulaufdaten im internationalen Kontext.....                        | 241        |
| A.2             | Beispiele für Ablaufanforderungen im internationalen Kontext .....              | 242        |
| A.3             | Reinigungsziele und Überwachungsmethode in Deutschland .....                    | 243        |
| A.4             | Reinigungsziele und Überwachungsmethode in der Europäischen Union .....         | 244        |
| <b>Anhang B</b> | <b>Berechnungsbeispiele .....</b>   | <b>246</b> |
| B.1             | Eingangsdaten und Reinigungsanforderungen für die Berechnungsbeispiele.....     | 246        |
| B.2             | Berechnungsbeispiel für eine Vorklärung .....                                   | 248        |
| B.2.1           | Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen .....                            | 248        |
| B.2.2           | Bemessung der Vorklärung .....  | 249        |
| B.3             | Berechnungsbeispiel für eine Belebungsanlage .....                              | 250        |
| B.3.1           | Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen .....                            | 250        |
| B.3.2           | Bemessungsgrundlagen .....  | 250        |
| B.3.3           | Berechnung der Schlammmasse .....   | 251        |

|                  |   |            |
|------------------|---|------------|
| B.3.4            | Bemessung der Belebung .....  | 255        |
| B.3.5            | Bemessung von Belüftungssystemen .....  | 255        |
| B.4              | Berechnungsbeispiel für eine Tropfkörperanlage .....  | 260        |
| B.4.1            | Ermittlung der benötigten Eingangsgrößen.....   | 260        |
| B.4.2            | Start der Iteration und erste Iterationsschritte (ohne Rezirkulation).....                  | 262        |
| B.4.3            | Dimensionierung der Nachklärung .....   | 264        |
| B.4.4            | Ergebnisprüfung .....   | 264        |
| B.4.5            | Korrektur der hydraulischen Parameter .....   | 264        |
| B.4.6            | Fortsetzung der Iteration (mit Rezirkulation) .....   | 265        |
| B.4.7            | Einfluss des Salzgehalts und Sicherheitskonzept .....                                       | 267        |
| B.4.8            | Erneute Ergebnisprüfung .....   | 267        |
| B.4.9            | Berechnung der Ausgabegrößen und Darstellung der Tropfkörperdimensionen .....               | 268        |
| B.5              | Berechnungsbeispiel für einen UASB-Reaktor .....  | 270        |
| B.5.1            | Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen.....   | 270        |
| B.5.2            | Schrittweise Bemessung.....   | 272        |
| B.6              | Berechnungsbeispiel für eine Abwasserteichanlage.....                                       | 275        |
| B.6.1            | Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen.....   | 275        |
| B.6.2            | Bemessung der Anaerobteiche .....   | 276        |
| B.6.3            | Bemessung der Fakultativteiche.....   | 277        |
| B.7              | Berechnungsbeispiel für eine Verfahrenskombination aus Anaerobteichen und Tropfkörpern..... | 278        |
| B.7.1            | Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen.....   | 279        |
| B.7.2            | Bemessung der Anaerobteiche .....   | 279        |
| B.7.3            | Bemessung der Tropfkörper .....   | 280        |
| B.8              | Berechnungsbeispiel für die anaerobe Klärschlammbehandlung .....                            | 283        |
| B.8.1            | Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen.....   | 284        |
| B.8.2            | Schrittweise Bemessung.....   | 284        |
| B.9              | Berechnungsbeispiel für die solare Klärschlamm-trocknung .....                              | 287        |
| B.9.1            | Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen.....   | 287        |
| B.9.2            | Bemessung .....   | 288        |
| <b>Literatur</b> | .....   | <b>290</b> |

## Bilderverzeichnis

|           |  |    |
|-----------|--|----|
| Bild 3.1: | Exemplarische Tagesganglinien des Abwasserzuflusses und ausgewählter Zuflusskonzentrationen für eine Kläranlage mit 100.000 E .....                            | 31 |
| Bild 3.2: | Vergleich der Bewertung bei der Überwachung mittels Stichproben und Tagesmittelwerten anhand eines Beispiels zum CSB-Tagesgang im Ablauf einer Kläranlage..... | 33 |
| Bild 5.1: | Sinkgeschwindigkeitsverteilung $v_s$ von Quarzsand .....   | 44 |
| Bild 5.2: | Hydrolyserate bei anaerober Hydrolyse in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur ...   | 48 |
| Bild 6.1: | Ablauf der Bemessung einer Belebungsanlage .....   | 56 |
| Bild 6.2: | Maximale Netto-Wachstumsraten der Nitrosomonas und Nitrobacter .....   | 58 |

|             |  |     |
|-------------|--|-----|
| Bild 6.3:   | Kritischer Punkt bei 30 °C für die ammonium- und nitritoxidierende Biomasse, Nitrobacter; waagerechte Linien geben den Abstand des kritischen Punktes vom Ausschwemmpunkt wieder ..... | 59  |
| Bild 6.4:   | Stabilisierungsdauer in Abhängigkeit von der Temperatur .....  | 63  |
| Bild 7.1:   | Ablauf der Bemessung von Druckbelüftungssystemen .....   | 74  |
| Bild 7.2:   | Ablauf der Bemessung von Oberflächenbelüftungssystemen .....   | 76  |
| Bild 8.1:   | Aufteilung der Tropfkörperhöhe in $n$ Segmente gleicher Höhe entsprechend eines Schichtenmodells .....   | 88  |
| Bild 8.2:   | Aufteilung der Prozesse entlang der Tropfkörperhöhe .....  | 88  |
| Bild 8.3:   | Ablauf der Bemessung von Tropfkörpern.....   | 90  |
| Bild 8.4:   | Einstufige Tropfkörperanlage zum Kohlenstoffabbau .....  | 101 |
| Bild 8.5:   | Einstufige Tropfkörperanlage zum Kohlenstoffabbau und/oder zur Nitrifikation.....  | 101 |
| Bild 8.6:   | Mehrstufige Tropfkörperanlage zum Kohlenstoffabbau und/oder zur Nitrifikation .....  | 102 |
| Bild 8.7:   | Mehrstufige Tropfkörperanlage zum weitergehenden Stickstoffabbau .....   | 102 |
| Bild 9.1:   | Aufbau eines UASB-Reaktors .....   | 110 |
| Bild 9.2:   | Darstellung offener und abgedeckter UASB-Systeme.....  | 115 |
| Bild 9.3:   | Potenzieller Verlust von gelöstem Methan im Absetzbereich eines UASB-Reaktors in Abhängigkeit von der CSB-Zulaufkonzentration, Temperatur und Methankonzentration im Faulgas.....      | 116 |
| Bild 9.4:   | Ablauf der Bemessung für kommunale UASB-Reaktoren.....   | 123 |
| Bild 9.5:   | Funktionalitätszonen in einem kommunalen UASB-Reaktor .....  | 124 |
| Bild 9.6:   | Baugruppen von UASB-Reaktoren .....  | 142 |
| Bild 10.1:  | Ablauf der Bemessung von Anaerobteichen.....   | 147 |
| Bild 10.2:  | Richtwerte für die prozentuale CSB-Reduktion in Abhängigkeit der Abwassertemperatur .....  | 147 |
| Bild 10.3:  | Ablauf der Bemessung von Fakultativteichen .....   | 149 |
| Bild 10.4:  | Zulässige CSB-Flächenbelastung in Fakultativteichen in Abhängigkeit von der Wassertemperatur und der Solarstrahlung .....  | 151 |
| Bild 10.5:  | Ablauf der Bemessung von belüfteten Abwasserteichen.....   | 153 |
| Bild 10.6:  | Zulässige CSB-Raumbelastung für belüftete Teiche (für verschiedene $k_1$ und $k_2$ ).....  | 154 |
| Bild 10.7:  | Schätzung CSB-Abbaugrad für belüftete Teiche (einstufig, $k_2 = 1,0$ ).....  | 155 |
| Bild 10.8:  | Natürlicher Stickstoffabbau in Teichen .....   | 159 |
| Bild 10.9:  | Ausrichtung des Teiches in Bezug auf die vorherrschende Windrichtung .....   | 161 |
| Bild 10.10: | Konstruktive Elemente eines Teichdeiches.....  | 161 |
| Bild 10.11: | Beispiel für den Einbau eines horizontal durchströmten Filterdammes.....   | 163 |
| Bild 10.12: | Kostenverursachende Größen bei Abwasserteichen; Fakultativteiche für Anlagen bis 30.000 E.....   | 166 |
| Bild 10.13: | Spezifische Investitionskosten pro Einwohner .....   | 166 |
| Bild 10.14: | Symbiotische Wechselwirkungen zwischen Algen und Bakterienbiomasse .....   | 167 |
| Bild 10.15: | Schematische Darstellung des Betriebs vom SAB-Verfahren .....  | 168 |
| Bild 11.1:  | Grundoperationen der anaeroben Klärschlammstabilisierung .....   | 170 |
| Bild 11.2:  | Schema eines eiförmigen Faulbehälters.....   | 171 |
| Bild 11.3:  | Ausschnitt einer Weltkarte mit potenziellen Standorten für Faulbehälter ohne Wärmedämmung.....   | 176 |
| Bild 11.4:  | Bereich mit hinreichendem Stabilisierungsergebnis in Relation zur Faulzeit und Faultemperatur .....  | 182 |

|             |   |     |
|-------------|---|-----|
| Bild 11.5:  | Vorgehensweise zur Bemessung einer Faulstufe .....  | 183 |
| Bild 11.6:  | Überschlägige Anteile der Investitionskosten einer Kläranlage für 100.000 E,<br>mit Details zur Schlammbehandlung .....   | 192 |
| Bild 11.7:  | Stromverbrauch einer Kläranlage mit Fokus auf der Schlammbehandlung.....  | 193 |
| Bild 12.1:  | Schema der solaren Klärschlamm-trocknung .....  | 196 |
| Bild 12.2:  | Foto einer solaren Klärschlamm-trocknung .....  | 196 |
| Bild 12.3:  | Ablauf der Bemessung für die solare Klärschlamm-trocknung .....   | 201 |
| Bild 12.4:  | Vergleich der berechneten potenziellen Verdunstung und der<br>tatsächlich gemessenen Verdunstung.....   | 205 |
| Bild 12.5:  | Abhängigkeit der Temperatur von der Bestrahlung.....  | 205 |
| Bild 12.6:  | Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte innen von der Luftwechselrate<br>bei verschiedenen relativen Luftfeuchten außen und $T_e = 20\text{ °C}$ .....                   | 209 |
| Bild 12.7:  | Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte innen von der Luftwechselrate<br>bei verschiedenen Außentemperaturen und $\Phi_e = 55\%$ .....                                   | 210 |
| Bild 12.8:  | Prozentuale Verteilung der Investitionskosten für eine Anlage zur<br>solaren Klärschlamm-trocknung .....  | 211 |
| Bild 12.9:  | Klärschlammverwertung in Europa 2012 .....  | 213 |
| Bild 13.1:  | (A) Gesamtprävalenz der STH mit Bezug auf das jeweilige Land,<br>(B) Anteil der landesspezifischen Prävalenz an der globalen Prävalenz .....                            | 217 |
| Bild 13.2:  | Prävalenz der bodenübertragbaren Helminthen nach Spezies:<br>(A) Hakenwürmer, (B) <i>Ascaris lumbricoides</i> , (C) <i>Trichuris trichiura</i> .....                    | 218 |
| Bild 13.3:  | Übersicht zu den Eiern häufig auftretender Helminthenspezies (Größe in $\mu\text{m}$ ).....   | 218 |
| Bild 13.4:  | Eier der Spezies <i>Ascaris suum</i> , <i>Trichuris trichiura</i> und Ei der Spezies<br>der Hakenwürmer .....   | 219 |
| Bild 13.5:  | Hüllenstruktur mit „Mammillations“ der Eier von <i>Ascaris</i> sp. ....   | 220 |
| Bild 13.6:  | Prozentuale Abtötung von Eiern der Spezies <i>Ascaris</i> spp. ....   | 221 |
| Bild 13.7:  | Feststoffbezogene Abtötung von Eiern der Spezies <i>Ascaris lumbricoides</i><br>in Abhängigkeit von der Temperatur und einer Kontaktzeit von 120 min .....              | 221 |
| Bild 13.8:  | Abscheidung von Helminthen-Eiern in Abwasserteichanlagen in<br>Abhängigkeit der Aufenthaltsdauer .....  | 225 |
| Bild 13.9:  | Ablaufschema eines Analyseverfahrens für Helminthen-Eier ohne Inkubation.....   | 232 |
| Bild 13.10: | Ablaufschema der Bemessung .....  | 233 |
| Bild 13.11: | Ei der Spezies <i>Ascaris suum</i> und Ersatzpartikel (auf 50 $\mu\text{m}$ Gewebe),<br>Eier der Spezies <i>Trichuris trichiura</i> (auf 10 $\mu\text{m}$ Gewebe) ..... | 234 |
| Bild 13.12: | PE-Partikel, blau und rot, 38 $\mu\text{m}$ bis 45 $\mu\text{m}$ , spezifische Dichte: 1,08 $\text{g/cm}^3$ .....   | 235 |
| Bild 14.1:  | Organisationsmodelle für die Abwasserentsorgung .....   | 238 |
| Bild B.1:   | Fließbild zur Verfahrenskombination von Abwasserteich und Tropfkörper .....   | 278 |

## Tabellenverzeichnis

|  |    |
|--|----|
| Formelzeichen.....   | 21 |
| Chemische Elemente und Verbindungen, Summenparameter.....  | 24 |
| Indizes für Ort oder Zweck der Probenahme.....   | 25 |
| Tabelle 3.1: Beispiele für unterschiedliche Zulaufqualitäten in verschiedenen Ländern.....   | 28 |
| Tabelle 3.2: Erfahrungswerte für einige Fraktionen des chemischen Sauerstoffbedarfs<br>im Zulauf gemäß Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) ..... | 30 |
| Tabelle 4.1: Örtliche Besonderheiten und resultierende planerische Konsequenzen.....   | 36 |

|               |  |     |
|---------------|--|-----|
| Tabelle 4.2:  | Erfüllung von Reinigungszielen durch ausgewählte Abwasserreinigungsverfahren..   | 40  |
| Tabelle 5.1:  | Bemessungsdaten für belüftete Sandfänge in KAUB (2010) .....   | 43  |
| Tabelle 5.2:  | Abscheideleistung $\eta_{VK}$ der Vorklärung in Abhängigkeit von der Aufenthaltszeit $t_R$ bezogen auf den mittleren Trockenwetterabfluss $Q_{T,d,aM}$ .....   | 46  |
| Tabelle 5.3:  | Orientierungswerte für die Durchflusszeit $t_R$ für unterschiedliche Reinigungsziele und Schlammbehandlungsverfahren .....   | 46  |
| Tabelle 6.1:  | Bemessungsschlammalter für Anlagen mit dem Reinigungsziel der Kohlenstoffelimination (ohne gezielte Nitrifikation) .....   | 57  |
| Tabelle 6.2:  | Prozessfaktor in Abhängigkeit der KN-Zulaufschwankungen für einen Temperaturbereich von 5 °C bis 30 °C .....   | 60  |
| Tabelle 6.3:  | Aerobes Bemessungsschlammalter für Anlagengrößen bis 20.000 E in Abhängigkeit der Temperatur und der Ammoniumstickstoffablaufwerte im Tagesmittel .....  | 61  |
| Tabelle 6.4:  | Aerobes Bemessungsschlammalter für Anlagengrößen über 100.000 E in Abhängigkeit der Temperatur und der Ammoniumstickstoffablaufwerte im Tagesmittel .....  | 61  |
| Tabelle 6.5:  | $\alpha_{DB}$ in Abhängigkeit von der Temperatur.....  | 65  |
| Tabelle 7.1:  | Stoßfaktoren für den Sauerstoffverbrauch.....  | 78  |
| Tabelle 7.2:  | $\alpha$ -Werte für feinblasige Druckbelüftungssysteme in Abhängigkeit des Behandlungsverfahrens und des Reinigungsziels je Bemessungslastfall.....  | 80  |
| Tabelle 8.1:  | Eingangsgößen für die Tropfkörperbemessung .....   | 90  |
| Tabelle 8.2:  | Anwendung der Gujer-und-Boller-Gleichung im Übergangsbereich .....   | 93  |
| Tabelle 8.3:  | Richtwerte für SK-Faktoren (Zwischenwerte sind zu interpolieren) .....   | 95  |
| Tabelle 8.4:  | Ausgabewerte der Tropfkörperbemessung.....   | 98  |
| Tabelle 8.5:  | Beispiele von $k_{20}$ -Werten verschiedener Füllkörpertypen in $(m^3/(h \cdot m^2))^{0,5}$ für eine Füllmaterialhöhe von 5,2 m .....  | 104 |
| Tabelle 9.1:  | Empfohlene rechnerische hydraulische Aufenthaltszeit gemäß unterschiedlicher Bemessungshinweise .....  | 112 |
| Tabelle 9.2:  | Empfohlene Aufstromgeschwindigkeit aus unterschiedlichen Bemessungshinweisen .....   | 113 |
| Tabelle 9.3:  | Gegenüberstellung der theoretisch maximal möglichen gelösten Methanmenge mit tatsächlich gemessenen Mengen in großtechnischen UASB-Reaktoren bei 20 °C bis 25 °C.....  | 117 |
| Tabelle 9.4:  | Minimale rechnerische hydraulische Aufenthaltszeit im Faulraum $t_{R,Faulraum}$ bei einer Höhe des Faulraums von $h_{Faulraum} = 2,5 - 3,0$ m und in Abhängigkeit von der Temperatur .....                               | 125 |
| Tabelle 9.5:  | Schätzwerte für die mittlere organische Schlammkonzentration $X_{oTS,Faulraum}$ in Abhängigkeit von der Faulraum- und Schlammбетhöhe ( $GV_{TS} = 0,6$ ) .....   | 126 |
| Tabelle 9.6:  | Ablaufkonzentration des gelösten CSB $S_{CSB,AR}$ in Abhängigkeit von der Zulaufkonzentration $S_{CSB,ZR}$ .....   | 127 |
| Tabelle 9.7:  | Ablaufkonzentration des partikulären CSB $X_{CSB,AR}$ in Abhängigkeit von der Aufstromgeschwindigkeit $v_{Auf}$ .....  | 128 |
| Tabelle 9.8:  | Feststoffkonzentration $X_{TS,ÜS}$ in verschiedenen Faulraumhöhen als Funktion der gesamten Schlammбетhöhe; Schlamm Spiegelgrenze 0,5 m unterhalb der Unterkante des Dreiphasenabscheiders ( $X_{oTS} \leq 5$ g/l) ..... | 131 |
| Tabelle 9.9:  | Empfohlenes Schlammalter $t_{TS,soll}$ in Abhängigkeit von der Temperatur .....  | 132 |
| Tabelle 9.10: | Anhaltswerte für die fassbare Methanmenge im Dreiphasenabscheider $Q_{d,CH_4,3PA}$ in Abhängigkeit der Abwassertemperatur .....  | 133 |
| Tabelle 9.11: | Anhaltswerte für die Sättigungskonzentration von gelöstem Methan $C_{S,CH_4}$ ( $Nm^3 CH_4$ -gel/ $m^3$ Abwasser) an der Unterkante des Dreiphasenabscheiders.....   | 133 |

|                |  |     |
|----------------|--|-----|
| Tabelle 9.12:  | Zusammenstellung von Auslegungswerten für die mechanische Vorreinigung bei kommunalen UASB-Reaktoren.....  | 136 |
| Tabelle 9.13:  | Auslegung der Zuflussverteilung.....   | 137 |
| Tabelle 9.14:  | Empfohlene Flächenbeschickung pro Zuflussrohr in Abhängigkeit von der Schlammstruktur und Raumbelastung .....  | 138 |
| Tabelle 9.15:  | Auslegung der Gasfassung .....   | 139 |
| Tabelle 9.16:  | Bemessungswerte für Aufstromgeschwindigkeiten und hydraulische Aufenthaltszeiten im Dreiphasenabscheider für kommunales Abwasser .....   | 139 |
| Tabelle 9.17:  | Wichtigste Kostenpositionen bei der anaeroben Kommunalabwasserbehandlung....   | 142 |
| Tabelle 10.1:  | Typen und Bezeichnungen von Abwasserteichen.....   | 143 |
| Tabelle 10.2:  | Kombinationsbeispiele für mehrstufige Abwasserteichanlagen .....   | 145 |
| Tabelle 10.3:  | Richtwerte für die zulässige CSB-Raumbelastung und die prozentuale CSB-Elimination.....  | 147 |
| Tabelle 10.4:  | Übliche Größenordnungen für die geometrische Auslegung der Anaerobteiche..   | 148 |
| Tabelle 10.5:  | Übliche Größenordnungen für die geometrische Auslegung der Fakultativteiche  | 151 |
| Tabelle 10.6:  | Richtwerte für den Abbaugrad der CSB-Konzentration im Ablauf einer Anlage mit belüfteten Abwasserteichen (Ablauf aus dem Schönungsteich) bei Einhaltung der zulässigen CSB-Raumbelastung ..... | 153 |
| Tabelle 10.7:  | Einflussfaktoren für die Bestimmung der CSB-Raumbelastung von belüfteten Abwasserteichen .....   | 154 |
| Tabelle 10.8:  | Übliche Größenordnungen für die geometrische Auslegung der belüfteten Abwasserteiche .....   | 155 |
| Tabelle 10.9:  | Richtwerte für bauliche Elemente eines Abwasserteiches.....  | 161 |
| Tabelle 10.10: | Empfehlungen zur Schlammräumung .....  | 164 |
| Tabelle 11.1:  | Temperaturbereiche und Faulzeiten für die Klärschlammfäulung .....   | 174 |
| Tabelle 11.2:  | Zuordnung wichtiger Kennwerte der Schlammarten.....  | 178 |
| Tabelle 11.3:  | Anhaltswerte für Faulgasausbeuten bezogen auf die zugeführte Fracht an Organik ..  | 179 |
| Tabelle 11.4:  | Zusammenfassende Liste möglicher Co-Substrate.....   | 180 |
| Tabelle 11.5:  | Feststoffgehalte von Substraten im Zulauf der Fäulung.....   | 185 |
| Tabelle 11.6:  | Erweiterung der nach DWA-M 368 empfohlenen Bemessungsschlammalter .....  | 185 |
| Tabelle 11.7:  | Zusammenstellung spezifischer Kosten für die Schlammbehandlung einer Beispielkläranlage mit 100.000 E.....   | 194 |
| Tabelle 11.8:  | Unterscheidungsmerkmale verschiedener Entwässerungsaggregate .....   | 195 |
| Tabelle 12.1:  | Größenordnungen für mittlere Jahreswerte der Bestrahlung $H_6$ .....   | 202 |
| Tabelle 12.2:  | Transmissionswerte $\tau$ verschiedener Eindeckungsmaterialien .....   | 202 |
| Tabelle 12.3:  | Beispiele für die Verdunstungsleistung unterschiedlicher Wärmequellen im halbtechnischen Maßstab .....   | 203 |
| Tabelle 12.4:  | Temperaturerhöhung $\Delta T$ aufgrund des Gewächshauseffekts in Abhängigkeit von den Klimabedingungen des Standorts.....  | 204 |
| Tabelle 12.5:  | Aufschlag $\Delta T$ zur Berücksichtigung des Unterschieds zwischen Außenklima und Innenklima (DELLBRÜGGE 2017) .....  | 207 |
| Tabelle 12.6:  | Veränderung der Schlamminhaltsstoffe über den Trocknungsprozess .....  | 212 |
| Tabelle 12.7:  | Grenzwerte und Empfehlungen für den landwirtschaftlichen Einsatz von Klärschlamm .....   | 214 |
| Tabelle 13.1:  | Übliche, maximale Überlebensdauer relevanter Mikroorganismen und Helminthen-Eier .....   | 219 |
| Tabelle 13.2:  | Übliche Größenbereiche von Eiern häufig auftretender Helminthenspezies .....   | 223 |

|               |   |     |
|---------------|---|-----|
| Tabelle 13.3: | Vergleich der spezifischen Dichte und der mittleren Sedimentationsgeschwindigkeiten unterschiedlicher Helminthenspezies .....   | 223 |
| Tabelle 13.4: | Reduktionsraten für Helminthen-Eier in verschiedenen Verfahren der Abwasserreinigung.....   | 224 |
| Tabelle 13.5: | Reduktion (Abtötung) von Helminthen-Eiern bei verschiedenen Schlammbehandlungsverfahren .....   | 226 |
| Tabelle 13.6: | Konzentrationswerte einiger pathogener Organismen im Abwasser von Entwicklungsländern und Nicht-Entwicklungsländern .....   | 227 |
| Tabelle 13.7: | Zusammenfassende Darstellung gängiger Desinfektionsverfahren .....  | 228 |
| Tabelle 13.8: | Potenzielle Wirkung von Abwasserbehandlungsverfahren auf pathogene Organismen.....  | 229 |
| Tabelle 13.9: | Darstellung des Rückhalts an handelsüblichen Siebgeweben .....  | 234 |
| Tabelle A.1:  | Zulaufwerte für die Bemessung der Kläranlage gemäß Ausschreibungsunterlagen.....  | 241 |
| Tabelle A.2:  | Auszug aus den Ablaufanforderungen .....  | 242 |
| Tabelle A.3:  | Konzentrationen im Zulauf und Ablaufanforderungen.....  | 242 |
| Tabelle A.4:  | Konzentrationen im Zulauf und Ablaufanforderungen.....  | 243 |
| Tabelle A.5:  | Anforderungen für kommunales Abwasser gemäß deutscher Abwasserverordnung.....   | 244 |
| Tabelle A.6:  | Anforderungen an Einleitungen aus kommunalen Abwasseranlagen gemäß europäischer Richtlinie 91/271/EWG .....   | 244 |
| Tabelle A.7:  | Anforderungen an Einleitungen aus kommunalen Abwasseranlagen in empfindlichen Gebieten gemäß europäischer Richtlinie 91/271/EWG .....   | 245 |
| Tabelle A.8:  | Zulässige Anzahl von Proben mit Abweichungen gemäß europäischer Richtlinie 91/271/EWG.....  | 245 |
| Tabelle B.1:  | Zulaufwerte als Eingangswerte für die Berechnungsbeispiele .....  | 246 |
| Tabelle B.2:  | Abwassertemperaturen, Salzgehalte und Ablaufanforderungen für die Berechnungsbeispiele (Bemessungsfall 1 bis 3) .....   | 246 |
| Tabelle B.3:  | Übersicht Berechnungsbeispiele zur Abwasser- und Schlammbehandlung .....  | 247 |
| Tabelle B.4:  | Exemplarische Tagesganglinien von Abwasserzufluss und Konzentrationen von Verschmutzungsparametern bei einer Kläranlage für 100.000 E .....   | 247 |
| Tabelle B.5:  | Eingangswerte für die Bemessung der Vorklärung.....   | 248 |
| Tabelle B.6:  | Zulauffrachten, Abscheideleistung und resultierende Frachten im Ablauf der Vorklärung.....  | 249 |
| Tabelle B.7:  | Eingangswerte für die Bemessung der Belebungsanlage.....  | 250 |
| Tabelle B.8:  | Eingangswerte für die Bemessung des Belüftungssystems .....   | 256 |
| Tabelle B.9:  | Berechnung von <i>SOTR</i> bei Druckbelüftungssystemen .....  | 258 |
| Tabelle B.10: | Berechnung von <i>SOTR</i> bei Oberflächenbelüftungssystemen.....   | 260 |
| Tabelle B.11: | Eingangswerte für die Bemessung des Tropfkörpers .....  | 261 |
| Tabelle B.12: | Eingangswerte für den Bemessungsalgorithmus.....  | 262 |
| Tabelle B.13: | Start der Iteration: $k_{20,5,5m} = 0,00233 \text{ (m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2\text{)}^{0,5}$ angepasst auf eine Füllmaterialhöhe von 5,5 m; Segmenthöhe ( $\epsilon$ ) für die Berechnung = 0,1 m .....  | 263 |
| Tabelle B.14: | Konzentrationen im Tropfkörperzulauf und -ablauf nach $n$ Iterationsschritten; Rezirkulation = 100 %, $q_A = 1,10 \text{ m/h}$ , $k_{20,5,5m} = 0,00231 \text{ (m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2\text{)}^{0,5}$ und $T_W = 30 \text{ }^\circ\text{C}$ ..... | 265 |
| Tabelle B.15: | Konzentrationen im Tropfkörperzulauf und -ablauf nach Abschluss der Iteration; Rezirkulation = 100 %, $q_A = 1,10 \text{ m/h}$ , $k_{20,5,8m} = 0,00227 \text{ (m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2\text{)}^{0,5}$ und $T_W = 30 \text{ }^\circ\text{C}$ ..... | 266 |

|   |     |
|---|-----|
| Tabelle B.16: Segmentweise Berechnung nach Abschluss der Iteration mit<br>Rezirkulationsrate = 100 %, $q_A = 1,10 \text{ m/h}$ , $k_{20,5,8m} = 0,00227 \text{ (m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2\text{)}^{0,5}$<br>und $T_W = 30 \text{ }^\circ\text{C}$ .....  | 266 |
| Tabelle B.17: Konzentrationen im Tropfkörperzulauf und -ablauf nach Anwendung des<br>Sicherheitskonzepts; Füllmaterialhöhe = 6,1 m; Rezirkulation = 100 %, $q_A = 1,10 \text{ m/h}$ ; $k_{20,6,1m} = 0,00222 \text{ (m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2\text{)}^{0,5}$ und $T_W = 30 \text{ }^\circ\text{C}$ .....      | 268 |
| Tabelle B.18: Ausgabegrößen (Ablauf Nachklärbecken) .....   | 269 |
| Tabelle B.19: Dimensionierung der Tropfkörper und Nachklärung.....  | 270 |
| Tabelle B.20: Eingangsgrößen für die Bemessung des UASB-Reaktors .....  | 270 |
| Tabelle B.21: Übersicht Iteration, um $t_{TS}$ einzuhalten.....   | 274 |
| Tabelle B.22: Eingangsgrößen für die Bemessung einer Abwasserteichanlage .....  | 276 |
| Tabelle B.23: Eingangsgrößen für die Bemessung des Anaerobeichts .....  | 279 |
| Tabelle B.24: Dimensionierung der Anaerobeichte .....   | 280 |
| Tabelle B.25: Eingangsgrößen für die Bemessung des Tropfkörpers .....   | 280 |
| Tabelle B.26: Eingangswerte für den Bemessungsalgorithmus (ohne Rezirkulation) .....  | 281 |
| Tabelle B.27: Konzentrationen im Tropfkörperzulauf und -ablauf; Füllmaterialhöhe = 5,8 m;<br>Rezirkulation = 50 %, $q_A = 1,10 \text{ m/h}$ ; $A_{spez} = 125 \text{ m}^2/\text{m}^3$ ;<br>$k_{20,5,8m} = 0,00227 \text{ (m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2\text{)}^{0,5}$ und $T_W = 30 \text{ }^\circ\text{C}$ ..... | 282 |
| Tabelle B.28: Ergebniswerte aus der Bemessung der Tropfkörper<br>(Werte für den Ablauf der Nachklärung) .....   | 282 |
| Tabelle B.29: Dimensionierung der Tropfkörper und Nachklärung.....  | 283 |
| Tabelle B.30: Eingangsgrößen für die Bemessung der anaeroben Schlammbehandlung .....  | 284 |
| Tabelle B.31: Eingangsparameter zur Berechnung der solaren Klärschlamm-trocknung .....  | 287 |

# 1 Anwendungsbereich

## 1.1 Zielsetzung

Die deutsche Wasserwirtschaft verfügt über langjährige Erfahrungen in der Abwasserreinigung. Das in Deutschland bewährte DWA-Regelwerk für die Bemessung von Kläranlagen berücksichtigt jedoch nicht die im Ausland, insbesondere in anderen Klimazonen, teilweise deutlich abweichenden Randbedingungen und ist deshalb nur eingeschränkt auf dortige Anwendungsfälle übertragbar. Ziel der Erarbeitung des vorliegenden Themenbandes ist daher die Ergänzung des in Deutschland gültigen Regelwerks um Bemessungsansätze für einen weiten, internationalen Anwendungsbereich.

Der Fokus liegt auf den international gängigen Verfahren der kommunalen Abwasserreinigung, wie dem Belebungs-, Tropfkörper- und Anaerobverfahren sowie Abwasserteichen. Die Bemessungsansätze berücksichtigen u. a. den Einfluss der Temperatur und die Auswirkungen einer auf Tagesmittelwerten basierenden Überwachung der Ablaufwerte. Ergänzend werden auch Teilbereiche der Klärschlammbehandlung und Abwasserdesinfektion betrachtet.

Mit den in diesem Themenband gegebenen Hinweisen und Berechnungsbeispielen zur Bemessung von Kläranlagen sollen Anwender in die Lage versetzt werden, in Abhängigkeit von den geforderten spezifischen Ablaufanforderungen weltweit Abwasserbehandlungsanlagen bemessen zu können.

## 1.2 Geltungsbereich

Das in Deutschland geltende DWA-Regelwerk für die Bemessung von Abwasserbehandlungsanlagen ist für die in Deutschland bzw. Mitteleuropa herrschenden klimatischen und abwassertechnischen Randbedingungen ausgelegt (z. B. Belebungsanlagen, Arbeitsblatt DWA-A 131 2016: Abwassertemperatur von 8 °C bis 20 °C). Die im vorliegenden Themenband beschriebenen Bemessungsgänge gelten dagegen für folgende, deutlich erweiterte Anwendungsbereiche:

- kommunales Abwasser mit international üblichen Zulaufkonzentrationen,
- Abwassertemperaturen von 5 °C bis 30 °C,
- dauerhaft erhöhte Salzkonzentrationen (schwerpunktmäßig NaCl) bis 10 g/l.

Angaben zu ergänzenden verfahrensspezifischen Anwendungsgrenzen erfolgen in den einzelnen Bemessungsabschnitten 5 bis 13.

Anforderungen an eine gezielte Phosphorelimination werden in diesem Themenband nicht explizit betrachtet. Zu chemisch-physikalischen Verfahren der Phosphorelimination wird auf die übliche Auslegung gemäß Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) und Arbeitsblatt DWA-A 202 (2011) verwiesen.

## 1.3 Mitgeltendes DWA-Regelwerk

Der vorliegende Themenband stellt für einige Behandlungsverfahren eine direkte Ergänzung des bestehenden DWA-Regelwerks dar – die entsprechenden Arbeits- und Merkblätter sind daher ergänzend hinzuzuziehen. Die betrifft insbesondere das Belebungsverfahren (Arbeitsblatt DWA-A 131 2016), Belüftungssysteme (Merkblatt DWA-M 229-1 2017) und die anaerobe Schlammbehandlung (Merkblatt DWA-M 368 2014).

## 2 Symbole und Abkürzungen

### 2.1 Formelzeichen und Symbole

Nachfolgend sind zur Verdeutlichung der Bezeichnungssystematik verfahrensübergreifende Formelzeichen und Symbole zusammengestellt. Ergänzend sind in den einzelnen Bemessungsabschnitten 5 bis 13 Zusammenstellungen der jeweils verfahrensspezifisch relevanten Symbole und Formelzeichen angeordnet.

Die Wahl der Kurzzeichen in diesem Themenband erfolgt gemäß Arbeitsblatt DWA-A 198 „Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen“ (2003). Für Übersetzungen der Bezeichnungen wird auf DIN EN 1085 (2007), DIN EN 16323 (2014) und das DWA-Fachwörterbuch (DWA 2007) verwiesen.

#### Formelzeichen

| Kurzzeichen    | Einheit                                | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch      | Bezeichnung, englisch  |
|----------------|--|---|----------------------------|--|
| $EGW_{XXX,ZZ}$ | E                                      | Einwohnergleichwert, z. B. zur Charakterisierung von betrieblichem Abwasser, mit Bezugsparameter XXX und zugehöriger einwohnerspezifischer Fracht, z. B. $EGW_{BSB,60}$ | $PE_{XXX,ZZ}$              | population equivalent, e. g. for the characterisation of industrial wastewater referred to the specific load of parameter XXX, e. g. $PE_{BSB,60}$ |
| $EW$           | E                                      | Einwohnerwert ( $EW = EZ + EGW$ )   | $PT$                       | total number of inhabitants and population equivalents ( $PT = P + PE$ )   |
| $EZ$           | E                                      | Einwohnerzahl   | $P$                        | population, number of inhabitants  |
| $ISV$          | ml/g                                   | Schlammindex  | $SVI$                      | sludge volume index  |
| $LF$           | mS/cm                                  | elektrische Leitfähigkeit   | $EC$                       | electrical conductivity  |
| $oTR$          | g/l                                    | organischer Trockenrückstand  | $VS$                       | volatile solids  |
| $Q_{T,d,aM}$   | m <sup>3</sup> /d                      | täglicher Trockenwetterabfluss im Jahresmittel  | $Q_{DW,d,aM}$              | daily wastewater inflow with dry weather as annual mean  |
| $Q_{XXX,d}$    | m <sup>3</sup> /d                      | täglicher Abfluss des Parameters XXX  | $Q_{ES,d}$                 | daily flow of parameter XXX  |
| $t_R$          | h, d                                   | Durchflusszeit, Aufenthaltszeit   | $HRT$                      | hydraulic retention time   |
| $T_L$          | °C                                     | Lufttemperatur  | $T_{air}$                  | air temperature  |
| $T_W$          | °C                                     | Wassertemperatur  | $T_w$                      | water temperature  |
| $TR_{XXX}$     | kg/m <sup>3</sup> ,<br>kg/kg,<br>M.- % | Anteil des Trockenrückstandes bzw. der Trockenmasse (Abdampfrückstand) des XXX-Schlammes  | $TS_{XXX}$ ,<br>$DS_{XXX}$ | share of total solids of XXX sludge, dried solid content   |

| Kurzzeichen                               | Einheit         | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch  |
|---|-----------------|---|-----------------------|--|
| $TS_{XXX}, C_{TS,XXX}$                    | $\text{kg/m}^3$ | Konzentration der Trockensubstanz (Filterrückstand) des XXX-Schlammes   | $SS_{XXX}$            | suspended solids concentration of XXX sludge   |
| $V_{XXX}$                                 | $\text{m}^3$    | Volumen von XXX   | $V_{XXX}$             | volume of XXX  |
| $\eta_{YY,XXX}$                           | %               | Abscheideleistung oder Wirkungsgrad der Verfahrensstufe YY in Bezug auf den Parameter XXX   | $\eta_{YY,XXX}$       | elimination efficiency of the treatment step YY on the parameter XXX   |
| <b>Konzentrationskennwerte, allgemein</b> |                 |   |                       |  |
| $C_{XXX}$                                 | mg/l            | Konzentration des Parameters XXX in der homogenisierten Probe   | $C_{XXX}$             | concentration of the parameter XXX in the homogenised sample   |
| $S_{XXX}$                                 | mg/l            | Konzentration des Parameters XXX in der filtrierten (0,45 $\mu\text{m}$ Membranfilter) Probe (gelöster Anteil des Parameters)   | $S_{XXX}$             | concentration of the parameter XXX in the filtered sample (0.45 $\mu\text{m}$ membrane filter)   |
| $X_{XXX}$                                 | mg/l            | Konzentration des Filterrückstandes (partikulärer Anteil des Parameters),<br>$X_{XXX} = C_{XXX} - S_{XXX}$  | $X_{XXX}$             | concentration of the filter residue (solids),<br>$X_{XXX} = C_{XXX} - S_{XXX}$   |
| <b>Konzentrationskennwerte, Beispiele</b> |                 |   |                       |  |
| $C_{BSB}$                                 | mg/l            | Konzentration des BSB <sub>5</sub> in der homogenisierten Probe   | $C_{BOD}$             | concentration of BOD <sub>5</sub> in the homogenised sample  |
| $C_{CSB}$                                 | mg/l            | Konzentration des CSB in der homogenisierten Probe  | $C_{COD}$             | concentration of COD in the homogenised sample   |
| $C_N$                                     | mg/l            | Konzentration des Gesamtstickstoffs in der homogenisierten Probe als Stickstoff<br>( $C_N = C_{\text{orgN}} + S_{\text{NH}_4} + S_{\text{NO}_3} + S_{\text{NO}_2}$ )  | $C_{\text{TN}}$       | total concentration of nitrogen in the homogenised sample as N<br>( $C_{\text{TN}} = C_{\text{orgN}} + S_{\text{NH}_4} + S_{\text{NO}_3} + S_{\text{NO}_2}$ )  |
| $C_{\text{orgN}}$                         | mg/l            | Konzentration des organischen Stickstoffs in der homogenisierten Probe als Stickstoff<br>( $C_{\text{orgN}} = C_{\text{TKN}} - S_{\text{NH}_4}$ bzw.<br>$C_{\text{orgN}} = C_N - S_{\text{NH}_4} - S_{\text{NO}_3} - S_{\text{NO}_2}$ ) | $C_{\text{orgN}}$     | concentration of organic nitrogen in the homogenised sample as N<br>( $C_{\text{orgN}} = C_{\text{TKN}} - S_{\text{NH}_4}$ or<br>$C_{\text{orgN}} = C_N - S_{\text{NH}_4} - S_{\text{NO}_3} - S_{\text{NO}_2}$ ) |
| $C_{\text{KN}}$                           | mg/l            | Konzentration des Kjeldahlstickstoffs<br>( $\text{KN} = \text{org. N} + \text{NH}_4\text{-N}$ ) in der homogenisierten Probe  | $C_{\text{TKN}}$      | concentration of total Kjeldahl nitrogen<br>( $\text{KN} = \text{org. N} + \text{NH}_4\text{-N}$ ) in the homogenised sample   |

| Kurzzeichen                        | Einheit                | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch  |
|------------------------------------|------------------------|---|-----------------------|--|
| $S_{\text{anorgN}}$                | mg/l                   | Konzentration des gelösten anorganischen Stickstoffs, ( $S_{\text{anorgN}} = S_{\text{NH}_4} + S_{\text{NO}_3} + S_{\text{NO}_2}$ ) | $S_{\text{inorgN}}$   | concentration of inorganic nitrogen ( $S_{\text{inorgN}} = S_{\text{NH}_4} + S_{\text{NO}_3} + S_{\text{NO}_2}$ )  |
| $S_{\text{BSB}}$                   | mg/l                   | Konzentration des gelösten BSB <sub>5</sub> in der mit 0,45 µm filtrierten Probe  | $S_{\text{BOD}}$      | concentration of BOD <sub>5</sub> in the filtered sample (0.45 µm membrane filter)                                 |
| $S_{\text{CSB}}$                   | mg/l                   | Konzentration des gelösten CSB in der mit 0,45 µm filtrierten Probe   | $S_{\text{COD}}$      | concentration of COD in the filtered sample (0.45 µm membrane filter)  |
| $S_{\text{KS}}$                    | mmol/l                 | Säurekapazität  | $Alk, S_{\text{alk}}$ | alkalinity   |
| $S_{\text{TDS}}$                   | g/l                    | Salzgehalt in der filtrierten Probe   | $TDS$                 | total dissolved solids in the filtered sample; salinity  |
| $X_{\text{oTS}}, X_{\text{orgTS}}$ | mg/l                   | Konzentration der abfiltrierbaren organischen Stoffe  | $X_{\text{VS}}$       | concentration of volatile solids measured  |
| $X_{\text{TS}}$                    | mg/l                   | Konzentration der mit 0,45 µm Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Trocknung bei 105 °C  | $X_{\text{SS}}$       | concentration of suspended solids measured in the filtered sample (0.45 µm membrane filter) after drying at 105 °C |
| <b>Frachtkennwerte, allgemein</b>  |                        |   |                       |  |
| $B_{2h,XXX}$                       | kg/h                   | stündliche Fracht des Parameters XXX in einem 2-h-Intervall ( $B_{2h,XXX} = C_{XXX,2h} \cdot Q_{2h}$ )                              | $L_{2h,XXX}$          | hourly load of the parameter XXX within a 2-hour period ( $B_{2h,XXX} = C_{XXX,2h} \cdot Q_{2h}$ )                 |
| $B_{2h,XXX,max}$                   | kg/h                   | maximale stündliche Fracht des Parameters XXX in einem 2-h-Intervall  | $L_{2h,XXX,max}$      | maximum hourly load of the parameter XXX within a 2-hour period  |
| $B_{d,XXX}$                        | kg/d                   | Tagesfracht des Parameters XXX  | $L_{d,XXX}$           | daily load of the parameter XXX  |
| <b>Frachtkennwerte, Beispiele</b>  |                        |   |                       |  |
| $B_{d,CSB,hom}$                    | kg/d                   | Tagesfracht des CSB in der homogenisierten Probe  | $L_{d,COD,hom}$       | daily load of the COD in the homogenised sample  |
| $B_{R,CSB}$                        | kg/(m <sup>3</sup> ·d) | tägliche CSB-Raubelastung   | $L_{V,COD}$           | volumetric COD loading rate  |

## Chemische Elemente und Verbindungen, Summenparameter

| Kurzzeichen                   | Bezeichnung  | Kurzzeichen, englisch         | Bezeichnung, englisch   |
|-------------------------------|--|-------------------------------|---|
| BSB <sub>5</sub>              | Biochemischer Sauerstoffbedarf innerhalb von 5 Tagen   | BOD <sub>5</sub>              | 5-day biochemical oxygen demand   |
| C                             | Kohlenstoff  | C                             | carbon  |
| CSB                           | chemischer Sauerstoffbedarf  | COD                           | chemical oxygen demand  |
| CSB <sub>gel</sub>            | gelöster chemischer Sauerstoffbedarf (0,45 µm Membranfilter); entspricht CSB <sub>filt</sub> | dissCOD                       | dissolved chemical oxygen demand in the filtered sample (0.45 µm membrane filter) |
| CSB <sub>part</sub>           | partikulärer chemischer Sauerstoffbedarf (= CSB <sub>hom</sub> - CSB <sub>gel</sub> )        | partCOD                       | particulate chemical oxygen demand (= CSB <sub>hom</sub> - CSB <sub>dis</sub> )   |
| KN                            | Kjeldahlstickstoff (= org. N + NH <sub>4</sub> -N)   | TKN, KN                       | total Kjeldahl nitrogen (= org. N + NH <sub>4</sub> -N)                           |
| N                             | Stickstoff   | N                             | nitrogen  |
| anorgN, N <sub>anorg</sub>    | anorganischer Stickstoff (= NH <sub>4</sub> -N + NO <sub>2</sub> -N + NO <sub>3</sub> -N)    | inorgN                        | inorganic nitrogen  |
| orgN, N <sub>org</sub>        | organischer Stickstoff   | orgN                          | organic nitrogen  |
| N <sub>ges</sub>              | Gesamtstickstoff (= KN + NO <sub>2</sub> -N + NO <sub>3</sub> -N)                            | TN, N <sub>tot</sub>          | total nitrogen (= TKN + NO <sub>2</sub> -N + NO <sub>3</sub> -N)                  |
| NH <sub>4</sub> -N            | Ammoniumstickstoff   | NH <sub>4</sub> -N            | ammonia nitrogen  |
| NO <sub>2</sub> -N            | Nitritstickstoff   | NO <sub>2</sub> -N            | nitrite nitrogen  |
| NO <sub>3</sub> -N            | Nitratstickstoff   | NO <sub>3</sub> -N            | nitrate nitrogen  |
| oTS, orgTS                    | organische Trockensubstanz   | VS                            | volatile solids   |
| P                             | Phosphor   | TP                            | total phosphorus  |
| P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> | Phosphorpentoxid   | P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> | phosphorus pentoxide  |
| SO <sub>4</sub>               | Sulfat   | SO <sub>4</sub>               | sulphate  |
| TS                            | Trockensubstanz (Filterrückstand)  | TS                            | suspended solids  |

## Indizes für Ort oder Zweck der Probenahme

| Index | Bezeichnung                    | Index, englisch | Bezeichnung, englisch                   |
|-------|--------------------------------|-----------------|---|
| BB    | Belebungsbecken                | AT              | aeration tank                           |
| AN    | Ablauf des Nachklärbeckens     | EST             | effluent of the secondary settling tank |
| AR    | Ablauf des (UASB-)Reaktors     | ER              | effluent of the (UASB) reactor          |
| AT    | Ablauf des Teichs              | EP              | effluent of the pond                    |
| AT    | Ablauf des Tropfkörpers        | ETF             | effluent of the trickling filter        |
| AT    | Austragsmaterial der Trocknung | OD              | output-material of the dryer            |
| ET    | Eintragsmaterial der Trocknung | ID              | input-material of the dryer             |
| FB    | Faulbehälter                   | dig             | digester                                |
| NB    | Nachklärbecken                 | ST              | secondary settling tank                 |
| PS    | Primärschlamm                  | PS              | primary sludge                          |
| RS    | Rohschlamm (RS = PS + ÜS)      | RS              | raw sludge (RS = PS + ES)               |
| TK    | Tropfkörper                    | TF              | trickling filter                        |
| ÜS    | Überschussschlamm              | ES              | excess sludge                           |
| ÜW    | Überwachungswert               | L               | limit value                             |
| VK    | Vorklärbecken                  | PS              | primary sedimentation tank              |
| ZB    | Zulauf zum Belebungsbecken     | IAT             | influent of the aeration tank           |
| ZT    | Zulauf zum Teich               | IP              | influent of the pond                    |
| ZT    | Zulauf zum Tropfkörper         | ITF             | influent of the trickling filter        |
| ZR    | Zulauf zum (UASB-)Reaktor      | IR              | influent of the (UASB) reactor          |

## 2.2 Sonstige Abkürzungen

| Abkürzung | Bezeichnung  |
|-----------|--|
| 3PA       | Dreiphasenabscheider (beim UASB-Reaktor)                             |
| AOB       | ammoniumoxidierende Biomasse   |
| ASM       | activated sludge model (Belebtschlammmodell der IWA)                 |
| BMBF      | Bundesministerium für Bildung und Forschung                          |
| DWA       | Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. |

| Abkürzung | Bezeichnung   |
|-----------|---|
| ESTL      | Entwicklungs-, Schwellen- und Transformationsländer |
| EU        | Europäische Union                                   |
| HO        | helminth ova (Helminthen-Ei)                        |
| ISV       | Schlammindex  |
| IWA       | International Water Association                     |
| KBE       | koloniebildende Einheiten                           |
| MPN       | most probable number                                |
| NOB       | nitritoxidierende Biomasse                          |
| SKT       | solare Klärschlamm-trocknung                        |
| STH       | soil-transmitted helminths                          |
| U.S. EPA  | United States Environmental Protection Agency       |
| ÜS        | Überschussschlamm                                   |

### 3 Eingangsrößen und Reinigungsanforderungen

#### 3.1 Abschätzung und Verifikation von Bemessungsdaten

##### 3.1.1 Begrenzte Verfügbarkeit und Qualität von Eingangsdaten

Bei der Auslegung einer neuen Kläranlage kann in vielen Fällen nur auf einen begrenzten Umfang an verfügbaren Messdaten zurückgegriffen werden. Dies wurde für die Bemessungsgänge in diesem Themenband durch einen ebenfalls eingeschränkten Umfang an allgemeinen Eingangsgrößen berücksichtigt.

Die für die Bemessung notwendigen Eingangswerte bedürfen einer sorgfältigen Erhebung und Überprüfung. Vorhandene Daten sind bezüglich der Belastbarkeit und Aussagekraft zu hinterfragen und soweit wie möglich auf Plausibilität und abwassertechnische Besonderheiten zu untersuchen (beispielsweise durch den Vergleich mit der Anzahl der angeschlossenen Einwohner und deren spezifischem Wasserverbrauch, durch das Prüfen von typischen Korrelationen zwischen verschiedenen Parametern und die Bilanzierung von Stoffströmen etc.).

Auswertungen internationaler Ausschreibungen für Kläranlagen zeigen, dass insbesondere in weniger industrialisierten Ländern der begrenzte Umfang der Eingangsdaten und die fehlende Dokumentation zu deren Ermittlung besondere Herausforderungen an die Bemessung der Anlagen stellen. Dies betrifft vor allem folgende Aspekte:

- Umfang an Eingangsdaten: Oftmals sind nur wenige Basiswerte verfügbar, sodass Annahmen für fehlende Angaben getroffen werden müssen.
- Bezugsgröße der Daten: Die Form der Probenahme als Stich- oder Mischproben wie auch die Erstellung von Mischproben mit durchflussproportionalen oder zeitproportionalen Probensammlern ist häufig unklar; statistisch eindeutig ermittelte Angaben, z. B. die als Bemessungsgrößen verwendeten, an 85 % der Tage unterschrittenen täglichen Schmutzfrachten, sind in der Regel nicht verfügbar.

- Qualität/Reproduzierbarkeit der Daten: Neben den vorgenannten Probenahmebedingungen ist auch die Analyseverfahren zur Bestimmung der Abwasserparameter häufig nicht angegeben.
- Wahrscheinlichkeit prognostizierter Daten: Prognosen über ambitioniertes Wachstum beispielsweise von Anschlussgraden und Wassermengen sind oftmals kaum nachvollziehbar.
- Verifizierbarkeit der Eingangsdaten: Fehlende Angaben zu spezifischen Besonderheiten im Abwasserzufluss, z. B. Anteile von industriellem Abwasser oder ein hoher Fremdwasseranteil, erschweren eine Plausibilitätsprüfung.

Zu beachten sind die international abweichenden Probenahme- und Analysemethoden (z. B. unterschiedliche Bestimmung des CSB mit Kaliumdichromat oder Kaliumpermanganat, Verwendung von homogenisierten oder filtrierten Proben, Benutzung unterschiedlicher Filter). Soweit möglich, sollten bei der Erhebung von Messdaten die Art der Probenahme und Analyseverfahren jeweils mit erfasst werden, in der Praxis fehlen diese Angaben aber sehr häufig. Den in diesem Themenband benannten Bemessungsgängen liegt eine Bestimmung der Eingangsparameter nach DIN zugrunde.

Unterschiedliche Abwasserzusammensetzungen, die beispielsweise aus den lokalen Wasserverbräuchen, hohem Fremdwasserzufluss oder stärkerem Vorabbau in der Kanalisation wegen höherer Abwassertemperaturen resultieren, können zu jeweils spezifischen Konzentrationswerten führen. Zudem ist der Anschlussgrad der Bevölkerung oftmals unklar. Daher ist bei der Plausibilitätsprüfung zu berücksichtigen, dass beispielsweise der in Mitteleuropa bewährte Ansatz der spezifischen Frachten von 60 g BSB<sub>5</sub>/(E·d) und 120 g CSB/(E·d) in vielen Ländern nicht angesetzt werden kann.

In diesem Zusammenhang sei auch darauf hingewiesen, dass die in Deutschland übliche Definition der Ausbaugröße von Kläranlagen über frachtspezifische Einwohnerwerte (z. B.  $EW_{BSB,60}$  mit der oben genannten spezifischen Fracht von 60 g BSB<sub>5</sub>/(E·d)) in anderen Ländern häufig keine Verwendung findet. Dort erfolgt die Angabe der Ausbaugröße über den Abwasserzufluss  $Q_d$  (in m<sup>3</sup>/d). Da die Dimensionierung der biologischen Stufen in erster Linie von den zu behandelnden Schmutzfrachten abhängig ist, bleibt für die schnelle Einordnung der Ausbaugröße einer Kläranlage die Angabe frachtspezifischer Einwohnerwerte sinnvoll.

Die Unterschiede im Vergleich zu Zulaufkonzentrationen und -frachten von mitteleuropäischen Anlagen aber auch die geringe Datenbasis für die Bemessung der Kläranlage werden im Fallbeispiel 1 in Anhang A für einen Kläranlagenneubau in Vietnam verdeutlicht. Hier ist erkennbar, dass die Werte im Einzelfall sehr stark von üblichen Standardannahmen abweichen können. Es ist daher notwendig, diese kritisch zu reflektieren und die Ursachen für die Abwasserzusammensetzung (beispielsweise Auswirkungen aus der Nutzung von Faulgruben und hohe Fremdwasserzuflüsse) in die Bemessung einzubeziehen.

### 3.1.2 Typische Zulaufdaten

Liegen im konkreten Bemessungsfall zu einzelnen Eingangsgrößen keine Messwerte vor, müssen diese geeignet abgeschätzt werden. In den Erläuterungen zu den unterschiedlichen Bemessungsansätzen (Abschnitte 5 bis 13) werden dazu jeweils verfahrensspezifische Hinweise gegeben.

Bei der Abschätzung sind die von mitteleuropäischen Verhältnissen teilweise deutlich abweichenden Zulaufverhältnisse zu berücksichtigen. Eine Übersicht mit exemplarischen Zulaufwerten von Kläranlagen in verschiedenen Ländern ist in Tabelle 3.1 zusammengestellt worden. Die Werte sind anlagenspezifisch und können für die Standortländer nicht verallgemeinert werden, geben jedoch einen Anhalt für die Bandbreite der Zulaufdaten.

Zu erkennen ist, dass die Werte – abgesehen von den Wassertemperaturen – innerhalb der typischen Bandbreite von mitteleuropäischen Anlagen liegen, im Einzelfall jedoch erheblich abweichen. Dies spiegelt die ortsspezifischen Randbedingungen wieder, wie z. B. verstärkte Abbauprozesse im Zulauf durch erhöhte Temperaturen, abweichende Entsorgungspfade für Lebensmittelreste, Einlei-

tungen aus Sickergruben oder Fremdwasserzuflüsse (siehe auch Tabelle 4.1 zu besonderen Verhältnissen vor Ort). Eine Übertragung von Annahmen und Standardwerten, die sich für mitteleuropäische Anlagen bewährt haben, ist daher im Einzelfall sehr kritisch zu hinterfragen. Die große Bandbreite des CSB/BSB<sub>5</sub>-Verhältnisses macht auch deutlich, dass der in Deutschland häufig verwendete Verhältniswert von 2 oftmals nicht zutrifft und daher bei fehlenden CSB-Zulaufdaten für die Anwendung der auf CSB basierten Bemessungsansätze eine einfache Umrechnung aus gegebenenfalls vorhandenen BSB<sub>5</sub>-Werten ohne verifizierende Messungen nicht angeraten ist.

**Tabelle 3.1: Beispiele für unterschiedliche Zulaufqualitäten in verschiedenen Ländern**

(Datenquellen: EXPOVAL 2016, STÜRMER 2016)

| Standort                 | Abwassertemp. [°C] |      | mittlere Konzentrationen im Zulauf (mg/l) |                  |           |         |                    |        | CSB/<br>BSB <sub>5</sub> | BSB <sub>5</sub> /<br>N |
|--------------------------|--------------------|------|---|------------------|-----------|---------|--------------------|--------|--------------------------|-------------------------|
|                          | min.               | max. | CSB                                       | BSB <sub>5</sub> | TS        | N       | NH <sub>4</sub> -N | P      |                          |                         |
| Oslo, Norwegen           | 6                  | 16   | 380                                       | 120              |           | 30      |                    | 3      | 3,2                      | 4,0                     |
| Prilep, Mazedonien       | 8                  | 16   | 500                                       | 250              | 290       | 45      | 32                 | 9      | 2,0                      | 5,6                     |
| Klodzko, Polen           | 9                  | 20   | 400                                       | 170              | 170       | 37      | 24                 | 4      | 2,4                      | 4,6                     |
| Batumi, Georgien         | 11                 | 22   | 240                                       |                  | 150       | 26      |                    | 5      |                          |                         |
| Invercargill, Neuseeland | 3                  | 24   | 330                                       | 230              | 290       | 39      | 26                 | 8      | 1,4                      | 5,9                     |
| Konya, Türkei            | 8                  | 24   | 820                                       | 430              | 430       | 87      |                    | 13     | 1,9                      | 4,9                     |
| Adana, Türkei            | 14                 | 25   | 475                                       | 240              | 265       | 44      | 31                 | 9      | 2,0                      | 5,5                     |
| Nabeul, Tunesien         |                    | 25   | 1.170                                     | 470              | 610       | 57      |                    | 13     | 2,5                      | 8,2                     |
| Santa Cruz, Bolivien     | 12                 | 26   | 680                                       | 290              | 370       | 67      | 44                 | 12     | 2,3                      | 4,3                     |
| Sevilla, Spanien         | 8                  | 28   | 590                                       | 350              |           | 57      | 43                 | 9      | 1,7                      | 6,1                     |
| Adama, Äthiopien         | 13                 | 28   | 930                                       | 360              | 420       | 67      | 43                 | 11     | 2,6                      | 5,4                     |
| Haikou, China            | 21                 | 28   | 260                                       | 100              | 250       | 26      | 19                 | 5      | 2,6                      | 3,8                     |
| Teheran, Iran            | 17                 | 29   | 460                                       | 260              | 180       | 48      | 37                 | 7      | 1,8                      | 5,4                     |
| Nashik, Indien           | 23                 | 30   | 280                                       | 250              |           |         | 30                 |        | 1,1                      |                         |
| Aguas Blancas, Mexiko    | 23                 | 33   | 340                                       | 150              | 120       | 45      |                    |        | 2,3                      | 3,3                     |
| Dubai, VAE               | 30                 | 33   | 580                                       | 250              | 250       | 48      | 34                 |        | 2,3                      | 5,2                     |
| Managua, Nicaragua       | 30                 | 34   | 770                                       | 380              | 400       | 39      | 18                 | 7      | 2,0                      | 9,7                     |
| Sanhur al M., Ägypten    | 20                 | 35   | 1.300                                     | 650              | 760       | 120     | 83                 | 19     | 2,0                      | 5,4                     |
| Fujairah, VAE            | 23                 | 35   | 580                                       | 350              | 260       | 50      | 29                 | 7      | 1,6                      | 7,0                     |
| Minimum                  | 3                  | 16   | 240                                       | 100              | 120       | 26      | 18                 | 3      | 1,1                      | 3,3                     |
| Mittelwert               | 16                 | 27   | 570                                       | 290              | 320       | 51      | 35                 | 9      | 2,1                      | 5,6                     |
| Maximum                  | 30                 | 35   | 1.300                                     | 650              | 760       | 120     | 83                 | 19     | 3,2                      | 9,7                     |
| Deutschland              | 8                  | 20   | 400 - 800                                 | 200 - 400        | 250 - 500 | 40 - 80 | 25 - 50            | 6 - 12 | 2,0                      | 5,0                     |

Hinweis: Minimal- und Maximalwerte sind farbig markiert.

### 3.1.3 Fraktionierung von Feststoffen und chemischem Sauerstoffbedarf im Zulauf

Bei der Verwendung von Feststoffdaten ist zu beachten, dass die Bezeichnungen für die Feststoffanteile im Ausland häufig klärungsbedürftig sind. Dies betrifft insbesondere die Unterscheidung der abfiltrierbaren Stoffe ( $TS$  bzw.  $X_{TS}$ ; engl.: suspended solids,  $SS$ ) und dem Abdampfrückstand ( $TR$ ; engl.: total solids,  $TS$ ), wobei sich letztgenannter aus den abfiltrierbaren Stoffen und den gelösten Stoffen ( $S_{TDS}$ ; engl. dissolved solids,  $DS$ ) zusammensetzt (engl.:  $TS = SS + DS$ ).

#### Organischer Anteil an den Feststoffen

Nach Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) kann der organische Anteil an den abfiltrierbaren Stoffen des Zulaufs ( $X_{oTS}/X_{TS}$ ) mit 70 % bis 80 % abgeschätzt werden. Bei hohen Temperaturen fällt der organische Anteil der Feststoffe im Anlagenzulauf jedoch tendenziell geringer aus, da im Kanalnetz verstärkte Abbauprozesse (u. a. eine erhöhte Hydrolyse von im Rohabwasser enthaltenen partikulären, organischen Stoffen) auftreten. Entsprechend ist mit geringeren Glühverlusten bzw. erhöhten anorganischen Anteilen in den abfiltrierbaren Stoffen zu rechnen. Auch kann die Art des Kanalnetzes (Trenn- oder Mischsystem) durch den Eintrag von mineralischen Anteilen Einfluss haben.

Der nach Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) für die organische Trockensubstanz ( $X_{oTS}$ ) angegebene Verhältniswert von 1,6 g CSB/g oTS kann in anderen Klima- und Kulturregionen stark abweichen, so dass es sich empfiehlt, gezielte Untersuchungen zur Abwasserzusammensetzung vor Ort durchzuführen. Der organische Anteil in den Feststoffen des kommunalen Abwassers wird von der Nahrungszusammensetzung im Einzugsgebiet beeinflusst, insbesondere durch die Wahl der Speisefette und -öle. Bei hohem Fettanteil werden teilweise deutlich höhere CSB/g oTS-Werte gemessen. Näherungsweise kann davon ausgegangen werden, dass  $C_{CSB}/X_{oTS}$ -Werte von Kohlenhydraten bei 1,2 g CSB/g oTS, von Eiweiß bei 1,6 g CSB/g oTS und von Fetten bei  $> 2$  g CSB/g oTS liegen.

#### Gelöster und partikulärer Anteil des chemischen Sauerstoffbedarfs

Für das Reinigungsziel der Kohlenstoffelimination erfolgt die Anlagenbemessung im vorliegenden Themenband einheitlich auf Grundlage des chemischen Sauerstoffbedarfs (CSB). Die Konzentration des chemischen Sauerstoffbedarfs  $C_{CSB}$  im zulaufenden Abwasser setzt sich aus einem gelösten Anteil ( $S_{CSB}$ ) und einem partikulären Anteil ( $X_{CSB}$ ) zusammen:

$$C_{CSB} = S_{CSB} + X_{CSB} \quad (\text{mg/l}) \quad (3.1)$$

Der Anteil des gelösten CSB im Filtrat der Probe ( $S_{CSB}$ ; oft auch als  $CSB_{\text{filt}}$  oder  $C_{CSB,\text{filt}}$  bezeichnet) am Gesamt-CSB in der homogenisierten Probe ( $S_{CSB}/C_{CSB} = CSB_{\text{filt}}/CSB_{\text{hom}}$ ) wird für unterschiedliche Anlagen weltweit in einer Bandbreite von rund 15 % bis über 50 % angegeben; respektive werden für den partikulären CSB ( $X_{CSB}$ ; oft auch als  $CSB_{\text{part}}$  oder  $C_{CSB,\text{part}}$  bezeichnet) Bandbreiten von 50 % bis 85 % genannt.

#### Fraktionierung des chemischen Sauerstoffbedarfs

Für die Bemessung von Belebungs-, Tropfkörper- und Anaerobanlagen ist teilweise eine weitergehende Fraktionierung des CSB notwendig. Im internationalen Kontext gibt es dazu unterschiedliche Ansätze, die sich insbesondere hinsichtlich der Aufteilung der abbaubaren Anteile unterscheiden. Weit verbreitet ist beispielsweise die für dynamische Simulationen entwickelte Fraktionierung nach dem Activated Sludge Model (ASM 1 und nachfolgende Modelle) der International Water Association (IWA). Im vorliegenden Themenband erfolgt die Fraktionierung des CSB nach Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) in eine abbaubare und eine inerte Fraktion:

$$C_{CSB} = S_{CSB,\text{abb}} + S_{CSB,\text{inert}} + X_{CSB,\text{abb}} + X_{CSB,\text{inert}} \quad (\text{mg/l}) \quad (3.2)$$

In Tabelle 3.2 sind für kommunales Abwasser in gemäßigttem Klima Erfahrungswerte für die relevanten CSB-Fractionen gemäß Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) zusammengestellt. Sofern keine Messwerte vorliegen, lassen sich die inerten Fraktionen ( $S_{CSB,\text{inert}}$  und  $X_{CSB,\text{inert}}$ ) über die in Tabelle 3.2

angegeben Erfahrungswerte abschätzen und der abbaubare CSB ( $C_{CSB,abb} = S_{CSB,abb} + X_{CSB,abb}$ ) anschließend über die Bilanzierung

$$C_{CSB,abb} = C_{CSB} - S_{CSB,inert} - X_{CSB,inert} \quad (\text{mg/l}) \quad (3.3)$$

ermitteln. Im Anhang B.3 ist dies anhand eines konkreten Berechnungsbeispiels dargelegt.

Tabelle 3.2: Erfahrungswerte für einige Fraktionen des chemischen Sauerstoffbedarfs im Zulauf gemäß Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016)

| Parameter  | Kurzzeichen     | Wertebereich  |
|--|-----------------|---|
| Konzentration des gelösten CSB                                       | $S_{CSB}$       | $S_{CSB} = 15 \text{ bis } 50 \% \text{ von } C_{CSB}$  |
| Konzentration des partikulären CSB                                   | $X_{CSB}$       | $X_{CSB} = 50 \text{ bis } 85 \% \text{ von } C_{CSB}$  |
|  |                 | $X_{CSB} = 1,6 \cdot X_{oTS}$ mit $X_{orgTS} = 70 \text{ bis } 80 \% \text{ von } X_{TS}$<br>bzw. $X_{anorgTS} = f_B \cdot X_{TS}$ mit $f_B = 0,2 \text{ bis } 0,3$ |
| Konzentration des gelösten inerten CSB                               | $S_{CSB,inert}$ | $S_{CSB,inert,ZB} = S_{CSB,AN}$   |
|  |                 | $S_{CSB,inert} = f_S \cdot C_{CSB}$ mit $f_S = 0,05 \text{ bis } 0,1$<br>Empfehlung: $f_S = 0,05$   |
| Konzentration des partikulären inerten CSB                           | $X_{CSB,inert}$ | $X_{CSB,inert} = f_A \cdot X_{CSB}$ mit $f_A = 0,2 \text{ bis } 0,35$<br>Empfehlung: $f_A = 0,3$  |
| Konzentration des leicht abbaubaren CSB in der homogenisierten Probe | $C_{CSB,la}$    | $C_{CSB,la} = f_{CSB} \cdot X_{CSB,abb}$ mit $f_{CSB} = 0,15 \text{ bis } 0,25$   |

### 3.1.4 Salzkonzentration

Hohe Salzgehalte im Abwasser können beispielsweise aus dem Einsatz von Meerwasser als Brauchwasser, aus der Aufbereitung von Meerwasser zu Trinkwasser oder aus undichten Kanälen in küstennahen Einzugsgebieten resultieren.

Wenn Angaben zur Höhe des Salzgehalts ( $S_{TDS}$ ) im Abwasser nicht vorliegen, kann näherungsweise eine Umrechnung aus Messwerten der elektrischen Leitfähigkeit ( $LF$ ) vorgenommen werden. Der Umrechnungsfaktor ist von der Ionenzusammensetzung der Wasserprobe abhängig. Wenn die erhöhte Salzkonzentration im Wesentlichen auf den Einfluss von Meerwasser zurückzuführen ist, kann die Größenordnung für kommunales Abwasser mit folgendem Ansatz abgeschätzt werden, sofern keine genaueren Messungen vorliegen (mit  $LF$  in  $\text{mS/cm}$ ):

$$S_{TDS} = 0,55 \cdot LF \quad (\text{g/l}) \quad (3.4)$$

Wenn die erhöhten Salzgehalte vor allem auf Industrieabwässer mit einer stark von Meerwasser abweichenden Ionenzusammensetzung zurückzuführen sind, gilt der genannte Umrechnungsfaktor nicht und es sind spezifische Messungen zur Bestimmung des Salzgehaltes durchzuführen.

### 3.1.5 Tagesganglinien der Zulaufparameter

Den Bemessungsansätzen in diesem Themenband sind Ablaufanforderungen auf Basis von Tagesmittelwerten zugrunde gelegt. Bei Verfahren mit kurzen Aufenthaltszeiten von nur wenigen Stunden können dennoch besondere Spitzenwertbetrachtungen erforderlich sein, wenn die Vergleichmäßigung des Zuflusses in der Kanalisation oder in vorgeschalteten Behandlungsstufen gering ist. Dies gilt umso mehr im warmen Klima, bei dem Belastungsspitzen wegen vergleichsweise kleiner dimensionierte Anlagen stärker durchschlagen können.

In diesen Fällen sind für sensitive Parameter Spitzenwertbetrachtungen anhand von einzelnen Spitzenwerten oder Tagesganglinien des Zulaufs durchzuführen. Dies betrifft beispielsweise die Auswirkungen minimaler Zuflüsse auf die Spülkraft bei Tropfkörpern oder die Berücksichtigung von Maximalwerten durch den Stoßfaktor der Stickstofffracht ( $f_N$ ) für die Bemessung der Stickstoffelimination bei Belebungsanlagen und Tropfkörpern.

In der Regel stehen bei der Planung neuer oder der Ertüchtigung bestehender Anlagen bestenfalls die Ergebnisse von Stich- oder Mischproben der Zulaufparameter zur Verfügung. Tagesganglinien (z. B. mittels 2-h-Mischproben oder Online-Analysen) liegen in den allermeisten Fällen nicht vor. Dies gilt insbesondere bei Neubaumaßnahmen mit noch nicht fertiggestellter Kanalisation.

In Bild 3.1 sind exemplarisch für eine Kläranlage mit 100.000 E Ganglinien für den Abwasserzufluss und die Zuflusskonzentrationen von CSB, N und P im Abwasser dargestellt (diese wurden als synthetische Ganglinien auf Grundlage des Ansatzes der Hochschulgruppe Simulation (LANGERGRABER et al. 2007) erstellt). Die zugehörigen Zahlenwerte sind in Tabelle B.4 im Anhang B als Eingangswerte für die Berechnungsbeispiele aufgelistet.

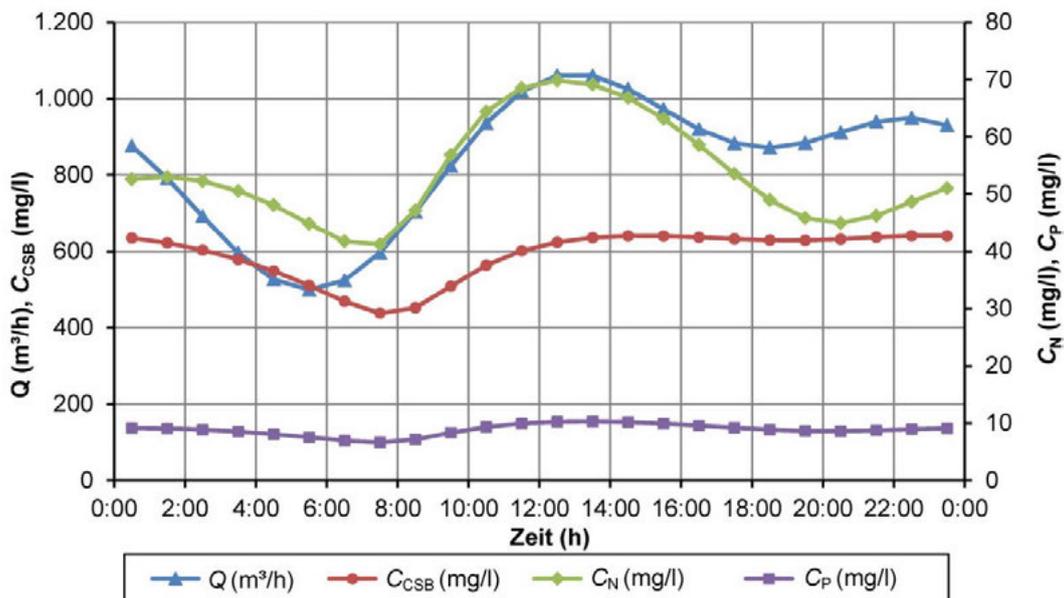


Bild 3.1: Exemplarische Tagesganglinien des Abwasserzuflusses und ausgewählter Zuflusskonzentrationen für eine Kläranlage mit 100.000 E (in Anlehnung an LANGERGRABER et al. 2007)

## 3.2 Anforderungen an den Ablauf

### 3.2.1 Reinigungsziele

Bei den Anforderungen an die Ablaufqualität gibt es sowohl für die Auswahl der Ablaufparameter als auch für die qualitativen Vorgaben zu den einzelnen Parametern international große Unterschiede. Abweichend von den nach Größenklassen ansteigenden Reinigungsanforderungen in Deutschland (siehe Tabelle A.5 in Anhang A.3) können auch für große Kläranlagen in Bezug auf die Kohlenstoff- und Stickstoffelimination generell drei Anforderungsniveaus unterschieden werden:

- nur Kohlenstoffelimination,
- Kohlenstoffelimination und Nitrifikation,
- Kohlenstoffelimination und Stickstoffelimination (Nitrifikation und Denitrifikation).

Die vorgenannten Anforderungen werden in Anhang A anhand von realen Fallbeispielen aus verschiedenen Ländern (Beispiele 2 bis 4) dargestellt. Ergänzend sind in Anhang A.3 und A.4 Erläuterungen zu den in Deutschland und der Europäischen Union (EU) geltenden Anforderungen gegeben. Insbesondere in vielen Entwicklungs-, Schwellen- und Transformationsländern (ESTL) werden Anlagen häufig nur auf Kohlenstoffelimination ausgelegt und gegebenenfalls erst später auf Stickstoffelimination erweitert. Selbst große Kläranlagen werden zum Teil nur mit verringerten Anforderungen an die Stickstoffelimination ausgelegt.

Die geforderten Reinigungsziele bedingen die Wahl eines geeigneten Reinigungsverfahrens bzw. einer geeigneten Verfahrenskombination, siehe dazu auch 4.4. Insbesondere bei geringen Anforderungen in ESTL ist die Anlagenauslegung durch Nachrechnung oder Abschätzung der erzielbaren Ablaufkonzentrationen auf Überdimensionierungen zu überprüfen. Bei den in diesem Themenband dargelegten Bemessungsansätzen sind überwiegend auch Kalkulationen oder Schätzwerte zur Ermittlung der Ablaufkonzentrationen angegeben.

Insbesondere in ariden Regionen spielen im Zusammenhang mit der Wiederverwendung des behandelten Abwassers häufig weitere Reinigungsziele, wie z. B. die Reduktion mikrobiologischer Belastungen, eine wichtige Rolle (siehe z. B. Fallbeispiel 3 in Anhang A). Auf diese wird in diesem Themenband im Besonderen mit der Elimination von Helminthen-Eiern eingegangen, siehe Abschnitt 13. Dort werden auch ein Überblick und Verweise auf weiterführende Literatur zur Desinfektion von Abwasser gegeben, wie z. B. den DWA-Themenband „Verfahrensstufen zur Abwasseraufbereitung für die Wiederverwendung“ (DWA 2008).

### 3.2.2 Überwachungsmethoden

Die Reinigungsanforderungen für Kläranlagen werden in der Regel mittels absoluter Grenzwerte für die Ablaufkonzentrationen oder mittels prozentualer Mindesteliminationsraten bezogen auf die Zulaufbelastung definiert. Die in Deutschland übliche Überwachung des Ablaufs mittels 2-h-Mischproben oder qualifizierten Stichproben gemäß Abwasserverordnung (AbwV 2016; siehe Erläuterungen in Anhang A.3) findet international so gut wie keine Anwendung. Daher basieren die in diesem Themenband beschriebenen Bemessungsansätze auf der international üblichen Überwachung mit Tagesmittelwerten. Die Tagesmittelwerte werden jeweils aus abfluss- oder zeitproportionalen 24-h-Proben ermittelt, wie in Anhang A.4 am Beispiel der Anforderungen in der Europäischen Union verdeutlicht wird.

Bei der Überwachung der Ablaufanforderungen in verschiedenen Ländern bestehen zahlreiche Unterschiede bezüglich folgender Aspekte:

- Art der Anforderung an die Verschmutzungsparameter (Maximalkonzentration oder prozentuale Mindestminderung),
- Art der Definition einzelner Parameter (z. B. Summenparameter für Stickstoff mit oder ohne organischem Anteil),

- Häufigkeit der Probenahme  
(Anzahl pro Jahr),
- Probenahmezeiträume bzw. Bezugszeiträume  
(Stichproben, 2-h-Mischproben, Tagesmischproben, Jahresmittelwerte),
- Bewertung der Ergebnisse der Probenahme  
(zulässige Anzahl von Proben mit Abweichungen, maximal zulässige Abweichung je Probe).

Bei Mischproben können sich zusätzlich Unterschiede zwischen abfluss- und zeitproportionaler Probenahme ergeben, insbesondere wenn die Schwankungen der Konzentration des betrachteten Parameters und die der hydraulischen Belastung miteinander korrelieren.

Bei einer Bemessung für Ablaufanforderungen, die auf Basis qualifizierter Stichproben oder 2-h-Mischproben überwacht werden, muss im Vergleich zur Tagesmischprobe wegen der kurzen Zeitintervalle der Beprobung die Einhaltung der Überwachungswerte auch bei kürzeren Belastungsspitzen berücksichtigt werden. Das erfordert bei Verfahren mit kurzer Aufenthaltsdauer höhere Sicherheiten zur Berücksichtigung der Belastungsspitzen. Bei Reinigungsanforderungen auf Basis von Tagesmittelwerten können die Sicherheiten deutlich geringer ausfallen, da die Belastungsspitzen über den Tagesgang ausgeglichen werden. Bei Anforderungen auf Basis von Jahresmittelwerten werden sogar saisonale Schwankungen im Jahresgang ausgeglichen. Die Jahresmittelwerte werden als arithmetisches Mittel aller Tagesmittelwerte innerhalb eines Kalenderjahres ermittelt:

$$\text{Jahresmittelwert} = \frac{\sum \text{Messergebnisse}}{\sum \text{Probenzahl}} \quad (3.5)$$

Bei Bemessungsaufgaben mit Zugrundelegung von Tages- oder sogar Jahresmittelwerten im Ablauf kann eine unreflektierte Bemessung nach deutschen Regelwerken, in denen die deutsche Überwachungspraxis berücksichtigt ist, zu unwirtschaftlichen Überdimensionierungen führen. In Bild 3.2 werden die Unterschiede zwischen einer Überwachung mittels Stichproben und mittels Tagesmischproben anhand eines Beispiels zum CSB-Tagesgang im Ablauf einer Kläranlage anschaulich dargestellt: Der Ablaufgrenzwert für  $C_{\text{CSB}}$  von 60 mg/l wird mit einem Mittelwert von 54 mg/l bei Überwachung mittels Tagesmischproben eingehalten; eine Überwachung mittels Stichproben kann dagegen im Extremfall zu Werten von bis zu 70 mg/l führen, bei denen der Grenzwert nicht eingehalten ist. Bei Verwendung eines auf Tagesmittelwerten basierenden Bemessungsansatzes für einen Anwendungsfall mit Überwachung mittels Stichproben ist die Differenz zwischen Mittel- und Spitzenwerten durch Sicherheitszuschläge in Abhängigkeit der Zulaufcharakteristik und des vorhandenen Puffervolumens zu berücksichtigen. Im umgekehrten Fall bestehen Reserven für entsprechende Abminderungen.

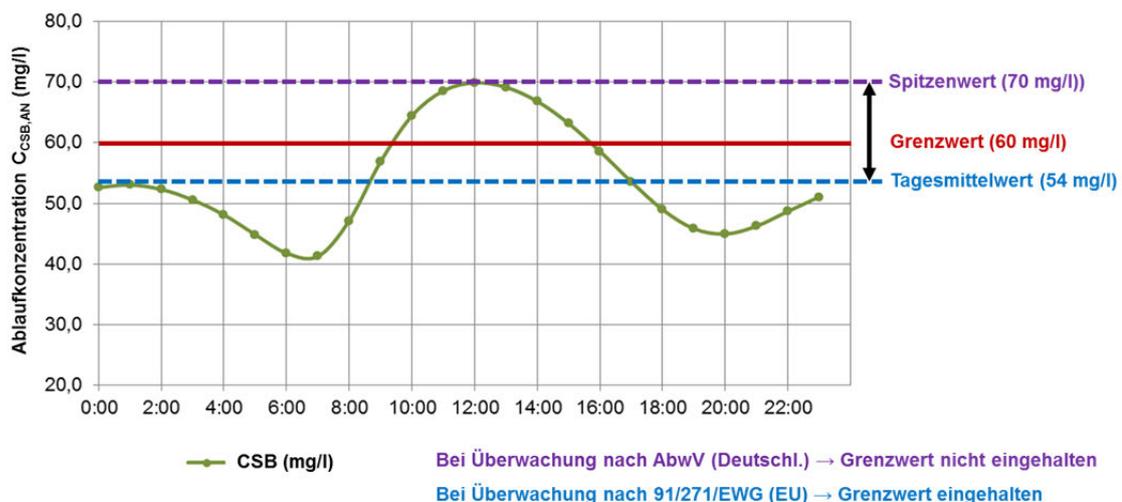


Bild 3.2: Vergleich der Bewertung bei der Überwachung mittels Stichproben und Tagesmittelwerten anhand eines Beispiels zum CSB-Tagesgang im Ablauf einer Kläranlage

Wenn Angaben zur Art der Überwachung der Ablaufwerte (Tagesmittelwerte, Stichproben) fehlen, sind ergänzende Hinweise in den entsprechenden nationalen Vorschriften heranzuziehen, um eine unwirtschaftliche Bemessung zu vermeiden.

# 4 Verfahrenübergreifende Gesichtspunkte

## 4.1 Vorbemerkungen

Aus dem Blickwinkel von Stadtentwicklung und Siedlungshygiene ist es erforderlich, ein Abwasserentsorgungskonzept zu entwickeln, das den Grundanforderungen des Gesundheits- und Umweltschutzes genügt und die lokalen Rahmenbedingungen vor Ort berücksichtigt. Die Konzeption und Planung von Abwasseranlagen soll daher

- eine robuste und wartungsarme Technik bevorzugen;
- sich an die siedlungsgeographischen, -hygienischen und hydrogeologischen Gegebenheiten sowie an den kulturellen und sozialen Kontext anpassen;
- die Projektzielerreichung ermöglichen und die angestrebten Wirkungen erzielen;
- den personellen, organisatorischen, technischen und finanziellen Kapazitäten der Betreiber und der Zahlungsfähigkeit und -willigkeit der Zielbevölkerung entsprechen;
- den nachhaltigen Umgang mit den Ressourcen Wasser, Boden, Nährstoffe und Energie beachten sowie die Auswirkungen des Klimawandels einbeziehen.

Darüber hinaus sind die nachfolgend kurz zusammengefassten Nachhaltigkeitskriterien in der Planung zu berücksichtigen:

- **Energieverbrauch:** Auswahl energieeffizienter Technologien und Prozesse (z. B. Belüftung, Klärschlammmentwässerung und -trocknung) und Produkte (z. B. Pumpen, Gebläse), Energierückgewinnung, Nutzung erneuerbarer Energiequellen.
- **Effizienz der Abwasserbehandlung:** Überprüfung und Bewertung (gegebenenfalls adäquate Anpassung) der geforderten Ablaufstandards (u. a. in Bezug auf die natürliche Reinigungskapazität des Vorfluters, Gewässernutzung durch Unterlieger, Einflüsse auf Qualität und Quantität des Grundwassers, Eignung des Ablaufs zur Wasserwiederverwendung), Auswahl qualitativ hochwertiger Ausrüstung, Optimierung der Verfahrenstechnik, gute Verfügbarkeit und möglichst geringer Verbrauch von Aufbereitungskemikalien, Konzept für die ordnungsgemäße Entsorgung von Rechengut und Klärschlamm.
- **Bau:** Verwendung von unbelasteten (z. B. keine Asbestzementprodukte) und möglichst lokal verfügbaren Baumaterialien.
- **Betrieb und Wartung:** Erarbeitung eines detaillierten Betriebshandbuchs und Wartungsplans, Bezugsquellen für (möglichst lokal erhältliche) Ersatzteile und Verbrauchsmaterialien, Schulungsmaßnahmen für das Betriebspersonal, einschl. Energie- und Schlammmanagement.
- **Soziale und Umweltauswirkungen:** Geringe spezifische Treibhausgasemissionen, niedrige Geräusch- und Geruchsemissionen, Vermeidung von Brutstätten für Insekten, rechtzeitige Einbindung der Zielgruppe in die Planung und gestalterische Maßnahmen (Einhausung, Begrünung etc.), um die Akzeptanz der Einrichtungen durch die Anwohner sicherzustellen.
- **Lebenszykluskosten:** Berücksichtigung der Lebenszykluskosten für die wichtigsten Prozesse (z. B. Energie- und Chemikalienverbrauch), Aggregate (z. B. Motoren, Regel- und Stellantriebe) und für die Gesamtanlage im Rahmen der Ausschreibung.
- **Kostendeckung:** Sicherstellung der Deckung der laufenden Kosten einschließlich der Abschreibungen durch die Abwassertarife, notfalls transparente staatliche Subventionen zur Kostendeckung.

Misserfolge bei der Realisierung wasserwirtschaftlicher Vorhaben sind, insbesondere in Entwicklungs-, Schwellen- und Transformationsländern (ESTL), vor allem handwerklichen Mängeln bei der Vorbereitung der Projekte, überzogenen Forderungen bei der Ausschreibung, unzureichender Beachtung der lokalen Gegebenheiten, unklaren institutionellen Strukturen und Zuständigkeiten, zu hohen Erwartungen hinsichtlich der Leistungsfähigkeit der Betreiber und ihres Personals sowie einer unzureichenden Kostendeckung geschuldet.

Zentrale Voraussetzungen für eine nachhaltige Nutzung der abwassertechnischen Anlagen sind somit immer die Einbeziehung der lokalen Verhältnisse bei der Wahl der Verfahrenstechnik, die Berücksichtigung der Fähigkeiten des zur Verfügung stehenden Betriebspersonals und die zur Verfügung stehenden finanziellen Ressourcen. Das Technologieniveau spielt dabei eine wichtige, aber nicht die entscheidende Rolle. Erfolgreiche Vorhaben in der Wasserwirtschaft sind immer ein Kompromiss zwischen dem aus Gesundheits-, Umwelt- und Klimaschutzgründen Wünschenswerten und dem institutionell, organisatorisch und ökonomisch Machbaren. Angepasste Technologie heißt dabei nicht „einfache“ oder gar „veraltete“ Technologie. Ziel ist die nachhaltige Erreichung der gewünschten Reinigungsziele mit einem örtlich passenden technisch-ökonomischen Konzept, das modular (bzw. in Phasen) erweiterbar ist und somit auch zukünftigen Anforderungen (qualitativ und quantitativ) gerecht werden kann.

### 4.2 Besondere Verhältnisse vor Ort

Wie bereits erwähnt, bezieht sich der vorliegende Themenband ausdrücklich auf alle Länder in warmen und kalten Klimazonen. Länder dieser Klimazonen weisen häufig Charakteristika von ESTL auf. Verfahrensübergreifende Gesichtspunkte für die Bemessung von Kläranlagen in warmen und kalten Klimazonen müssen daher zwangsläufig auch die Besonderheiten der Abwasserentsorgung in den ESTL berücksichtigen.

Entwicklungspolitische Prioritäten zur Sicherstellung der Grundbedürfnisse führten in den ESTL in der Vergangenheit zunächst zu einem Ausbau von Wasserversorgungsanlagen, verbunden mit einer deutlichen Erhöhung des Abwasseranfalls. Die Verbesserung der Versorgung hatte also anfangs eine Verschlechterung der Entsorgung und der generellen Umweltsituation insbesondere in städtischen Gebieten zur Folge, die erst später und meist nur unvollständig durch den nachträglichen Ausbau einer geregelten Abwasserableitung und -aufbereitung aufgefangen wurde.

Einige der im Folgenden aufgeführten örtlichen Besonderheiten sind daher auch das Ergebnis einer fehlenden gesamtstrategischen siedlungswasserwirtschaftlichen Planung. Geologische Situation, Baugrund, Höhenlage und sonstige örtliche Gegebenheiten der Kläranlagen sind häufig nicht das Resultat eines rationalen, nach technisch-wirtschaftlichen Gesichtspunkten erfolgten Auswahlverfahrens für einen geeigneten Standort, sie spiegeln vielmehr auch politische und städtebauliche Ausschlusskriterien, Verfügbarkeit von bezahlbarem Bauland und andere nicht-technische Aspekte wieder. Das kann die Auswahl der Aufbereitungsverfahren einschränken und die bauliche Anordnung der Verfahrensstufen beeinflussen. Beschränkungen durch die Größe der zur Verfügung stehenden Baugrundstücke können zu kompakter Bauweise und zu einem eventuell unangepasst hohen Technologieniveau zwingen.

Darüber hinaus müssen sich die aus den örtlichen Besonderheiten resultierenden planerischen Konsequenzen auch an lokalen finanziellen Ressourcen und der Qualität und Quantität des zukünftigen Betriebspersonals orientieren. Bei der Ertüchtigung oder dem Ausbau vorhandener Anlagen kommen als zusätzliche Eckpunkte die Qualität des bestehenden Betriebs, eine vorhandene, aber eventuell unausgewogene Anlagendimensionierung, ungeeignete und/oder schlecht gewartete Ausstattung, geringe Motivation des Personals sowie mangelhafte Leistungs- und Kostenkontrolle hinzu.

In Tabelle 4.1 sind typische örtliche Besonderheiten aus verschiedenen Ländern zusammengestellt. Die daraus resultierenden planerischen Konsequenzen sollen nur orientierende Hinweise geben.

Eine spezifische Handlungsanweisung für eine konkrete Situation kann nur unter Berücksichtigung der örtlichen Rahmenbedingungen und Zielsetzungen vorgenommen werden.

Tabelle 4.1: Örtliche Besonderheiten und resultierende planerische Konsequenzen

| Besonderheit und zu erwartende Auswirkung  | Planerische Konsequenzen   |
|--|--|
| <b>a) Allgemeine Aspekte</b>   |  |
| Eigentumsverhältnisse der Standorte und/oder Leitungstrassen unklar bzw. Privatbesitz<br>→ Risiko von Bauverzögerungen   | Frühzeitige Analyse des Katasters und gegebenenfalls Initiierung eines Enteignungsprozesses  |
| Akzeptanz der Anwohner<br>→ Risiko von Bauverzögerungen  | Rechtzeitige Kommunikation mit den Betroffenen, öffentliche Anhörungen im frühen Planungsstadium   |
| <b>b) Bemessungsgrößen</b>   |  |
| Lokal unterschiedliche Basisparameter (spezifischer Wasserverbrauch, spezifische organische Fracht, Bevölkerungswachstum etc.)<br>→ Risiko der Überdimensionierung | Sorgfältige Analyse der vorhandenen Datenbasis und „vorsichtige“ Extrapolation; Festlegung eines kürzeren als normalerweise üblichen Planungshorizontes; Anlagenkonzeption für stufenweisen Ausbau |
| Wasserknappheit und dadurch geringer Wasserverbrauch<br>→ ungewöhnlich hohe Abwasserkonzentration  | Abschätzung der verfahrenstechnischen Eingangsgrößen über Standardannahmen schwierig, erhöhte Anforderungen an vorbereitende Studien durch eigene Messungen  |
| Niedrige Trinkwassertarife bei hoher Wasserverfügbarkeit, „Wasser hat keinen Wert“<br>→ ungewöhnlich hoher Abwasseranfall  | Abschätzung der verfahrenstechnischen Eingangsgrößen über Standardannahmen schwierig, erhöhte Anforderungen an vorbereitende Studien durch eigene Messungen des Abwasservolumens                   |
| Schwacher Vorfluter oder Wiederverwendung des gereinigten Wassers<br>→ besondere Anforderungen an den Kläranlagenablauf  | Vorgabe spezieller Reinigungsziele in Abhängigkeit von Leistungsfähigkeit des Vorfluters bzw. der vorgesehenen Nutzung des aufbereiteten Wassers   |
| <b>c) Zulaufbedingung/Kanalisation</b>   |  |
| Einzugsgebiet nicht vollständig erschlossen, Kanalisation noch im Ausbau<br>→ Anlage in der Anfangsphase unterbelastet   | Mehrstraßiger oder stufenweiser Ausbau der Kläranlage  |
| Hoher Anteil an Trennsystemen, insbesondere in ariden Gebieten<br>→ Spezifische Abwasserzusammensetzung  | Abschätzung der verfahrenstechnischen Eingangsgrößen schwierig, Messungen der Abwasserzusammensetzung unbedingt erforderlich   |
| Fehlende Drosselung bei Mischwasserkanalisation, Fehlanschlüsse bei Trennkanalisation<br>→ Gefahr hydraulischer Überlastung/Überflutung der Kläranlage             | Einbau von Abschlüssen und Zulaufdrosseln im Zulauf zur Kläranlage   |

| Besonderheit und zu erwartende Auswirkung  | Planerische Konsequenzen   |
|--|--|
| Hoher Anteil von Abwasser aus früheren, nicht stillgelegten Sickergruben<br>→ leicht abbaubare Stoffe bereits abgebaut   | Abschätzung der verfahrenstechnischen Eingangsgrößen schwierig, Messungen der Abwasserzusammensetzung unbedingt erforderlich   |
| Offene Gerinne in der Kanalisation<br>→ Eintrag von Fremd- und Störstoffen in den Anlagenzulauf<br>→ Rückhalt von Rechengut  | Erhöhte Anforderungen an die mechanische Vorbehandlungsstufe (Rechen, Sandfang) aufgrund von Sperrstoffen, Geröll, Abfall etc.; Vorkehrungen gegen Betriebsstörungen (Verstopfung, Rückstau) in der Kanalisation |
| Hoher Fremdwasseranteil durch undichte Kanalisation, hoher Grundwasserspiegel<br>→ Auslegung auf hohe hydraulische Belastung<br>→ erhöhte Betriebskosten   | Abschätzung der verfahrenstechnischen Eingangsgrößen schwierig, Messungen der Abwasserzusammensetzung unbedingt erforderlich; Überprüfung der Kanalisation mittels eigener Messungen                             |
| Vermehrte Stoffumsetzungsprozesse auf dem Fließweg zur und in der Kläranlage aufgrund hoher Temperaturen<br>→ Geruch, Korrosion in der Kanalisation<br>→ Anaerobes Abwasser im Zulauf der Kläranlage<br>→ Geruchsemissionen der Kläranlage | Abschätzung der verfahrenstechnischen Eingangsgrößen schwierig, Messungen der Abwasserzusammensetzung unbedingt erforderlich; Verminderung der Geruchsemissionen der Kläranlage durch Einhausung                 |
| <b>d) Abwasserzusammensetzung</b>  |  |
| Hohe Sandfracht oder lokalspezifische absetzbare Stoffe (z. B. Kürbiskernspelzen)<br>→ ungenügender Rückhalt absetzbarer Stoffe im Sandfang  | Berücksichtigung der spezifischen Fracht an absetzbaren Stoffen bei der Dimensionierung des Sandfangs; Wahl und frachtspezifische Dimensionierung eines separaten Abscheidesystems                               |
| Hoher Fettgehalt, hohe organische Frachten (z. B. Olivenöl)<br>→ Funktionsbeeinträchtigung der mechanischen Bauteile und der Sauerstoffaufnahme (z. B. Tropfkörper) durch ungenügenden Rückhalt  | Wahl und frachtspezifische Dimensionierung eines separaten Abscheidesystems  |
| Einfluss von unzureichend vorbehandelten industriellen Einleitungen<br>→ Verlust an/Schädigung der Biomasse  | Erstellung eines Katasters potenziell gefährlicher Gewerbebetriebe; Pufferkapazität vorsehen   |
| Erhöhte, schwankende Salzgehalte<br>→ Beeinträchtigung der Reinigungsleistung durch Stoßbelastungen  | Einplanen zusätzlicher Sicherheitsfaktoren für die biologische Stufe in Abhängigkeit von der Größenordnung der Belastungsschwankungen  |
| Niedrige Säurekapazität bei Wasser aus Entsalzungsanlagen<br>→ starke Abnahme des pH-Wertes bei alleiniger Nitrifikation   | Einplanen von Maßnahmen zur Erhöhung der Pufferkapazität bis hin zur Dosierung alkalischer Produkte  |

| Besonderheit und zu erwartende Auswirkung  | Planerische Konsequenzen   |
|--|--|
| <b>e) Anlagentechnik und betriebliche Aspekte</b>  |  |
| Beschränkte Verfügbarkeit von Energie in Bezug auf Anschlussleistung und Betriebskostenbudget<br>→ Einschränkungen bei energieintensiven Verfahren   | Detaillierte Ermittlung der erforderlichen Anschlussleistung und der zu erwartenden Energiekosten mit dem Ziel, ein energetisch günstiges Verfahren zu wählen  |
| Unterbrechungen, Schwankungen der Energieversorgung<br>→ Ausfall von Anlagenkomponenten, Beeinträchtigung der Reinigungsleistung<br>→ Schäden an den elektromechanischen Einrichtungen                   | Natürliches Gefälle nutzen; zusätzliche elektrische Schutzeinrichtungen; Verminderung des Ausfallrisikos durch Verfahrensauswahl (Abwasserteiche, Tropfkörper) |
| Hochwasser-/Überschwemmungsrisiko durch klimatische (ausgeprägte Regenzeit) und Standortbedingungen (Städte im Mündungsdelta großer Flüsse)<br>→ Schadstoffaustrag ins Gewässer<br>→ Verlust an Biomasse | Hochbauwerke statt tiefliegende Becken; Einsatz von Biofilmverfahren mit geringerem Verlust an Biomasse bei Überschwemmungen (z. B. „hohe“ Tropfkörper)        |
| Starker Frost (z. B. Kläranlagen im Hochgebirge oder Berghütten)<br>→ Einfrieren   | Maßnahmen zum Schutz der Anlage (z. B. Einhausung, Begleitheizung); Schutz von oberflächennahen Installationen in Becken gegen Treibeis                        |
| Saisonalen Betrieb (z. B. durch Tourismus, Industrie, saisonaler Bedarf an Bewässerungswasser)<br>→ große Schwankungen bei der erforderlichen Reinigungsleistung   | Modularer, mehrstraßiger Ausbau; erhöhte Anforderungen an den Betrieb  |

### 4.3 Besondere Abwasserinhaltsstoffe und Reinigungsanforderungen

#### Erhöhte Salzgehalte im Abwasser

Neben Industrieeinleitungen kann es bei kommunalem Abwasser zu erhöhten Salzgehalten durch Verwendung von aufbereitetem Meer- und Brackwasser in der Wasserversorgung oder durch Intrusion von salzhaltigem Grundwasser in Küstenregionen kommen. Bei erhöhten Salzkonzentrationen im Abwasserzulauf muss deren Herkunft, chemische Zusammensetzung und der jahreszeitliche Verlauf untersucht werden. Stoßbelastungen sind bei kommunalem Abwasser in der Regel von untergeordneter Bedeutung.

Erhöhte Salzgehalte im Abwasser werden bei der Behandlung in Kläranlagen nicht reduziert und führen zu einer entsprechenden Belastung der Vorflut.

Zudem ist erhöhter Korrosionsschutz von wasserberührten Bauteilen bei hohen Salzgehalten zu beachten, da auch Beton- und Stahloberflächen im salzhaltigen Wasser durch Sulfat- und Chlorionen verstärkt angegriffen werden.

Dauerhaft hohe Salzgehalte ( $S_{TDS}$ ) bis zu 10 g/l beeinträchtigen bei entsprechender Adaption die biologischen Prozesse für den Kohlenstoff- und Stickstoffabbau nicht. Erfahrungen aus der Industrie

zeigen Adaptionswirkungen auch bei deutlich höheren Konzentrationen. Bei Reinigungszielen mit Stickstoffabbau ist zu berücksichtigen, dass bei Salzgehalten ab 10 g/l die Stoffwechselaktivität autotropher Mikroorganismen abnimmt (ab 10 g/l wird entsprechend ein zunehmender Rückgang der Nitrifikationsleistung der Nitrosomonas auf bis zu 70 % beschrieben, siehe 6.4.4.2 zur Nitrifikation bei Belebungsanlagen).

Problematisch sind stark schwankende Salzkonzentrationen bzw. Belastungsspitzen, da sie eine Adaption der Biomasse verhindern. In diesen Fällen müssen zusätzliche Sicherheiten oder technische Maßnahmen für die biologische Stufe eingeplant werden, z. B. Misch- und Ausgleichsbecken.

Für Salzgehalte von  $S_{TDS} \geq 2$  g/l ist der Einfluss auf die Belüftung in biologischen Stufen, vor allem auf die feinblasiger Druckbelüftung, zu beachten, siehe 7.4.3 und 7.4.5.

Nähere Hinweise auf verfahrensspezifische Aspekte erhöhter Salzgehalte finden sich in den Bemessungsabschnitten 5 bis 13.

### **Mitbehandlung industrieller Abwässer**

Voraussetzung für die Mitbehandlung industrieller Abwässer sind klare gesetzliche Vorgaben inklusive der zugehörigen Durchführungsbestimmungen für Indirekteinleiter. Wenn diese Vorgaben für die Einleitung von Abwasser in die Kanalisation eingehalten werden können, ist die Mitbehandlung industrieller Abwässer ein vertretbares Risiko für den Betrieb einer Kläranlage.

Selbst wenn die gesetzlichen Rahmenbedingungen grundsätzlich vorhanden sind, ist – vor allem in ESTL – die Durchsetzung der dort beschriebenen Standards gegenüber den angeschlossenen Industriebetrieben häufig mangelhaft. Die Konzeption eines städtischen Abwassersystems muss diesen Umständen Rechnung tragen und anhand eines Indirekteinleiter-Katasters (das gegebenenfalls erst geschaffen werden muss) das Risiko der Mitbehandlung analysieren und bewerten. Wegen des potenziellen Interessenkonflikts zwischen den Industriebetrieben und den Genehmigungs- und Überwachungsbehörden (möglicherweise sind Vorbehandlungsanlagen für einzelne Industriebetriebe erforderlich) ist mit einer schwierigen Datenerhebung zu rechnen.

Daher und wegen eventueller Unzulänglichkeiten im institutionellen Umfeld und Betrieb ist die Mitbehandlung industrieller Abwässer in kommunalen Abwasseranlagen nur nach vorheriger Risikoabwägung in Betracht zu ziehen.

### **Aspekte der Wasserwiederverwendung**

Vor allem in ariden Regionen wird in zunehmendem Maß gereinigtes Abwasser zur Bewässerung wiederverwendet. Daraus resultieren besondere Anforderungen an die Abwasserreinigung, beispielsweise geringere Anforderungen an den Nährstoffabbau, wenn die Düngewirkung gezielt genutzt werden soll, bzw. höhere Reinigungsziele, um die mikrobiologischen Belastungen zu reduzieren.

Für Hinweise zur Wahl geeigneter Verfahrensstufen und weiterer Randbedingungen bei der Wasserwiederverwendung wird auf den DWA-Themenband „Verfahrensstufen zur Abwasseraufbereitung für die Wiederverwendung“ (DWA 2008) verwiesen. In diesem Themenband sind auch Hinweise zu Akzeptanz, Hygiene etc. enthalten.

## **4.4 Einzusetzende Verfahren**

In Abwasserbehandlungsanlagen erfolgt die Kohlenstoff- und Stickstoffelimination im Wesentlichen durch die biologische Reinigungsstufe. Mit den einschlägigen Behandlungsverfahren können unterschiedliche Reinigungsziele erreicht werden, wie in Tabelle 4.2 für ausgewählte Abwasserreinigungsverfahren dargestellt ist. Im vorliegenden Themenband werden schwerpunktmäßig die Bemessungsansätze für Belebungs-, Tropfkörper-, Anaerob- und Abwasserteichanlagen beschrieben (Abschnitt 6 bis 10).

Tabelle 4.2: Erfüllung von Reinigungszielen durch ausgewählte Abwasserreinigungsverfahren

| Verfahren                     | C-Elimination | N-Elimination |                 | siehe Abschnitt |
|-------------------------------|---------------|---------------|-----------------|-----------------|
|                               |               | Nitrifikation | Denitrifikation |                 |
| Belebungsverfahren            | X             | X             | X               | 6 und 7         |
| Tropfkörperverfahren          | X             | X             | (X)             | 8               |
| Anaerobverfahren (z. B. UASB) | (X)           |               |                 | 9               |
| Abwasserteichverfahren        | X             | (X)           |                 | 10              |

Neben den geforderten Reinigungszielen orientiert sich die Wahl der Verfahrenstechnik für abwassertechnische Anlagen und ihre Auslegung in industrialisierten Ländern vorwiegend an den Kriterien Betriebssicherheit, geringer Personaleinsatz, kompakte Baugröße etc. und führt so zwangsläufig zu technologisch hochwertigen Anlagen mit weitgehender Nutzung von Automatisierung und Fernwirktechnik.

Werden an die biologische Stufe Reinigungsanforderungen gestellt, die mit einem einzelnen der beispielsweise in Tabelle 4.2 genannten Verfahren nicht zu erfüllen sind, ist eine Kombination mit anderen Verfahren notwendig. Bei absehbar steigenden Anforderungen an den Reinigungsgrad ist dies im Vorhinein zu berücksichtigen, beispielsweise bei einer zunächst nur auf C-Elimination ausgelegten Anlage, die mit steigenden Anforderungen für eine N-Elimination zu erweitern ist. Eine entsprechende konzeptionelle und planerische Berücksichtigung dieser Vorgehensweise ist dann bereits bei der ersten Ausbaustufe zwingend erforderlich.

Die Bemessung der einzelnen Stufen einer Verfahrenskette erfordert jeweils die Berechnung von Ablaufwerten der vorherigen Stufen als Eingangswert für das nachfolgende Verfahren.

#### 4.5 Stufenweiser Ausbau zur Kapazitätsausweitung

Vor allem bei Projekten in ESTL ist das Einzugsgebiet der Kläranlage häufig noch nicht vollständig erschlossen oder die Kanalisation befindet sich noch im Ausbau. In vielen Ländern besteht kein Anschlusszwang an die Kanalisation, was dazu führt, dass individuelle, grundstücksbezogene Entsorgungssysteme vorerst weiter bestehen bleiben, auch wenn dort aus technisch-ökonomischer Sicht der Anschluss an die zentrale Kanalisation machbar wäre. Des Weiteren steht meist nur ein begrenztes Investitionsbudget zur Verfügung, sodass das Abwasserentsorgungssystem stufenweise erweitert werden muss. Die Entwicklung des aufzubereitenden Abwasservolumens innerhalb des Planungshorizontes ist in solchen Fällen schwierig abzuschätzen und ein zeitlich gestaffelter, mehrstrahiger bzw. stufenweiser Ausbau der Kläranlage zur Kapazitätsausweitung zwingend erforderlich. Dies kann bei geringeren Anforderungen an die Abwasserbehandlung auch zu ortsspezifischen Sonderlösungen führen, siehe nachfolgende Beispiele A und B.

In jedem Fall ist darauf hinzuwirken, dass der erforderliche Platzbedarf für die Erweiterungsbauwerke rechtzeitig gesichert ist. Probleme beim Grunderwerb sind ein häufiger Grund für Bauverzögerungen.

##### Beispiel A: Aufbereitung eines Abwasserteilstroms im Iran

Ist aufgrund von örtlichen Zwängen ein stufenweiser Ausbau einer Kläranlage unabwendbar, können auch Lösungen zur vorübergehenden Teilstrombehandlung in Betracht gezogen werden. Beispielsweise, indem zunächst nur ein Teilstrom des gesamten Abwassers biologisch behandelt wird und der Ablauf mit dem restlichen, nur mechanisch behandelten Abwasser so verschnitten wird, dass es die Aufnahmekapazität des Vorfluters nicht überschreitet.

**Beispiel B: Beschränkung auf mechanische Aufbereitung in Vietnam**

Der Mangel an qualifiziertem Personal für den Betrieb mechanisch-biologischer Kläranlagen in Vietnam führte zu der Entscheidung, an einigen Standorten zunächst nur eine mechanische Stufe fertigzustellen. Die Anlagen bestehen im Wesentlichen aus mechanischer Vorreinigung (Rechen, Sandfang), Vorklärung und Schlammbehandlung (offene Faulbecken, Faulschlammtrocknung). Entsprechende Erweiterungsflächen für die „Nachrüstung“ der Belüftungsbecken und der Nachklärung sind vorgesehen. Die Genehmigungsbehörde war mit dieser Vorgehensweise einverstanden und die erste Anlage ging 2013 in Betrieb.

## 5 Mechanische Vorbehandlung

### 5.1 Einleitung

Die erste Behandlungsstufe einer kommunalen Kläranlage ist die mechanische Abwasserreinigung. Ungelöste Inhaltsstoffe werden in diesem Schritt erfasst und aus dem Abwasserstrom entfernt. Bei der Einbindung der mechanischen Verfahren in den Behandlungsprozess sind neben der Reinigungsleistung auch die Auswirkungen auf die nachfolgenden Prozessstufen zu beachten. In diesem Abschnitt wird auf die Verfahren Rechen, Sand-/Fettfang und Vorklärbecken als wesentliche Bestandteile der mechanischen Vorbehandlung eingegangen.

Durch die Elimination von Grob-, Zopf-, Sperrstoffen und Sanden werden Betriebsstörungen infolge von Verschleiß und Verstopfungen an Pumpen, Rührern und anderen bewegten Teilen vermindert. Da diese Prozessschritte für ein sicheres Funktionieren der Kläranlage durchlaufen werden müssen, stellt die mechanische Reinigung des Abwassers das Minimum der Behandlung dar.

Dabei ist zu beachten, dass der Anfall von Störstoffen, beispielsweise durch Abfallentsorgung in offene Abwasserableitungen, länderspezifisch variiert und bei der Planung der mechanischen Stufe – auch als Schutz der nachfolgenden biologischen Behandlungsstufen – berücksichtigt wird.

### 5.2 Rechen

#### 5.2.1 Hinweise zur Bemessung

Rechenanlagen stehen zu Beginn der mechanischen Reinigung und befreien das Abwasser von groben Schmutz- und Störstoffen. Maschinen, Pumpen und Rohrleitungen werden so vor Verstopfungen geschützt und der nachfolgende Betriebsablauf sichergestellt. Zentrales Element einer Stabrechenanlage ist der Rechenrost, der je nach Bauart senkrecht oder zur Fließrichtung des Abwassers geneigt in das Zulaufgerinne fest eingebaut wird.

Ziel der Bemessung von Rechenanlagen ist es, die Strömungsgeschwindigkeit zwischen den Rechenstäben durch die passende Rechenkammerbreite zu begrenzen. Zu hohe Strömungsgeschwindigkeiten haben eine Abnahme der Reinigungsleistung zur Folge.

Die bestimmenden abwassertechnischen und hydraulischen Randbedingungen für die Bemessung von Rechen sind die Abwassermenge, der zulässige Rückstau und die Belastung des Abwassers mit Rechengut (WIENHUSEN et al. 1997). Die Vorgehensweise der Bemessung ist auf warme und kalte Klimaregionen übertragbar, für den Bemessungsvorgang wird auf die DIN 19569-2 (20162) und auf WIENHUSEN et al. (1997) im ATV-Handbuch „Mechanische Abwasserreinigung“ verwiesen.

## 5.2.2 Planerische und betriebliche Aspekte

Im Einlauf der Kläranlage werden zum Schutz des Hebewerkes häufig Schutzrechen mit einem Stababstand von 8 cm bis 13 cm angeordnet. Nach dem Hebewerk kommen in der Regel Grobrechen (20 mm bis 25 mm) zum Einsatz (MENZEL 2005), aktueller Stand der Technik ist häufig die Installation von Feinrechen (< 20 mm, beispielsweise 6 mm). Auch für ESTL wird allgemein ein Stababstand von 6 mm empfohlen.

Aufgrund der Geruchsentwicklung sind Rechenanlagen grundsätzlich einzuhausen, dies gilt insbesondere in warmen Klimaregionen, wo infolge der höheren Temperaturen Umsetzungs- und Abbauprozesse verstärkt einsetzen. Grundsätzlich führen diese Prozesse zu Korrosion an Rechen und Sieben, weshalb diese nach Möglichkeit aus Edelstahl hergestellt werden sollten (MENZEL 2005). Da dies mit höheren Kosten verbunden ist, kann auch auf einen korrosionsschützenden Farbanstrich ausgewichen werden. Weitere Hinweise zur Abluftbehandlung siehe 5.5. In kalten Klimaten ist eine Einhausung auch zur Aufrechterhaltung der Funktionsfähigkeit des Rechens bei Frost vorzusehen.

Es ist zu beachten, dass der Rechengutanfall in einigen Ländern deutlich geringer ist als in Mitteleuropa. Dies ist darauf zurückzuführen, dass beispielsweise Toilettenpapier direkt über den Hausmüll entsorgt wird (MENZEL 2005). Wenn die Abwasserableitung über offene Gerinne erfolgt, kann der Rechengutanfall aufgrund von Siedlungsabfall, Sand etc. allerdings auch größer ausfallen.

In ESTL ist häufig eine Handräumung des Rechengutes vorzufinden, aus hygienischen Gründen und Aspekten der Arbeitssicherheit ist jedoch ein maschinengeräumter Rechen zu bevorzugen.

Eine Rechengutwäsche zur Reduzierung der biologischen Inhaltsstoffe sowie eine Rechengutpresse zur Volumenreduktion sind auf Anlagen in Europa üblich, allerdings ist dieser Standard nicht immer auf andere Anlagen übertragbar. In jedem Fall ist bei der Planung einer mechanischen Reinigungsstufe die Reststoffbehandlung und -entsorgung zu berücksichtigen. Wenn eine Rechengutwäsche und -presse geplant wird, ist eine Rückbelastung durch organische Inhaltsstoffe zu beachten. Ebenso sollten diese Anlagen eingehaust werden.

Siebe sind für einen Einsatz in ESTL nicht zu empfehlen.

Eine weitere Behandlungsstufe stellen die in einigen Ländern zulässigen Grobstoffzerkleinerer dar. In der Regel bestehen diese Anlagenteile aus einem Sieb kombiniert mit Schneidwerkzeugen. Laut TM 5-814-3 (1988) fungiert diese Anlage u. a. als Schutzeinheit vor den folgenden Behandlungsstufen. Grobstoffzerkleinerer werden häufig eingesetzt, wenn z. B. die Entfernung von Rechengut eine Schwierigkeit darstellt. Allerdings muss in der Folge gegebenenfalls von einer verstärkten Schaumbildung im Faulbehälter ausgegangen werden.

Grobstoffzerkleinerer können sowohl direkt am Hausanschluss installiert sein oder im Kläranlagenzulauf. Im ersten Fall ist neben einem höheren Eintrag von organischem Material durch die Nutzer zu beachten, dass durch die vergrößerte Oberfläche der Feststoffe eine verstärkte Hydrolyse im Kanal stattfindet und der Kläranlage auch eine höhere Belastung gelöster Inhaltsstoffe zugeht. Wird der Grobstoffzerkleinerer direkt in den Kläranlagenzulauf eingebaut, ist ein geringerer Rechengutanfall anzunehmen. Dahingegen setzen sich diese Stoffe in der Vorklärung ab und sorgen für einen erhöhten Primärschlammanfall; zudem ist mit einer erhöhten Belastung der biologischen Stufe zu rechnen.

## 5.3 Sand- und Fettfang

### 5.3.1 Hinweise zur Bemessung

Zum Schutz nachgelagerter Maschinenteile, Pumpen, Rohrleitungen etc. muss als zweiter Schritt der mechanischen Reinigung Sand und weiteres anorganisches Material mit Korndurchmesser 0,2 mm bis 1 mm aus dem Abwasser entfernt werden. Durch eine Tauchwand oder eine geschlitzte Trennwand kann ein belüfteter Sandfang um einen Fettfang ergänzt werden (LONDONG 1987).

In Mitteleuropa ist mit einem Sandanfall von durchschnittlich 4 l/(E·a) zu rechnen, Einfluss auf die genaue Menge haben neben den topographischen Verhältnissen das Entwässerungssystem, die Bebauungsdichte und Trocken-/Regenwetter.

Anhand verschiedener betrieblicher Faktoren (z. B. Abwasser- und Sandanfall, bauliche Verhältnisse und Wartungsaufwand) kann der Sandfangtyp gewählt werden. Die am weitesten verbreiteten Bautypen sind Tiefsandfang, Rundsandfang, Flachsandfang, belüfteter Sandfang; in Sonderfällen (z. B. bei der Industrieabwasserreinigung) kann ein Hydrozyklon eingesetzt werden.

Grundsätzlich sind Sandfänge für den maximalen Abwasserzufluss zu bemessen, ein Umlaufgerinne stellt keine adäquate Alternative dar, denn insbesondere bei Regenereignissen ist ein erhöhter Sandanfall zu verzeichnen. Die maßgebenden Größen zur Bemessung sind die Oberflächenbeschickung und die Sinkgeschwindigkeit.

Für Langsandfänge ist eine Oberflächenbeschickung von < 18 m/h bei Trockenwetterzufluss und eine Oberflächenbeschickung von < 36 m/h bei Regenwetterzufluss einzuhalten. Um einen guten Klassiereffekt zu erreichen, ist eine horizontale Fließgeschwindigkeit von 0,2 m/s bis 0,3 m/s nicht zu überschreiten (STEIN 1992). Mit der Wahl eines Trapezes als Querschnittsform variiert die Sandfangoberfläche in Abhängigkeit von der Wasserspiegellage und die Fließgeschwindigkeit kann unabhängig vom Zufluss konstant bleiben.

Wesentliche Größen zur Bemessung eines belüfteten Sandfangs sind in Tabelle 5.1 dargestellt.

**Tabelle 5.1: Bemessungsdaten für belüftete Sandfänge in KAUB (2010) nach ATV (1997), LONDONG (1987), SEYFRIED (1994) und STEIN (1992) sowie DWA-FA KA-5 (2008)**

| Parameter   | Wert  |
|---|---|
| horizontale Fließgeschwindigkeit                    | < 0,20 m/s                                    |
| Verhältnis Breite/Tiefe bei Trockenwetterzufluss    | < 1,0   |
| Verhältnis Breite/Tiefe bei Regenwetterzufluss      | > 0,8   |
| Querschnittsfläche                                  | 1 m <sup>2</sup> – 15 m <sup>2</sup>          |
| Beckenlänge   | > 10-fache Breite, max. 50 m                  |
| Durchflusszeit bei Regenwetterzufluss               | ≥ 300 s                                       |
| Einblastiefe  | 0,3 m über Sandsammelrinnenoberkante          |
| Sohlneigung   | 35° – 45°                                     |
| spezifischer Lufteintrag je nach Querschnittsfläche | 0,5 – 1,3 m <sup>3</sup> /(m <sup>3</sup> ·h) |
| dito, bei Problemen mit Bio-P und Denitrifikation   | 0,1 – 0,2 m <sup>3</sup> /(m <sup>3</sup> ·h) |

Für weitere Hinweise zur Bemessung eines Lang- oder belüfteten Sandfangs sei auf WIENHUSEN et al. (1997) verwiesen.

Die Bemessung erfolgt überwiegend hydraulisch, daher ergeben sich keine wesentlichen Unterschiede in wärmeren oder kälteren Klimaregionen. Allerdings hat die Abwassertemperatur einen gewissen Einfluss auf die Sinkgeschwindigkeit. So beschreibt TILLMANN (1991) qualitativ, dass in kaltem Wasser Feststoffe aufgrund der höheren Dichte des Wassers langsamer sedimentieren. Untersuchungen von SCHRIMPF (1987) zeigen dieses Verhalten ebenfalls. Die Temperaturabhängigkeit der Sinkgeschwindigkeitsverteilung von Quarzsand mit  $\rho_s = 2,64 \text{ g/cm}^3$  ist in Bild 5.1 exemplarisch dargestellt. In dem benannten Temperaturbereich von 20 °C bis 24 °C ist eine Abhängigkeit der Sinkgeschwindigkeit von der Temperatur erkennbar, allerdings bewegt sich der Unterschied im kleinen Rahmen. Dieses Verhalten zeigte sich sowohl bei feinem Quarzsand als auch bei Material größeren Durchmessers.

Des Weiteren ist zu bedenken, dass Fette in wärmerem Abwasser in Suspension bleiben (TILLMANN 1991).

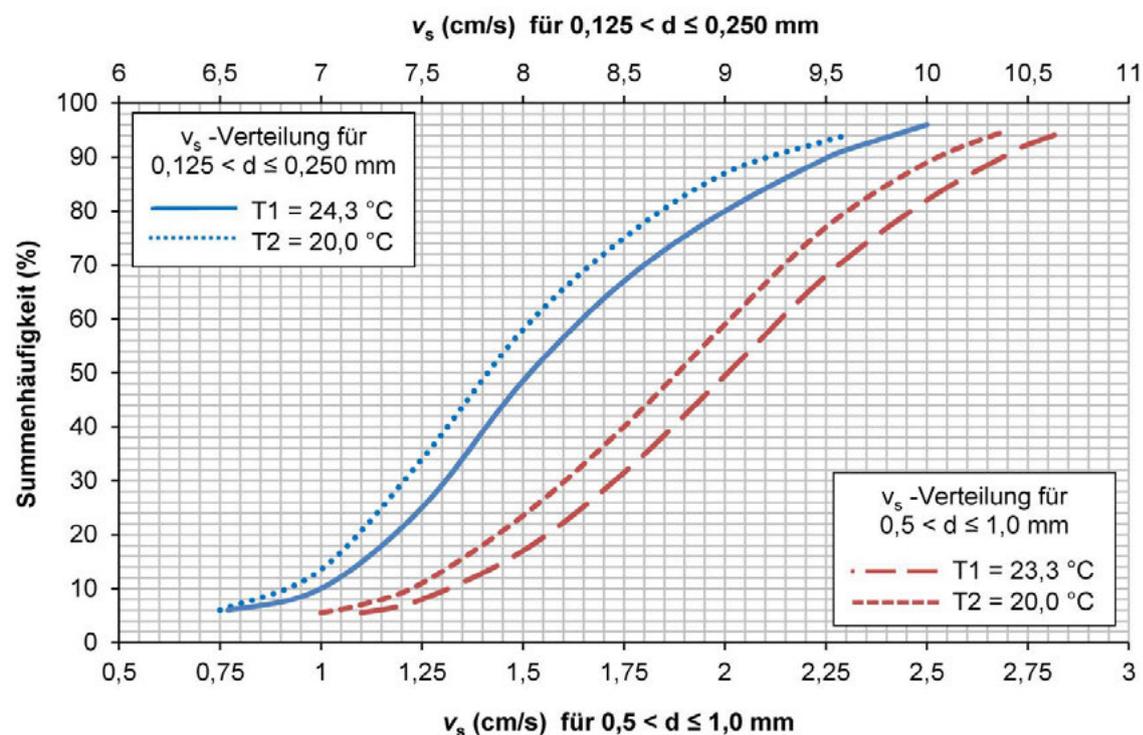


Bild 5.1: Sinkgeschwindigkeitsverteilung  $v_s$  von Quarzsand (nach SCHRIMPF 1987)

Neben den weit verbreiteten belüfteten Sandfängen werden häufig auch Rundsandfänge eingesetzt. Das tangential in das horizontal durchströmte Becken einfließende Wasser sorgt für eine Umlaufbewegung, ein langsam laufendes Rührwerk kann zur Unterstützung eingesetzt werden. Diese kreisförmige Strömung erzeugt eine Querströmung, die im Randbereich nach unten gerichtet ist und Sande abwärts führt. Der abgeschiedene Sand rutscht anschließend in den Trichter und kann als Sand-Abwasser-Gemisch gefördert werden (BISCHOF 1998). Grundlegende Kennwerte zur Bemessung eines Rundsandfangs werden beispielsweise von BISCHOF (1998) benannt; bei METCALF & EDDY (2013) werden verschiedene Verfahrensvarianten beschrieben.

### 5.3.2 Planerische und betriebliche Aspekte

Bei der Planung von Sandfängen in ariden Gebieten (bzw. auch in der Nähe von Sandwüsten), bei unbefestigten Verkehrsflächen und/oder offenen Gerinnen ist mit einem deutlich erhöhten Sandanfall zu rechnen. Dies hat sowohl auf die Gestaltung und Dimensionierung des Sandfangs als auch den Betrieb der Räumereinrichtung Einfluss.

Des Weiteren ist beim Betrieb eines belüfteten Sandfangs in warmen Klimaten ein erhöhter Abbau der Organik zu berücksichtigen. Alternativ kann die Umwälzströmung durch hydraulische Systeme erfolgen, mit denen kein Luftsauerstoff in das Abwasser eingetragen wird. Allerdings sind dann die erhöhten Durchflussmengen bei der Dimensionierung zu beachten.

In der Regel wird in einem belüfteten Sandfang gleichzeitig aufschwimmendes Fett abgeschieden, hierbei ist bei der Planung bereits die Verwertung bzw. Entsorgung der Fette zu berücksichtigen. Z. B. können Maßnahmen zur Co-Vergärung vorgesehen werden, in dem Fall ist auf eine geeignete Räumvorrichtung und Weiterleitung der Fette zu achten. Bei Temperaturen oberhalb von 20 °C bis 25 °C sind Fette pumpbar, liegen die Temperaturen darunter, sollte die Förderung möglichst ohne Pumpen erfolgen. Alternativ kann das Fettfanggut über eine separate Annahmestation für Fäkalschlämme und Co-Substrate der weiteren Behandlung zugeführt werden. Die Fette sollten spätestens in der Annahmestation auf ein Temperaturniveau gebracht werden, sodass ein pumpfähiges Substrat vorliegt.

Mit dem Sand wird ebenfalls Organik abgeschieden, da eine sortenreine Trennung nicht möglich ist. Aus diesem Grund sollte der Sand vor der Verwertung (z. B. im Straßenbau oder als Abdeckmaterial für Deponien) gewaschen und gegebenenfalls klassiert werden. Bei der Planung ist bereits die Weiterbehandlung und Verwertung/Entsorgung des Sandfanggutes zu berücksichtigen.

## 5.4 Vorklärung

### 5.4.1 Vorbemerkungen

Die Vorklärung ermöglicht durch Sedimentationsprozesse die energieeffiziente Abscheidung partikulärer Stoffe vor der nachfolgenden biologischen Reinigungsstufe. Der Einfluss der Temperatur auf die Sedimentationsprozesse der partikulären Stoffe ist vergleichsweise gering und wird nicht explizit in der Bemessung berücksichtigt. Die grundsätzliche Bemessung der Vorklärung unterscheidet sich bei erweiterten Temperaturbereichen insofern nicht maßgeblich von den bewährten Bemessungsempfehlungen, etwa nach dem Arbeitsblatt DWA-A 131. Zu beachten ist jedoch der Einfluss auf die parallel stattfindenden Prozesse der Hydrolyse und des anaeroben Abbaus, deren Geschwindigkeiten mit steigender Temperatur zunehmen.

### 5.4.2 Verfahrensspezifische Formelzeichen

Die für die Bemessung der Vorklärung erforderlichen verfahrensspezifischen Kurzzeichen sind nachfolgend aufgeführt. Allgemeine Kurzzeichen und Abkürzungen sind in Abschnitt 2 zusammengestellt.

| Kurzzeichen  | Einheit           | Bezeichnung                                    | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch                                      |
|--------------|-------------------|--|-----------------------|--|
| $Q_{T,d,aM}$ | m <sup>3</sup> /d | täglicher Trockenwetterabfluss im Jahresmittel | $Q_{DW,d,aM}$         | daily wastewater inflow with dry weather as annual mean    |
| $t_R$        | H                 | Durchflusszeit                                 | $HRT$                 | hydraulic retention time                                   |
| $T_W$        | °C                | Wassertemperatur                               | $T_w$                 | water temperature  |
| $k_H$        | d <sup>-1</sup>   | Hydrolyserate                                  | $k_H$                 | hydrolysis rate  |
| $V_{VK}$     | m <sup>3</sup>    | Volumen der Vorklärung                         | $V_{PS}$              | volume of the primary sedimentation tank                   |
| $\eta_{VK}$  | %                 | Abscheideleistung der Vorklärung               | $\eta_{PS}$           | precipitation efficiency of the primary sedimentation tank |

### 5.4.3 Bemessungshinweise

Grundsätzlich ist bei der Dimensionierung der Vorklärung der Einfluss auf die nachfolgende biologische Abwasserbehandlung und die Energiebilanz der Kläranlage zu berücksichtigen. Mit steigender Aufenthaltszeit in der Vorklärung werden vermehrt partikuläre Stoffe abgeschieden. Der Primärschlammanfall erhöht sich und damit das Potenzial zur Eigenenergieerzeugung durch die Faulgasproduktion. Des Weiteren ist jedoch die Auswirkung der Entnahme von Substrat auf die Denitrifikation und die gesamte biologische Stufe bei deren Dimensionierung zu beachten.

Tabelle 5.2 gibt die im Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) genannten Erfahrungswerte zur Abscheideleistung der Vorklärung in Abhängigkeit von der Aufenthaltszeit wieder. Die tatsächliche Abscheideleistung kann in Abhängigkeit von den Verhältnissen im Kanalnetz, der Abwassercharakteristik, der Betriebsweise und der konstruktiven Gestaltung der Vorklärung stark variieren. Bei bestehenden Vorklärungen wird zur Dimensionierung der nachgeschalteten Stufen eine Messung der tatsächlichen Abscheideleistung der Vorklärung empfohlen.

**Tabelle 5.2: Abscheideleistung  $\eta_{VK}$  der Vorklärung in Abhängigkeit von der Aufenthaltszeit  $t_R$  bezogen auf den mittleren Trockenwetterabfluss  $Q_{T,d,aM}$  (Arbeitsblatt DWA-A 131 2016: Tabelle 2)**

| Parameter | Abscheideleistung $\eta_{VK}$ (%) in Abhängigkeit von der Durchflusszeit $t_R$ (h) |             |         |
|-----------|--|-------------|---------|
|           | 0,75 h – 1 h   | 1,5 h – 2 h | > 2,5 h |
| $C_{CSB}$ | 30   | 35          | 40      |
| $X_{CSB}$ | 45   | 55          | 60      |
| $X_{TS}$  | 50   | 60          | 65      |
| $C_{TKN}$ | 10   | 10          | 10      |
| $C_p$     | 10   | 10          | 10      |

Zur Sicherstellung einer ausreichend hohen Abscheideleistung soll die Aufenthaltszeit bei maximalem Zufluss gemäß Empfehlungen des Arbeitsblattes DWA-A 131 mindestens 20 min betragen. Der obere sinnvolle Wert liegt bei ca. 2 h.

In Ergänzung enthält Tabelle 5.3 Orientierungswerte für die Durchflusszeit für unterschiedliche Reinigungsziele und Schlammbehandlungsverfahren. Maßgebend sind jedoch – wie zuvor ausgeführt – der Einbezug der biologischen Stufe, insbesondere der Denitrifikation, und der Einbezug der Energiebilanz bei der individuellen Anlagenauslegung.

**Tabelle 5.3: Orientierungswerte für die Durchflusszeit  $t_R$  für unterschiedliche Reinigungsziele und Schlammbehandlungsverfahren**

| Reinigungsziel  | Schlammbehandlung       | Auslegung der Vorklärung  | Durchflusszeit $t_R$ (h) |
|---|-------------------------|---|--------------------------|
| Anlagen mit Kohlenstoffelimination                        | aerobe Stabilisierung   | keine Vorklärung  | –                        |
|   | anaerobe Stabilisierung | hohe Aufenthaltszeit  | 1,5 – 2,0                |
| Anlagen mit Nitrifikation                                 | aerobe Stabilisierung   | keine Vorklärung  | –                        |
|   | anaerobe Stabilisierung | hohe Aufenthaltszeit  | 1,5 – 2,0                |
| Anlagen mit Stickstoffelimination (inkl. Denitrifikation) | aerobe Stabilisierung   | keine Vorklärung  | –                        |
|   | anaerobe Stabilisierung | kleine Vorklärung, um hinreichend Kohlenstoff für die Denitrifikation zu behalten | 0,5 – 1,0                |

Das Volumen der Vorklärung ( $V_{VK}$ ) ergibt sich über den Zusammenhang:

$$V_{VK} = t_R \cdot \frac{Q_{T,d,aM}}{24} \quad (m^3) \quad (5.1)$$

Weiterhin kann als zulässige Flächenbeschickung für Vorklärbecken vor Belebungsanlagen für eine ausreichende Abscheidung partikulärer Stoffe ein Wertebereich von 2,5 bis 4  $m^3/(m^2 \cdot h)$  angesetzt werden (ATV-DVWK 1997, ATV-DVWK 2003).

Im Anhang B.2 wird die Bemessung der Vorklärung anhand eines konkreten Berechnungsbeispiels dargelegt.

#### 5.4.4 Planerische und betriebliche Aspekte

Bei hohen Abwassertemperaturen kommt der Aufenthaltszeit des Abwassers und des Primärschlammes in der Vorklärung aufgrund der Hydrolyse und der weiteren anaeroben Abbauprozesse eine besondere Bedeutung zu. Weitgehende anaerobe Abbauprozesse in der Vorklärung bis hin zur Methan- und  $CO_2$ -Bildung stören die Sedimentationsprozesse, führen zur Geruchsbelästigung und reduzieren das Potenzial zur Eigenenergieerzeugung aus Primärschlamm. Bei weitgehender Hydrolyse und Versäuerung wird die Abwasser- und Schlammcharakteristik beeinflusst.

Zur Verringerung anaerober Abbauprozesse sind bei hohen Abwassertemperaturen lange Vorklärzeiten durch zu groß dimensionierte Vorklärungen zu vermeiden. Ebenso sind eine zu lange Aufenthaltszeit des Primärschlammes in der Vorklärung durch entsprechenden Schlammabzug und eine entsprechende Gestaltung der Schlammtrichter zu vermeiden. Dies gilt nicht, wenn eine Versäuerung des Primärschlammes zur Erhöhung leicht abbaubaren Substrats für die Denitrifikation gewünscht ist.

Ein geeignetes Schlammabzugsregime gewinnt an Bedeutung. In Deutschland wird üblicherweise ein täglich 2- bis 3-maliger Schlammabzug, entsprechend einer mittleren Aufenthaltszeit im Schlammtrichter von 8 h bis 12 h, zugrunde gelegt. Bei höheren Temperaturen ist ein häufigerer Abzug sinnvoll.

Die Hydrolyse ist der geschwindigkeitsbestimmende Schritt beim anaeroben Abbau der Feststoffe. Die Hydrolyserate ( $k_H$ ) kann im Temperaturbereich von 10 °C bis ca. 40 °C gemäß nachfolgender Gleichung beschrieben werden (Merkblatt DWA-M 368 2014):

$$k_H = 0,045 \cdot 1,072^{(T_w - 10^\circ C)} \quad (d^{-1}) \quad (5.2)$$

In Bild 5.2 ist die Hydrolyserate in Abhängigkeit der Temperatur gemäß obiger Gleichung dargestellt. Über 25 °C wird auf dieser Basis eine Empfehlung verkürzter mittlerer Aufenthaltszeiten im Schlammtrichter von etwa 4 h bis 6 h bzw. ein mindestens 4- bis 6-maliger täglicher Abzug abgeleitet.

Weiterhin ist bei der Schlammförderung ein ausreichender Kugeldurchgang von mindestens 10 cm, auch bei kleiner dimensionierten Pumpen, zu beachten. Saugleitungen sind grundsätzlich kurz zu halten. Dies gilt beim Medium Primärschlamm im Besonderen.

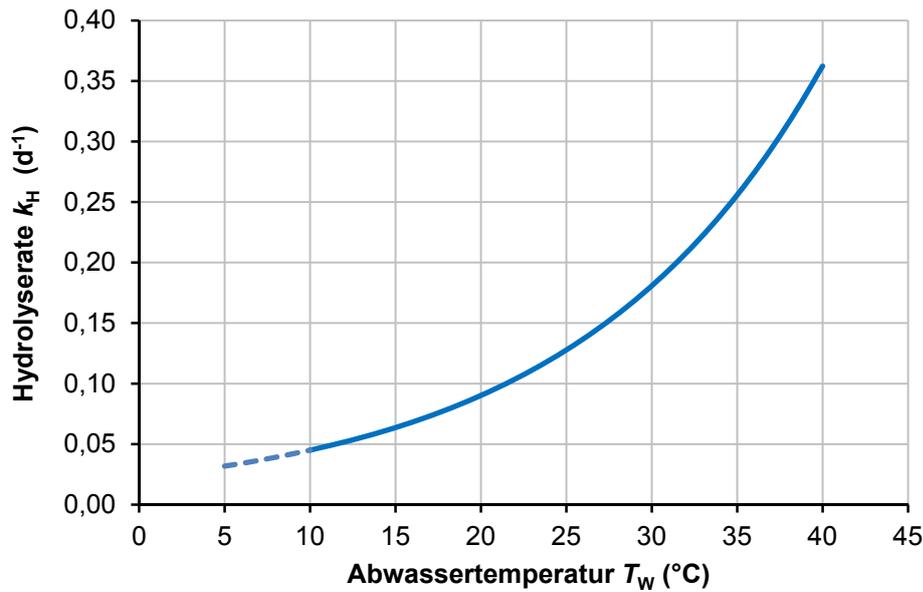


Bild 5.2: Hydrolyserate bei anaerober Hydrolyse in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur

## 5.5 Abluftbehandlung

Bei der Abwasserbehandlung entstehen Abluftströme, die zum Teil hohe Konzentrationen von Geruchsstoffen und Schadgasen enthalten (hauptsächlich Schwefelwasserstoff, Ammoniak, Mercaptane, Disulfide und diverse stark riechende Stoffe wie Skatole und Thiocresole). In warmen Klimaregionen kann dies durch höhere Umsetzungs- und Abbauprozesse verstärkt auftreten. Diese Abluftströme fallen hauptsächlich in eingehausten und gekapselten Systemen wie Pumpstationen, abgedeckten Becken oder belüfteten Strippingbecken an. Eine Freisetzung kann zu starker Geruchsbelästigung im Umfeld der Abwasserbehandlungsanlage führen. In solchen Fällen ist zusätzlich zur Einhausung der emittierenden Quellen eine Abluftbehandlung notwendig. Die geruchsbeladene Abluft wird über ein Rohrsystem an den Emissionsquellen abgesaugt und kann in den meisten Fällen mit den nachfolgend aufgeführten Verfahren effektiv behandelt werden:

- Adsorption (für kleinere, geringbeladene Abluftströme) (siehe VDI 3674 2013),
- chemische Absorption (siehe VDI 3679 Blatt 2 2014),
- biologische Verfahren (Biofilter, Biotricklingfilter):
  - Biofilter (siehe VDI 3477 2016),
  - Biotricklingfilter (siehe VDI 3478 Blatt 2 2008),
- Photoionisation.

### Verfahren in klimatisch kälteren Gebieten

Bei niedrigen Temperaturen ist die biologische Aktivität in den biologischen Abluftbehandlungsanlagen reduziert. Die geringe Wärmekapazität der Luft führt zu einem weiteren Abkühlen im Kontakt mit wässrigen Medien. Demzufolge sind biologische Verfahren in kälteren Regionen häufig nicht optimal. Stattdessen kann bei kleineren Abluftströmen das Verfahren der Adsorption (z. B. an dotierter Aktivkohle) eingesetzt werden. Für größere Abluftmengen empfiehlt sich der Einsatz eines chemischen Wäschers (mehrstufig: sauer, alkalisch, alkalisch-oxidativ) oder der Photoionisation.

Bei der Auswahl des am besten geeigneten Verfahrens sind neben den Investitionskosten auch die entstehenden Betriebskosten zu berücksichtigen. Beim Durchströmen eines Adsorberbettes entstehen hohe Druckverluste, was die notwendige Ventilatorenleistung stark erhöht. Zudem muss das beladene Adsorbens regelmäßig ausgewechselt werden. Druckverluste bei chemischen Wäschern,

die häufig im Kreuz- oder Gegenstrom arbeiten, sind im Vergleich zu Adsorbersystemen sehr niedrig. Bei Verwendung von strukturierten Packungen kann der anlagenseitige Druckverlust minimiert werden. In der Gesamtkostenbetrachtung ist daher der chemische Wäscher gegenüber einem Adsorber meist kostengünstiger.

### Verfahren in klimatisch wärmeren Gebieten

In gemäßigten und wärmeren Regionen bietet sich der Einsatz biologischer Verfahren an. Mit zunehmender Temperatur ist die Konzentration an Schwefelwasserstoff in den Abluftströmen meist deutlich größer als bei vergleichbaren Anlagen in kälteren Klimazonen. Beim Einsatz von chemischen Wäschern müssen demzufolge mehr Neutralisations- und Oxidationsmittel eingesetzt werden. Die Betriebskosten werden deutlich erhöht.

Biologische Verfahren erfordern einen geringeren Aufwand für die Installation sowie Mess- und Regeleinrichtungen. Zudem sind die benötigten Einsatzmengen von Chemikalien gegenüber dem chemischen Absorptionsverfahren deutlich niedriger. Neben dem häufig eingesetzten Biofilter (Filterbett bestehend aus geschreddertem Holz und Wurzelstücken) wird auch das Biotricklingfilter-Verfahren eingesetzt (siehe HENRICH & SEEGER 2016). Dieses stellt eine Weiterentwicklung des Biofilter-Verfahrens dar. Es unterscheidet sich durch den Einsatz von inertem Trägermaterial als Aufwuchsfläche für Mikroorganismen, in Form von Lava-Steinen, Schüttfüllkörpern oder strukturierten Packungen. Das Biotricklingfilter-Verfahren weist im Vergleich zum Biofilter-Verfahren einen geringeren Platzbedarf auf und verursacht geringere Energiekosten wegen gasseitig verminderter Druckverluste. Zudem entfällt bei verfahrensangepasster Auslegung ein regelmäßiger Austausch des Filtermaterials. Für die Auswahl eines geeigneten Füllmaterials wird auf 8.4.4 verwiesen.

## 5.6 Lamellenabscheider

Lamellenabscheider ermöglichen es, Absetzvorgänge auf kleinerem Raum stattfinden zu lassen und somit Baukosten und Baugrundflächen einzusparen. Dem steht ein etwas erhöhter Wartungsaufwand im Vergleich zu konventionellen Absetzbecken gegenüber. Die Vorbehandlung des Abwasserstroms sollte eine Feinsiebung mit Lochgrößen unter 6 mm und eine effiziente Öl- und Fettabscheidung umfassen.

Für Lamellen können eine Vielzahl von Werkstoffen verwendet werden, wenn sie ausreichend glatt, korrosionsbeständig und stabil sind (Kunststoff, Edelstahl, GFK, Glas). Dünnwandige Platten unter 1 mm Wandstärke sind nicht geeignet. Das Risiko von Verzopfung und Verstopfung sollte bei der Auswahl beachtet werden. Wesentliche Eckpunkte der Planung der für Lamellen vorgesehenen Becken sind eine gleichmäßige hydraulische Belastung der Lamellen und die Berücksichtigung der Notwendigkeit der Lamellenreinigung. Ein Ausbau der gesamten Lamellen muss nicht vorgesehen werden; es muss aber der Zugang zu den Räumen möglich sein. Hierfür kann der Ausbau einzelner Lamellenpakete vorzusehen sein. Die Bauhöhe kann in der Vorklärung bis 2 m Höhe gewählt werden, was aber eine entsprechend hohe Festigkeit der Lamellen und ihrer Befestigungs- und Verbindungsstrukturen erfordert. In der Nachklärung sind Bauhöhen um 1 m zu bevorzugen. Der Abstand der Absetzebenen sollte mindestens 80 mm und die Neigung 60 ° betragen. Für die Auslegung wird auf HENRICH & SEEGER (2016) verwiesen.

Lamellen, insbesondere in der Vorklärung, müssen regelmäßig hinsichtlich ihrer Verschmutzung inkl. Biofilmbildung kontrolliert werden. Bei Anzeichen von Schlammakkumulation in den Lamellen (Schlammklumpen an der Wasseroberfläche) ist eine Reinigung vorzusehen. Gasender Schlamm unter oder in den Lamellen muss in jedem Fall vermieden werden. Bei einer Reinigung mit Wasserspiegelabsenkung ist die Überlastung der Tragkonstruktion durch frühzeitiges Spülen zu vermeiden.

Die Reinigungsintervalle lassen sich durch eine kurzzeitige starke und grobblasige Belüftung in Zeiten geringer hydraulischer Belastung verlängern.

Auf Lamellenklärrern in der Nachklärung bilden sich bei Lichteinstrahlung auch bei nur geringen Nährstoffkonzentrationen im Abwasser Algen auf den belichteten Flächen. Beim Einsatz in warmen

Regionen und bei starker Sonneneinstrahlung kommt es zu verstärktem Aufwuchs, der die Abscheidungsprozesse beeinträchtigen kann. Für Nachklärbecken mit Lamellen sollte daher gegebenenfalls eine leicht abnehmbare lichtundurchlässige Abdeckung vorgesehen werden.

## 6 Belebungsanlagen

### 6.1 Einleitung und Anwendungsbereich

Belebungsanlagen sind weltweit als leistungsstarke Abwasserbehandlungsanlagen verbreitet. Das zugrundeliegende Verfahren ermöglicht dabei eine Vielzahl unterschiedlicher Ausführungen in verfahrenstechnischer und baulicher Hinsicht sowie unterschiedliche Reinigungsziele, von der Kohlenstoffelimination bis zur Stickstoffelimination.

Zur Bemessung von Belebungsanlagen liegen international eine Vielzahl von Bemessungsansätzen und Empfehlungen vor. In Deutschland ist das Arbeitsblatt DWA-A 131 ein etabliertes Regelwerk zur Bemessung, das im Juni 2016 in überarbeiteter Fassung erschienen ist (Arbeitsblatt DWA-A 131 2016). Aufgrund der verbreiteten Anwendung orientieren sich die nachfolgenden Bemessungsempfehlungen an diesem Arbeitsblatt.

Weitere verbreitete Bemessungsansätze sind die Empfehlungen der U.S. EPA (1993) und von DEGRÉMONT (1991 und 2005). Es existieren darüber hinaus zahlreiche weitere Bemessungsansätze, genannt seien exemplarisch WATER RESEARCH COMMISSION (1984), METCALF & EDDY (2013), SPERLING et al. (2005) sowie der Hochschulgruppenansatz (BÖHNKE 1989). Die Bemessungsansätze unterscheiden sich unter anderem hinsichtlich ihrer Anwendungsbereiche, der örtlichen Randbedingungen, der Abwassercharakteristik sowie hinsichtlich der Überwachungspraxis.

Der Anwendungsbereich des Arbeitsblattes DWA-A 131 (2016) ist in der bisherigen Form hinsichtlich der klimatischen Gegebenheiten und der Überwachungspraxis insbesondere auf die deutschen Verhältnisse fokussiert. Bei der Validierung der nachfolgend vorgestellten Bemessungsempfehlungen standen die Anwendbarkeit für einen erweiterten Bereich der Abwassertemperatur, die Anwendung für eine international verbreitete Überwachungspraxis und die Anwendbarkeit auch bei erhöhten Salzgehalten im Abwasser im Vordergrund.

Die hier vorgestellten Empfehlungen ermöglichen die Bemessung einstufiger Belebungsanlagen. Als Reinigungsziele werden die alleinige Kohlenstoffelimination, die Kohlenstoffelimination mit Nitrifikation und die Kohlenstoffelimination mit Nitrifikation und Denitrifikation sowie die simultane, aerobe Schlammstabilisierung vorgestellt. Als Verfahrensvariante zur Stickstoffelimination wird vorrangig auf die vorgeschaltete Denitrifikation eingegangen.

Verfahrenstechnisch bilden das Belebungsbecken und das Nachklärbecken eine Einheit. Im Nachklärbecken wird durch Absetzen und Eindickung des belebten Schlammes und Rückführung in das Belebungsbecken der erzielbare Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken definiert.

### 6.2 Erweiterung gegenüber der üblichen Bemessung in Deutschland

Für die internationale Anwendbarkeit der nachfolgend vorgestellten Bemessungsempfehlungen finden insbesondere drei Aspekte Eingang: ein erweiterter Bereich der Abwassertemperatur, die Berücksichtigung erhöhter Salzgehalte im Abwasser und die Ausrichtung auf die international übliche Überwachungspraxis im Kläranlagenablauf.

Die Bemessungsvorgaben des Arbeitsblattes DWA-A 131 (2016) gelten für einen Temperaturbereich von 8 °C bis 20 °C. Die nachfolgend vorgestellten Bemessungsempfehlungen ermöglichen eine Anwendung für einen erweiterten Bereich der Abwassertemperatur von 5 °C bis 30 °C.

Der erweiterte Temperaturbereich findet insbesondere beim Bemessungsschlammalter, der Denitrifikationsleistung und der Überschussschlammproduktion Berücksichtigung.

Dem Einfluss erhöhter Salzgehalte und der daraus resultierenden reduzierten Nitrifikationsleistung ist bei entsprechend hohen Salzkonzentrationen bei der Berechnung des Schlammalters Rechnung zu tragen.

Die Einflüsse der Temperatur und des Salzgehaltes werden ebenso bei der Belüftungstechnik (Abschnitt 7) berücksichtigt.

Der in Deutschland üblichen Überwachungspraxis gemäß Abwasserverordnung (ABVV 2016) liegen qualifizierte Stichproben und damit eine Einhaltung der Überwachungswerte auch im Fall hoher Werte der schwankenden Ablaufkonzentrationen zugrunde. International ist eine Überwachung anhand von Mittelwerten verbreitet (siehe 3.2 zu Überwachungsmethoden). Dem wird in den nachfolgenden Abschnitten beim Schlammalter Rechnung getragen.

Außerhalb des Temperaturbereichs von 5 °C bis 30 °C ist mit Messdaten zu überprüfen, ob die Bemessungsempfehlungen Gültigkeit besitzen. Das betrifft im Besonderen die Verwendung der Prozessfaktoren, den Bereich der Hydrolyse des CSB und die Überschussschlammproduktion.

### 6.3 Verfahrensspezifische Formelzeichen

Die für die Bemessung von Belebungsanlagen erforderlichen verfahrensspezifischen Kurzzeichen sind nachfolgend aufgeführt. Allgemeine Kurzzeichen und Abkürzungen sind in Abschnitt 2 zusammengestellt.

| Kurzzeichen     | Einheit         | Bezeichnung  | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch  |
|-----------------|-----------------|--|-----------------------|--|
| $\alpha_{DB}$   | -               | Exponent für den anteiligen Sauerstoffverbrauch bei vorge-schalteter Denitrifikation     | $\alpha_{DB}$         | exponent for the propionate oxygen demand at the pre-denitrification |
| $B_{2h,N,max}$  | kg/h            | Stundenfracht Gesamtstickstoff in der 2-h-Tagesspitze in der homogenisierten Probe als N | $L_{2h,TN,max}$       | maximum hourly load of total nitrogen within a 2-h period as N       |
| $B_{d,CSB,hom}$ | kg/d            | Tagesfracht des CSB in der homogenisierten Probe   | $L_{d,COD,hom}$       | daily load of the COD in the homogenised sample                      |
| $B_{d,CSB,flt}$ | kg/d            | Tagesfracht des CSB in der mit 0,45 µm filtrierten Probe                                 | $L_{d,COD,flt}$       | daily load of COD in the filtered sample (0.45 µm membrane filter)   |
| $B_{d,XXX}$     | kg/d            | Tagesfracht des Parameters XXX   | $L_{d,XXX}$           | daily load of the parameter XXX                                      |
| $b_{H,T}$       | d <sup>-1</sup> | temperaturabhängige Zerfallsrate der heterotrophen Biomasse                              | $b_{H,T}$             | temperature-sensitive decay coefficient of the heterotrophic biomass |

| Kurzzeichen          | Einheit         | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch  |
|----------------------|-----------------|---|-----------------------|--|
| $b_{\text{NOB,max}}$ | $\text{d}^{-1}$ | maximale Zerfallsrate der nitritoxidierenden Biomasse   | $b_{\text{NOB,max}}$  | maximum decay coefficient of the nitrite-oxidising biomass   |
| $b_{\text{AOB,max}}$ | $\text{d}^{-1}$ | maximale Zerfallsrate der ammoniumoxidierenden Biomasse   | $b_{\text{AOB,max}}$  | maximum decay coefficient of the ammonia-oxidising biomass   |
| $C_{\text{CSB,abb}}$ | mg/l            | Konzentration des abbaubaren CSB in der homogenisierten Probe   | $C_{\text{COD,deg}}$  | concentration of the biodegradable COD in the homogenised sample   |
| $f_{\text{A}}$       |                 | inertes Anteil am partikulären CSB  | $f_{\text{A}}$        | inert share of the particulate COD   |
| $f_{\text{B,Stab}}$  | -               | Anteil der veratmeten Biomasse an der produzierten aktiven heterotrophen Biomasse   | $f_{\text{B,Stab}}$   | share of respired biomass in the produced active heterotrophic biomass   |
| $f_{\text{CSB}}$     |                 | Anteil des leicht abbaubaren CSB am abbaubaren CSB  | $f_{\text{COD}}$      | share of readily biodegradable COD of the biodegradable COD  |
| $f_{\text{i}}$       | -               | inertes Anteil der abgestorbenen Biomasse   | $f_{\text{i}}$        | inert proportion of the decayed biomass  |
| $f_{\text{N}}$       | -               | Stoßfaktor der Stickstofffracht   | $f_{\text{N}}$        | peak factor for the nitrogen load  |
| $f_{\text{s}}$       |                 | Anteil des gelösten inerten CSB am CSB  | $f_{\text{s}}$        | dissolved inert share of the COD   |
| $f_{\text{T,NOB}}$   | -               | Temperaturabhängigkeit der nitritoxidierenden Biomasse  | $f_{\text{T,NOB}}$    | temperature dependence of the nitrite-oxidising biomass  |
| $f_{\text{T,AOB}}$   | -               | Temperaturabhängigkeit der ammoniumoxidierenden Biomasse  | $f_{\text{T,NOB}}$    | temperature dependence of the ammonia-oxidising biomass  |
| $k_{\text{h}}$       | $\text{d}^{-1}$ | Hydrolyserate   | $k_{\text{h}}$        | hydrolysis rate  |
| $k_{\text{x}}$       | -               | Hydrolysesättigungskonstante  | $k_{\text{x}}$        | hydrolysis saturation constant   |
| $OV_{\text{C}}$      | mg/l            | auf den Abwasserzufluss bezogene Konzentration des Sauerstoffverbrauchs für Kohlenstoffelimination                                  | $OU_{\text{C}}$       | oxygen uptake for carbon removal in relation to the wastewater flow  |
| $OV_{\text{C,D}}$    | mg/l            | Sauerstoffbedarfsäquivalent in der Denitrifikation (über Nitratsauerstoff gedeckter Sauerstoffverbrauch der Kohlenstoffelimination) | $OU_{\text{C,D}}$     | oxygen uptake equivalent for carbon removal at the denitrification (provided by nitrate oxygen for carbon removal) |

| Kurzzeichen        | Einheit                   | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch   |
|--------------------|---------------------------|---|-----------------------|---|
| $OV_{C,D,vg}$      | mg/l                      | Sauerstoffbedarfsäquivalent in der vorgeschalteten Denitrifikation  | $OU_{C,D,upstr}$      | oxygen uptake equivalent for carbon removal at the pre-denitrification  |
| $OV_{C,la,vorg}$   | mg/l                      | Sauerstoffbedarf aus leicht abbaubarem CSB und extern zudosiertem Kohlenstoff bei vorgeschalteter Denitrifikation | $OU_{C,la,upstr}$     | oxygen uptake for removal of readily biodegradable COD and externally dosed carbon sources at the pre-denitrification |
| $PF$               | -                         | Prozessfaktor für Nitrifikation   | $PF$                  | process factor for nitrification  |
| $pH$               | -                         | pH-Wert   | $pH$                  | pH value  |
| $Q_{T,d,aM}$       | m <sup>3</sup> /d         | täglicher Trockenwetterabwasserzufluss im Jahresmittel  | $Q_{DW,d,aM}$         | daily wastewater flow with dry weather as annual mean   |
| $r_{v,XS}$         | g CSB/(m <sup>3</sup> ·d) | Reaktionsrate der Hydrolyse   | $r_{v,XS}$            | hydrolysis reaction rate  |
| $S_{NH_4,AN}$      | mg/l                      | Konzentration des Ammoniumstickstoffs im Ablauf des Nachklärbeckens   | $S_{NH_4,EST}$        | concentration of ammonia nitrogen in the effluent of the secondary settling tank                                      |
| $S_{NH_4,AN,dM}$   | mg/l                      | Konzentration des Ammoniumstickstoffs im Tagesmittel im Ablauf des Nachklärbeckens                                | $S_{NH_4,EST,dM}$     | concentration of ammonia nitrogen in the effluent of the secondary settling tank as daily mean                        |
| $S_{NO_3,D}$       | mg/l                      | Konzentration des zu denitrifizierenden Nitratstickstoffs   | $S_{NO_3,D}$          | concentration of nitrate nitrogen to be denitrified   |
| $S_{NO_3,AN,dM}$   | mg/l                      | Konzentration des Nitratstickstoffs im Tagesmittel im Ablauf der Nachklärung                                      | $S_{NO_3,EST,dM}$     | concentration of nitrate nitrogen in the effluent of the secondary settling tank as daily mean                        |
| $S_{TDS}$          | g/l                       | Salzgehalt in der filtrierten Probe   | $TDS$                 | total dissolved solids in the filtered sample; salinity   |
| $S_{KS}$           | mmol/l                    | Säurekapazität  | $Alk, S_{alk}$        | alkalinity  |
| $SF$               | -                         | Sicherheitsfaktor für die Nitrifikation   | $SF$                  | safety factor for nitrification   |
| $t_{TS}$           | d                         | Gesamtschlammalter  | $t_{SS}$              | sludge age referred to $V_{AT}$   |
| $t_{TS,aerob,Bem}$ | d                         | aerobes Bemessungsschlammalter  | $t_{SS,aerob,dim}$    | aerobic sludge age referred to $V_N$  |
| $t_{TS,Bem}$       | d                         | Gesamtschlammalter, das der Bemessung zugrunde gelegt wird  | $t_{SS,dim}$          | sludge age upon which dimensioning is based   |
| $T_w$              | °C                        | Abwassertemperatur  | $T_w$                 | water temperature   |

| Kurzzeichen            | Einheit                            | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch  | Bezeichnung, englisch   |
|------------------------|------------------------------------|---|------------------------|---|
| $TS$                   | $\text{kg/m}^3$                    | Trockensubstanzgehalt   | $SS$                   | suspended solids concentration  |
| $TS_{\text{NOB}}$      | $\text{g}_{\text{oTS}}/\text{m}^3$ | Biomassenkonzentration der nitritoxidierenden Biomasse  | $SS_{\text{NOB}}$      | suspended solids concentration of the nitrite-oxidising biomass   |
| $TS_{\text{AOB}}$      | $\text{g}_{\text{oTS}}/\text{m}^3$ | Biomassenkonzentration der ammoniumoxidierenden Biomasse  | $SS_{\text{AOB}}$      | suspended solids concentration of the ammonia-oxidising biomass   |
| $x$                    | -                                  | Verhältnis Sauerstoffzehrung zu Sauerstoffangebot aus Nitrat  | $x$                    | relation between oxygen uptake and oxygen supply by nitrate   |
| $X_{\text{BM}}$        | $\text{mg/l}$                      | Konzentration der Biomasse  | $X_{\text{BM}}$        | concentration of the biomass  |
| $X_{\text{CSB,BM}}$    | $\text{mg/l}$                      | Konzentration des CSB der Biomasse  | $X_{\text{COD,BM}}$    | concentration of COD of the biomass   |
| $X_{\text{CSB,inert}}$ | $\text{mg/l}$                      | Konzentration des inerten, partikulären CSB   | $X_{\text{COD,inert}}$ | concentration of the inert particulate COD  |
| $X_{\text{P,BioP}}$    | $\text{mg/l}$                      | Konzentration des bei der biologischen Phosphorelimination gebundenen Phosphors   | $X_{\text{P,BioP}}$    | concentration of phosphorus removed with biological excess phosphorus removal process   |
| $X_{\text{S}}$         | $\text{mg/l}$                      | Konzentration des schwer abbaubaren CSB   | $X_{\text{S}}$         | concentration of the slowly biodegradable substrates (COD)  |
| $Y$                    | $\text{g/g}$                       | Ertragskoeffizient (Gramm gebildete Biomasse (CSB) pro Gramm abbaubarem CSB)  | $Y$                    | yield factor (gram formed biomass (COD) per gram biodegradable COD)   |
| $V_{\text{BB}}$        | $\text{m}^3$                       | Volumen des Belebungsbeckens  | $V_{\text{AT}}$        | volume of the biological reactor  |
| $V_{\text{D}}$         | $\text{m}^3$                       | für die Denitrifikation genutztes Volumen des Belebungsbeckens  | $V_{\text{D}}$         | volume of the biological reactor used for denitrification   |
| $V_{\text{D,vg}}$      | $\text{m}^3$                       | für vorgeschaltete Denitrifikation genutztes Beckenvolumen bei Verfahrenskombination aus vorgeschalteter und simultaner/intermittierender Denitrifikation | $V_{\text{D,upstr}}$   | volume used for pre-denitrification in case of the combination of pre-denitrification and simultaneous/intermittent denitrification |
| $V_{\text{N}}$         | $\text{m}^3$                       | für Nitrifikation genutztes Volumen des Belebungsbeckens  | $V_{\text{N}}$         | volume of the biological reactor used for nitrification   |

| Kurzzeichen            | Einheit         | Bezeichnung  | Kurzzeichen, englisch  | Bezeichnung, englisch  |
|------------------------|-----------------|--|------------------------|--|
| $\mu_{\text{AOB,max}}$ | $\text{d}^{-1}$ | maximale Wachstumsrate der ammoniumoxidierenden Biomasse | $\mu_{\text{AOB,max}}$ | maximum growth rate of the of the ammonia-oxidising biomass (Nitrosomonas) |
| $\mu_{\text{NOB,max}}$ | $\text{d}^{-1}$ | maximale Wachstumsrate der nitritoxidierenden Biomasse   | $\mu_{\text{NOB,max}}$ | maximum growth rate of the nitrite-oxidising biomass (Nitrobacter)         |
| $\mu_{\text{max}}$     | $\text{d}^{-1}$ | maximale Wachstumsrate                                   | $\mu_{\text{max}}$     | maximum growth rate  |

Wenn nicht explizit angegeben, wird in den folgenden Abschnitten davon ausgegangen, dass eine typisch mitteleuropäische kommunale Abwasserzusammensetzung vorliegt. Es wird analog zum Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) angeraten, Untersuchungen zur Abwasserbeschaffenheit vor Ort durchzuführen.

#### **Rückbelastung aus der Schlammbehandlung**

Aufgrund der Rücklösung von Stickstoff und Phosphor in der anaeroben Schlammbehandlung sind die in die Belebungsanlage rückgeführten Frachten rechnerisch bei der Dimensionierung zu berücksichtigen. Diese können bei hohen Temperaturen im Vergleich zu gemäßigten Temperaturen geringer ausfallen, wenn die Anlage mit höheren Schlammaltern als erforderlich betrieben wird.

## **6.4 Bemessung**

### **6.4.1 Ablauf der Bemessung**

Das Vorgehen bei den Bemessungsempfehlungen erfolgt analog zum Ablaufschema des Arbeitsblattes DWA-A 131 (2016). Bild 6.1 gibt einen Überblick über den Ablauf der Planung und Bemessung. Fett markiert sind diejenigen Abschnitte, die vom Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) abweichen. Der Aufbau des Berechnungsbeispiels im Anhang B.3 orientiert sich an dem Ablaufschema.

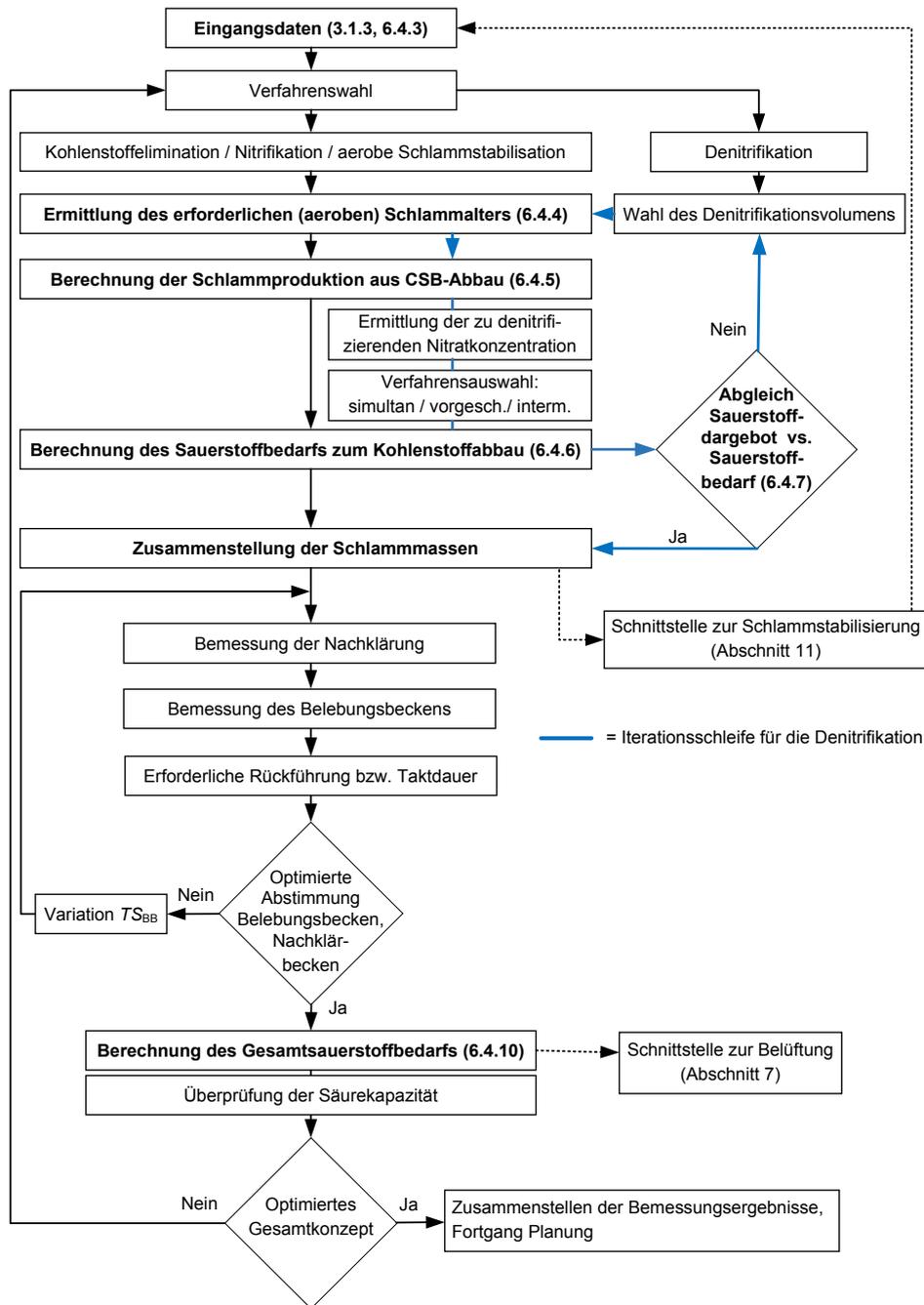


Bild 6.1: Ablauf der Bemessung einer Belebungsanlage (in Anlehnung an das Arbeitsblatt DWA-A 131: Bild 3)

### 6.4.2 Verfahrenswahl

In diesem Abschnitt werden in Anlehnung an das Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) Abwasserbehandlungsanlagen nach dem Belebtschlammverfahren betrachtet, welche sowohl auf Kohlenstoffelimination, Nitrifikation, Denitrifikation oder simultane aerobe Schlammstabilisierung ausgelegt werden. Es werden Hinweise zu nachfolgenden Anlagentypen gegeben:

- vorgeschaltete Denitrifikation,
- intermittierende Denitrifikation,
- simultane Denitrifikation.

Andere Verfahrenstypen können in Analogie zum Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) bemessen werden. Dies gilt unter Berücksichtigung verfahrensspezifischer Besonderheiten auch für die Bemessung der erforderlichen Biomasse anderer einstufiger Belebungsverfahren, wie z. B. Aufstaubelebungsverfahren oder Membranbioreaktoren.

### 6.4.3 Fraktionierung des chemischen Sauerstoffbedarfs

Für die Fraktionierung des CSB wird auf die Ausführungen zu Eingangsgrößen in 3.1.3 verwiesen.

### 6.4.4 Berechnung des Schlammalters

#### 6.4.4.1 Anlagen mit dem Reinigungsziel Kohlenstoffelimination (ohne gezielte Nitrifikation)

Belebungsanlagen ohne Nitrifikation werden nach Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) für ein Schlammalter von 4 d ( $B_{d,CSB,ZB} > 12.000 \text{ kg/d}$ ) bis 5 d ( $B_{d,CSB,ZB} < 2.400 \text{ kg/d}$ ) bemessen. Der Gültigkeitsbereich des Arbeitsblattes DWA-A 131 liegt, wie aufgeführt, in einem Abwassertemperaturbereich von 8 °C bis 20 °C für eine Überwachungspraxis nach Anlage 1 der Abwasserverordnung (ABwV 2016).

Bei dauerhaft hohen Abwassertemperaturen kann das Bemessungsschlammalter mit dem alleinigen Ziel der Kohlenstoffelimination gegenüber den Empfehlungen des Arbeitsblattes DWA-A 131 (2016) reduziert werden. Weiterhin wird eine Differenzierung für unterschiedliche Anlagengrößen für die hier betrachtete Überwachungspraxis anhand von Tagesmittelwerten der Ablaufkonzentrationen als nicht erforderlich angesehen.

In Tabelle 6.1 sind Empfehlungen für das Bemessungsschlammalter bei Auslegung auf den Tagesmittelwert für Anlagen mit dem Reinigungsziel Kohlenstoffelimination (ohne gezielte Nitrifikation) für unterschiedliche Temperaturbereiche zusammengestellt. Wie im Folgenden ausgeführt, wird für Temperaturen über 20 °C jedoch grundsätzlich eine Anlagenauslegung inkl. Nitrifikation und Denitrifikation als sinnvoll erachtet.

**Tabelle 6.1: Bemessungsschlammalter für Anlagen mit dem Reinigungsziel der Kohlenstoffelimination (ohne gezielte Nitrifikation)**

| Abwassertemperatur $T_w$ (°C)  | empfohlenes Schlammalter $t_{TS}$ (d)          |
|--|--|
| < 10   | 4  |
| 10 bis 20  | 3  |
| > 20*)   | {2}<br>3 inkl. anoxischer Volumina oder Phasen |
| ANMERKUNG  |  |
| *) Bei Temperaturen über 20 °C wird aufgrund der auftretenden Nitrifikation eine Anlagenauslegung inkl. Nitrifikation und zumindest teilweiser Denitrifikation empfohlen. Es wird deshalb ein Bemessungsschlammalter von 3 d inkl. anoxischer Volumina oder Phasen empfohlen bzw. eine detaillierte Bemessung gemäß 6.4.4.2 und 6.4.4.3. |  |

Da die Kohlenstoffelimination maßgebend von der aeroben bzw. anoxischen Hydrolyse des gelösten und ungelösten schwer abbaubaren organischen Materials abhängt, ist diese Temperaturabhängigkeit für die Auslegung der Anlagen mit dem Reinigungsziel Kohlenstoffelimination in vielen Fällen prägend. Nach GUJER et al. (1999) ist die Hydrolyse in Belebungsanlagen zudem weitgehend unabhängig von den Milieubedingungen und steigt mit zunehmender Temperatur langsamer als hete-

rotrophes Wachstum und Sterben. Als Untergrenze wird hier ein Bemessungsschlammalter von 2 d empfohlen. Ein zu niedriges Schlammalter kann zum Verlust von gelöstem schwer abbaubarem Material über die Nachklärung führen. Überwachungswerte könnten in diesem Fall überschritten werden.

Zu beachten ist, dass Anlagen bei Temperaturen über 20 °C und bei einem aeroben Schlammalter von 2 d im Regelfall auch nitrifizieren. Dies ist im Rahmen der Auslegung der Belüftung, bei der Sicherstellung einer ausreichenden Säurekapazität und beim Betrieb des Nachklärbeckens zu berücksichtigen. Im Nachklärbecken kann ungewollte Denitrifikation auftreten, die den Absetzprozess behindert. Sinnvollerweise sollten deshalb zusätzlich ein anoxischer Beckenbereich oder unbelüftete Phasen zur Denitrifikation eingeplant werden. Dadurch kann Sauerstoff eingespart und ein Rückgewinn von Säurekapazität erreicht werden. Ebenso ergibt sich mit der Denitrifikation häufig eine günstigere Schlammcharakteristik. Bei Temperaturen über 20 °C wird deshalb eine Anlagenauslegung inklusive Nitrifikation und Denitrifikation empfohlen.

Ab ca. 25 °C kann ein Wachstumsvorteil der ammoniumoxidierenden Bakterien (AOB) gegenüber den nitritoxidierenden Bakterien (NOB) vorliegen, womit die Gefahr einer Nitritakkumulation besteht. Betrachtet man die maximalen Nettowachstumsraten von Nitrosomonas und Nitrobacter, wird der Umsatz der Nitrobacter bei etwa 27 °C für den Stickstoffabbau limitierend (Bild 6.2). Diesem Zusammenhang ist gegebenenfalls durch die Schaffung anoxischer Zonen oder bei intermittierender Belüftung durch längere unbelüftete Zeiten zu begegnen.

Sollen Anlagen auf Temperaturen über 30 °C bemessen werden, ist ebenso nachzuweisen, dass das Bemessungsschlammalter nicht unter 2 d fällt.

Im SBR-Verfahren ist bei hohen Temperaturen die Zyklusgestaltung besonders mit Augenmaß zu wählen. Bei 30 °C wurden in Laborreaktoren mit SBR-Verfahren während des belüfteten Zyklus Nitritspitzen bis zu 3 mg NO<sub>2</sub>-N/l gemessen, die am Ende des Zyklus wieder unterhalb von 0,1 mg NO<sub>2</sub>-N/l lagen.

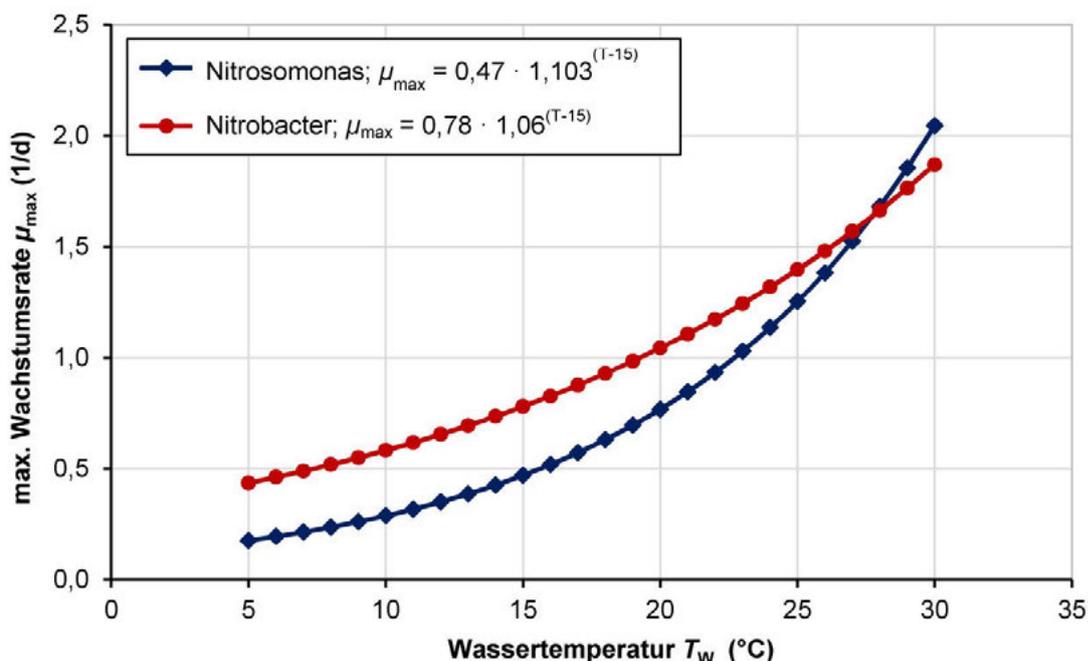


Bild 6.2: Maximale Netto-Wachstumsraten der Nitrosomonas (Gattung der ammoniumoxidierenden Bakterien, AOB) und Nitrobacter (Gattung der nitritoxidierenden Bakterien, NOB)

### 6.4.4.2 Anlagen mit dem Reinigungsziel Nitrifikation

Die Bemessung von Anlagen zur Nitrifikation erfolgt im Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) über die Festlegung eines aeroben Bemessungsschlammalters (siehe unten Gleichung (6.1); entspricht Gleichung (12) im Arbeitsblatt DWA-A 131). Die Berechnung erfolgt auf Basis der maximalen Nettowachstumsrate der Nitrosomonas, die den Ausschwemmpunkt dieser Organismengruppe definiert. Das Schlammalter wird über einen Sicherheits- sowie einen Prozessfaktor erhöht. Der Sicherheitsfaktor ( $SF = 1,6$ ) stellt sicher, dass sich unter optimalen Bedingungen ausreichend Nitrifikanten im Schlamm anreichern können. Der Prozessfaktor ( $PF$ ) berücksichtigt Schwankungen in der Wachstumsrate, pH-Wert, Spitzenablaufwerte etc. Das wird in den folgenden Empfehlungen für geringe und hohe Temperaturen beibehalten und nach Bedarf angepasst.

#### Kritischer Punkt

Der oben benannte Sicherheitsfaktor  $SF = 1,6$  leitet sich aus den Überlegungen von KAYSER (1991) zum kritischen Punkt ab. Der kritische Punkt definiert den Punkt maximaler Nitrifikantenkonzentration in Abhängigkeit von der Temperatur. Für  $12\text{ °C}$  ergibt sich etwa der Faktor 1,6. Wie schon beschrieben, ist dokumentiert, dass ab etwa  $27\text{ °C}$  die maximale Nettowachstumsrate der Nitrobacter kleiner als die der Nitrosomonas ist. Damit müsste sich der kritische Punkt formal betrachtet ab dieser Temperatur auf die Nitrobacter beziehen.

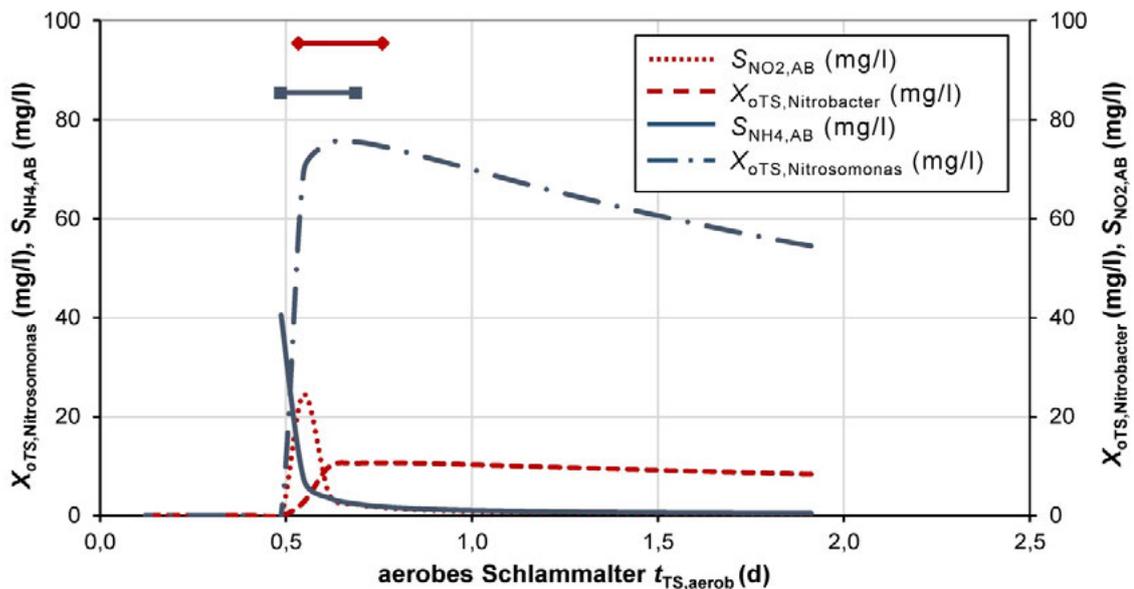


Bild 6.3: Kritischer Punkt bei  $30\text{ °C}$  für die ammonium- und nitritoxidierende Biomasse, Nitrobacter; waagerechte Linien geben den Abstand des kritischen Punktes vom Ausschwemmpunkt wieder (rot: Nitritoxidierer; blau: Ammoniumoxidierer)

In Bild 6.3 ist der kritische Punkt bei  $30\text{ °C}$  für ammonium- und nitritoxidierende Biomasse dargestellt. Die beiden horizontalen Linien geben die Länge des Sicherheitsfaktors vom Ausschwemmpunkt zum kritischen Punkt an. Berechnungsgrundlage bildet dabei: Nitrosomonas:  $\mu_{max} - b_{max} = 0,47\text{ d}^{-1}$  bei  $15\text{ °C}$ ;  $f_T = 1,103^{T-15}$ ; Nitrobacter:  $\mu_{max} - b_{max} = 0,78\text{ d}^{-1}$  bei  $15\text{ °C}$ ;  $f_T = 1,06^{T-15}$ .

Wie zu erkennen ist, liegen die kritischen Punkte bei  $30\text{ °C}$  für Nitrosomonas (0,7 d) und Nitrobacter (0,8 d) nahe beieinander. Da die sich ergebende Differenz bei  $30\text{ °C}$  bei 0,1 d liegt und damit die Abweichung in der Bemessungspraxis gering ist, wird vereinfachend zwischen  $27\text{ °C}$  bis  $30\text{ °C}$  der Sicherheitsfaktor 1,6 weiterhin auf die Organismengruppe der Nitrosomonas bezogen. Ebenso wird näherungsweise der Temperaturfaktor der Nitrosomonas für die Berechnung des Bemessungsschlammalters auch für den Temperaturbereich von  $27\text{ °C}$  bis  $30\text{ °C}$  beibehalten.

$$t_{TS,aerob,Bem} = PF \cdot 1,6 \cdot \frac{1}{\mu_{A,max}} \cdot 1,103^{(15-T)} = PF \cdot 1,6 \cdot \frac{1}{0,47} \cdot 1,103^{(15-T)} \quad (6.1)$$

$$= PF \cdot 3,4 \cdot 1,103^{(15-T)} \quad (d)$$

Es wird somit auch für den Temperaturbereich von 27 °C bis 30 °C empfohlen, die Gleichung zur Berechnung des Bemessungsschlammalters aus dem Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) mit den dort angegebenen Werten zu verwenden. Für Temperaturen über 30 °C ist die Gleichung des Bemessungsschlammalters auf die Organismengruppe der Nitrobacter umzustellen.

**Prozessfaktor**

Der Prozessfaktor im Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) stellt u. a. sicher, dass sowohl Mittelwerte als auch Spitzenwerte von Ammoniumstickstoff ( $S_{NH_4,AN}$ ) in Abhängigkeit von Stickstoffzulaufschwankungen (ausgedrückt durch den Stoßfaktor  $f_N$ ; Berechnung gemäß Gleichung (14) im Arbeitsblatt DWA-A 131) eingehalten werden können. In umfangreichen Simulationsstudien wurde der Prozessfaktor für den Wertebereich von 5 °C bis 30 °C neu bestimmt. Es ist davon auszugehen, dass auch dann, wenn auf Tagesmittelwerte auszulegen ist, KN-Schwankungen im Zulauf eine Wirkung auf den Tagesmittelwert im Ablauf haben. Es wird empfohlen, die nachfolgend in Tabelle 6.2 zusammengestellten Prozessfaktoren zu verwenden, die in Abhängigkeit von den KN-Zulaufschwankungen und des zu erreichenden Ammoniumstickstoffablaufwerts im Tagesmittel angegeben sind. Falls im Ausland auf die qualifizierte Stichprobe ausgelegt werden soll, ist davon auszugehen, dass mit den angegebenen Prozessfaktoren die Spitzenkonzentrationen den Überwachungswert von  $S_{NH_4,ÜW} = 10 \text{ mg/l}$  im Ablauf der Nachklärung nicht überschreiten. Es wird empfohlen, die angegebenen Prozessfaktoren für die Auslegung auf Tagesmittelwerte über den gesamten Temperaturbereich von 5 °C bis 30 °C zu verwenden. Der geringe Einfluss der Temperatur auf die Prozessfaktoren kann näherungsweise vernachlässigt werden. Um eine minimale Sicherheit von 20 % gegenüber dem kritischen Punkt sicherzustellen, sollte der Prozessfaktor nicht kleiner als 1,2 gewählt werden.

Tabelle 6.2: Prozessfaktor in Abhängigkeit der KN-Zulaufschwankungen für einen Temperaturbereich von 5 °C bis 30 °C

| $S_{NH_4,AN,dM}$ | Prozessfaktor (PF) in Abhängigkeit des Stoßfaktors der Stickstofffracht $f_N$ (-) |     |     |     |     |     |
|------------------|---|-----|-----|-----|-----|-----|
|                  | 1,4   | 1,6 | 1,8 | 2,0 | 2,2 | 2,4 |
| 1,0 mg/l         | 1,5   | 1,6 | 1,8 | 2,0 | 2,2 | 2,4 |
| 2,0 mg/l         | 1,2   | 1,2 | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,6 |
| 2,5 mg/l         | 1,2   | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,3 | 1,5 |
| 5,0 mg/l         | 1,2   | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,3 | 1,5 |

Aerobe Bemessungsschlammalter sollten bei hohen Temperaturen einen Wert von 2 d nicht unterschreiten. Für Temperaturen über 30 °C können die aufgeführten Prozessfaktoren nicht angewendet werden. Bei noch ausgeprägteren Schwankungen der KN-Zulaufschicht wird empfohlen, eine dynamische Simulation vorzunehmen.

Der Stoßfaktor  $f_N$  hat auch bei Auslegung auf Tagesmittelwerte große Bedeutung. Er ist, wenn möglich, messtechnisch zu ermitteln. Wenn für die Bemessung im Ausland keine Daten vorliegen, kann hilfsweise für Anlagengrößen kleiner 20.000 E mit  $f_N = 2,4$  gerechnet werden, die sich dann ergebenden Schlammalter sind in Tabelle 6.3 aufgeführt; für Anlagen größer 100.000 E kann mit  $f_N = 1,4$  gerechnet werden, die sich dann ergebenden Schlammalter sind Tabelle 6.4 aufgeführt. Zwischenwerte sind zu interpolieren.

Tabelle 6.3: Aerobes Bemessungsschlammalter für Anlagengrößen bis 20.000 E in Abhängigkeit der Temperatur und der Ammoniumstickstoffablaufwerte im Tagesmittel

| $S_{\text{NH}_4, \text{AN}, \text{dM}}$ | Aerobes Bemessungsschlammalter $t_{\text{TS, aerob, Bem}}$ für Anlagengrößen < 20.000 E, bei Bemessungstemperatur $T_w$ (°C) |      |     |     |     |     |
|---|--|------|-----|-----|-----|-----|
|   | 5  | 10   | 15  | 20  | 25  | 30  |
| 1,0 mg/l                                | 21,8   | 13,3 | 8,2 | 5,0 | 3,1 | 2,0 |
| 2,0 mg/l                                | 14,5   | 8,9  | 5,4 | 3,3 | 2,0 | 2,0 |
| 2,5 mg/l                                | 13,6   | 8,3  | 5,1 | 3,1 | 2,0 | 2,0 |
| 5,0 mg/l                                | 13,6   | 8,3  | 5,1 | 3,1 | 2,0 | 2,0 |

Tabelle 6.4: Aerobes Bemessungsschlammalter für Anlagengrößen über 100.000 E in Abhängigkeit der Temperatur und der Ammoniumstickstoffablaufwerte im Tagesmittel

| $S_{\text{NH}_4, \text{AN}, \text{dM}}$ | Aerobes Bemessungsschlammalter $t_{\text{TS, aerob, Bem}}$ für Anlagengrößen > 100.000 E, bei Bemessungstemperatur $T_w$ (°C) |     |     |     |     |     |
|---|---|-----|-----|-----|-----|-----|
|   | 5   | 10  | 15  | 20  | 25  | 30  |
| 1,0 mg/l                                | 13,6  | 8,3 | 5,1 | 3,1 | 2,0 | 2,0 |
| 2,0 mg/l                                | 10,9  | 6,7 | 4,1 | 2,5 | 2,0 | 2,0 |
| 2,5 mg/l                                | 10,9  | 6,7 | 4,1 | 2,5 | 2,0 | 2,0 |
| 5,0 mg/l                                | 10,9  | 6,7 | 4,1 | 2,5 | 2,0 | 2,0 |

Die oben aufgeführten Bemessungsschlammalter sollten auch dann nicht unterschritten werden, wenn auf Ammoniumstickstoffkonzentrationen von über 5 mg/l im Tagesmittel ausgelegt werden soll. Aerobe Bemessungsschlammalter sind nicht unter zwei Tagen zu wählen.

Es ist der Nachweis bei über 30 °C Bemessungstemperatur zu führen, dass  $\text{NH}_4\text{-N}$ - und  $\text{NO}_3\text{-N}$ -Ablaufwerte in diesen Fällen eingehalten werden können. Es ist betrieblich zu berücksichtigen, dass bei Temperaturen über 25 °C  $\text{NO}_2\text{-N}$ -Ablaufspitzen auftreten können.

#### Einfluss erhöhter Salzgehalte

Konstant erhöhte Salzkonzentrationen bis zu 10 g NaCl/l haben nach erfolgter Adaption der heterotrophen Bakterien keine Auswirkungen auf die Kohlenstoffelimination in Belebungsanlagen. Bei heterotrophen Organismen wird erst beginnend ab Konzentrationen von über 10 g NaCl/l bis 60 g NaCl/l von einem Rückgang der Eliminationsleistung auf bis zu 30 % (60 g NaCl/l) berichtet (UYGUR & KARGI 2004).

Untersuchungen von HERZER et al. (2016) zeigten keine signifikante Wirkung auf die Nitrifikationsleistung bis 10 g NaCl/l, falls die Biomasse ausreichend Zeit zur Adaption hat. Entsprechend ist bis zu diesem Wert bei weitgehend konstanter Salzkonzentration kein Zuschlag auf das Mindestschlammalter erforderlich. Ab Salzgehalten über 10 g NaCl/l findet nach Literaturangaben ein signifikanter Wechsel in der Zusammensetzung der Biozönose statt, sodass die Stoffwechselaktivität herkömmlicher nitrifizierender Mikroorganismen abnimmt (AMIN et al. 2014, CHEN et al. 2003). Entsprechend wurde bei Salzkonzentrationen ab 10 g NaCl/l ein zunehmender Rückgang der Nitrifikationsleistung der Nitrosomonas auf bis zu 70 % dokumentiert (BASSIN et al. 2012, MOUSSA et al. 2006).

Kurzfristige Schwankungen der Salzkonzentrationen sind kritisch zu beurteilen (JANG et al. 2014). Eine plötzliche Konzentrationsänderung, beispielsweise ein Anstieg durch Belastungstöße oder eine Abnahme durch Regenwettereinfluss, kann zu einer Veränderung des osmotischen Drucks auf die Zellmembran und damit zum Absterben sowie zur Lyse der Biomasse und zu einer Trübung des Ablaufes aus der Nachklärung führen (KINCANNON & GAUDI 1966).

Bei hohen Abwassertemperaturen ist der positive Einfluss des Salzgehaltes auf die Belüftung zu berücksichtigen (siehe Abschnitt 7). Im Bereich des Nachklärbeckens ist die Wirkung eines veränderten Salzgehaltes auf die Dichteströmung und damit das Absetzverhalten der Biomasse nachweisbar (AMIN et al. 2012, STEWART et al. 1962), jedoch bei der Bemessung nicht von praktischer Bedeutung.

### 6.4.4.3 Anlagen mit dem Reinigungsziel Nitrifikation und Denitrifikation

Das Gesamtschlammalter, das der Bemessung zugrunde liegt, ist auch für den erweiterten Temperaturbereich analog zu Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) zu berechnen:

$$t_{TS,Bem} = PF \cdot 3,4 \cdot 1,103^{(15-T)} \cdot \frac{1}{1 - (V_D/V_{BB})} \quad (d) \quad (6.2)$$

Autotrophes Biomassensterben in anoxischen Beckenbereichen wird vereinfachend nicht explizit in der Formel berücksichtigt.

Wie bereits ausgeführt, wird empfohlen, Belebungsanlagen bei Temperaturen über 20 °C auf Nitrifikation und Denitrifikation auszulegen. In der Folge ergeben sich ein geringerer Belüftungsbedarf, ein besseres Schlammabsetzen im Nachklärbecken und ein Gewinn von Säurekapazität.

### 6.4.4.4 Anlagen mit aerober Schlammstabilisierung

Die Frage, wie das Schlammalter von Stabilisierungsanlagen zu wählen ist, wird im Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) für denitrifizierende bzw. nitrifizierende Anlagen beschrieben. Dem Ansatz soll in dieser Empfehlung in wesentlichen Teilen gefolgt werden.

Zur Plausibilitätskontrolle und Validierung wird ein Kriterium einbezogen, das definiert, wann ein Schlamm ausreichend stabilisiert ist. Dieses ist nachfolgend beschrieben. Der Stabilisierungsgrad wird hierbei daran festgemacht, wieviel der im Verfahren gewachsenen heterotrophen Bruttobiomasse im Bemessungsschlammalter auch wieder aerob/anoxisch oxidiert wird. Es gilt die Gleichung:

$$f_{B,Stab} \cdot Y \cdot C_{CSB,abb} = Y \cdot C_{CSB,abb} \cdot \left( (1 - f_i) \cdot b_{H,T} \cdot \frac{t_{TS}}{(1 + b_{H,T} \cdot t_{TS})} \right) \quad (6.3)$$

Aufgelöst nach dem Schlammalter und unter Einbezug des temperaturabhängigen Zerfallskoeffizienten für die heterotrophe Biomasse  $b_{H,T} = b_{H,15^\circ C} \cdot 1,072^{(T-15)}$  ergibt sich:

$$t_{TS} = \frac{f_B}{b_{H,15^\circ C} \cdot 1,072^{(T-15)} (1 - f_B - f_i)} \quad (d) \quad (6.4)$$

Mit dem Wert für den Zerfallskoeffizienten von  $b_H = 0,17 \text{ d}^{-1}$  bei 15 °C, einem inerten Anteil von  $f_i = 20 \%$  und einem Ansatz für  $f_{B,Stab} = 62 \%$  ergibt sich für 12 °C eine Stabilisierungsdauer von 25 d, was ein übereinstimmender Wert zum Ansatz nach Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) ist. Der Ansatz von 62 % für  $f_{B,Stab}$  bedeutet, dass 62 % der produzierten aktiven heterotrophen Biomasse im Bemessungsschlammalter auch wieder veratmet wird.

$$t_{TS} = \frac{0,62}{0,17 \cdot 1,072^{(12-15)} \cdot (1 - 0,62 - 0,2)} = 25 \text{ d} \quad (6.5)$$

Bild 6.4 zeigt die Übereinstimmung des Stabilisierungskriteriums mit den Ansätzen nach Arbeitsblatt DWA-A 131. Bei den Reinigungszielen aerobe Schlammstabilisierung, Nitrifikation und Denitrifikation gilt für das Bemessungsschlammalter  $t_{TS,Bem}$  demzufolge analog zum Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) für den erweiterten Temperaturbereich der nachfolgende Zusammenhang:

$$t_{TS,Bem} \geq 25 \cdot 1,072^{(12-T)} \quad (6.6)$$

Für das Reinigungsziel aerobe Schlammstabilisierung und Nitrifikation gilt analog:

$$t_{TS,Bem} \geq 20 \cdot 1,072^{(12-T)} \quad (6.7)$$

Bild 6.4 zeigt die sich ergebenden Werte für das Bemessungsschlammalter. Die Empfehlungen decken sich mit den Empfehlungen gemäß Merkblatt DWA-M 368 (2014).

Bei niedrigen Temperaturen wird eine lange Stabilisierungsdauer erforderlich. Die Wirtschaftlichkeit von Anlagen mit simultaner aerober Schlammstabilisierung ist bei einem erforderlichen Bemessungsschlammalter von über 30 d zu prüfen. Verfahren zur getrennten Stabilisierung können stattdessen günstiger sein. Es bieten sich vergleichsweise einfache Technologien, wie die getrennte aerobe Stabilisierung mit Eindickung, die Kompostierung nach Entwässerung oder die Zugabe von Kalk an. Bei größeren Anlagen ist das Verfahren der getrennten anaeroben Schlammstabilisierung sinnvoll (siehe Abschnitt 11).

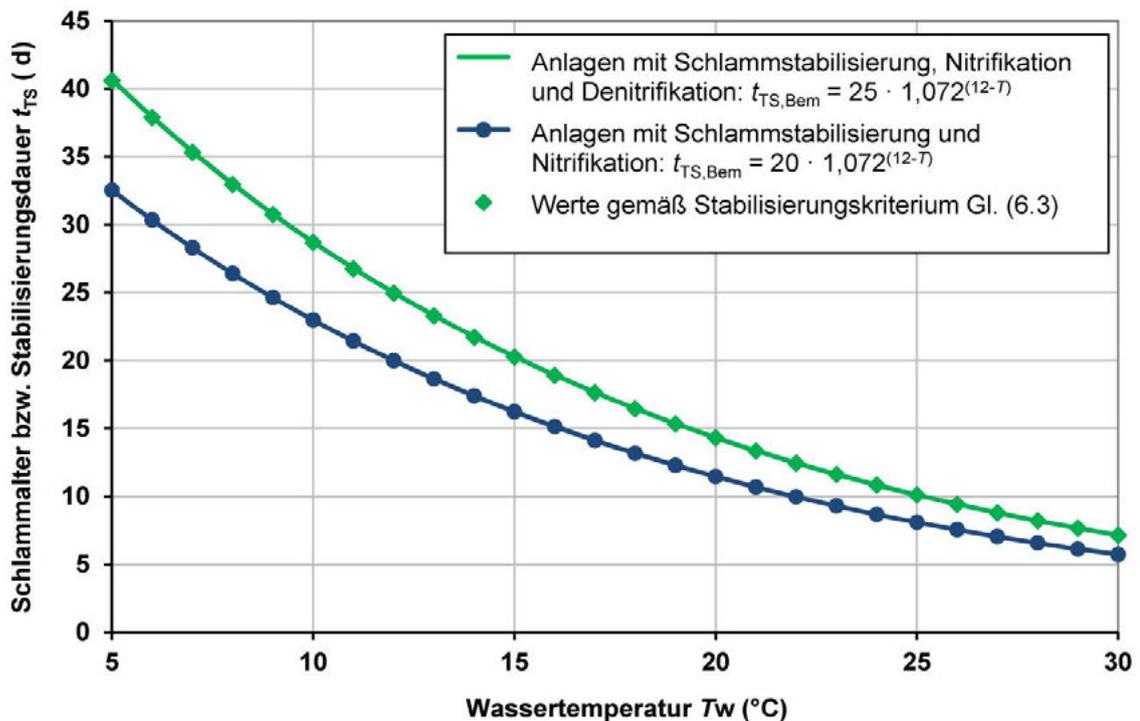


Bild 6.4: Stabilisierungsdauer in Abhängigkeit von der Temperatur

### 6.4.5 Berechnung der Schlammproduktion (Überschussschlammproduktion)

Die Berechnung der Überschussschlammproduktion kann auch für die erweiterten Temperaturbereiche analog zum Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) erfolgen. Die Kalibrierung an verschiedenen Großanlagen zeigt jedoch, dass die Überschussschlammproduktion bei Temperaturen um 30 °C oft größer ist

als erwartet. Bei langen Kanalnetzen und höheren Temperaturen des Abwassers ist ein erhöhter Vorabbau des CSB zu erwarten. Aus diesem Grund werden bei  $T_w > 25 \text{ °C}$  ausdrücklich Messungen für den mineralischen TS sowie für den inerten partikulären CSB ( $X_{\text{CSB, inert}}$ ) im Zulauf empfohlen.

Für Temperaturen über  $25 \text{ °C}$  ist zu erwarten, dass der Anteil des mineralischen TS am gesamten TS im Zulauf der Kläranlage zwischen 30 % (vorgeklärtes Abwasser) bis 40 % (Rohabwasser) liegt. Beim Anteil des inerten partikulären CSB ( $X_{\text{CSB, inert}}$ ) am gesamten partikulären CSB ( $X_{\text{CSB}}$ ) ist im Zulauf zur Belegung von Werten zwischen 30 % bis 40 % auszugehen. Es ist vorrangig durch Messungen zu begründen, wenn diese Werte im Rahmen der Bemessung unterschritten werden sollen.

Eine Verringerung der heterotrophen Sterberate zur Abbildung der Schlammproduktion bei hohen Temperaturen ist nicht zu empfehlen, da es keine Hinweise darauf gibt, dass heterotrophes Sterben bei hohen Temperaturen gegenüber dem bei niedrigeren Temperaturen verringert ist.

Wenn der Bemessungsansatz des Arbeitsblattes DWA-A 131 (2016) und die vorliegenden Empfehlungen eingehalten werden, ist davon auszugehen, dass der gelöste und ungelöste abbaubare CSB weitestgehend oxidiert und zum Biomassenwachstum genutzt werden kann. Für die Berechnung, beispielsweise eines ausschließlich denitrifizierenden Beckens als Vorstufe eines nachgeschalteten Verfahrens, ist der Umfang der Hydrolyse nachzuweisen (siehe 6.4.8).

Das Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) berücksichtigt autotrophe Biomasse nicht explizit im Bemessungsalgorithmus, was aufgrund des Anteils autotropher Biomasse an der gesamten Schlammmenge nachvollziehbar ist. Untersuchungen für hohe Temperaturen und kleine C/N-Verhältnisse zeigen, dass autotrophe Biomasse nicht mehr als 3 % des Überschussschlamms ausmacht. Damit liegt der vorliegende Bemessungsansatz beim Überschussschlammfall und dem Sauerstoffbedarf rechnerisch auf der unsicheren Seite, bei der Denitrifikationskapazität auf der sicheren. Für die Bemessungspraxis bei kommunalem Abwasser kann beides vernachlässigt werden.

Soll industrielles Abwasser mit deutlich niedrigerem C/N-Verhältnis oder Schlammwasser separat mit einem Belegungsverfahren behandelt werden, ist die autotrophe Schlammmenge bei der Schlammproduktion zu berücksichtigen.

### 6.4.6 Sauerstoffbedarf für den Kohlenstoffabbau

Die Berechnung des Sauerstoffverbrauchs für den Kohlenstoffabbau sollte auch für die hier angesprochenen Temperaturbereiche nach Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) erfolgen. Autotrophe endogene Atmung macht für die untersuchten Lastfälle maximal 3 % des  $OV_c$  aus und kann so näherungsweise vernachlässigt werden, sofern nicht vorwiegend stickstoffhaltige Abwässer behandelt werden sollen.

### 6.4.7 Vergleich von Sauerstoffbedarf und Sauerstoffdargebot

Der Nachweis einer ausreichenden Reduzierung der Nitratstickstoffkonzentration wird über den Vergleich von Sauerstoffzehrung ( $OV_{c,D}$ ) zu Sauerstoffangebot ( $= 2,86 \cdot S_{\text{NO}_3,D}$ ) geführt. Eine Iteration wird in Analogie zum Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) über die Veränderung des  $V_D/V_{\text{BB}}$ -Verhältnisses so lange geführt, bis

$$X = \frac{OV_{c,D}}{2,86 \cdot S_{\text{NO}_3,D}} \quad (\text{mg/l}) \quad (6.8)$$

den Wert 1 annimmt.

Ähnlich wie der Kohlenstoffabbau hängt auch die Denitrifikationsleistung der Belebungsanlage in besonderem Maße sowohl vom leicht abbaubaren CSB des Zulaufs als auch von der Menge schwer abbaubaren CSB, der im Denitrifikationsbecken durch Hydrolyse bereitgestellt werden kann, ab.

$$OV_{C,D,vg} = 0,75 \cdot \left( OV_{C,la,vorg} + (OV_C - OV_{C,la,vorg}) \cdot \left( \frac{V_{D,vg}}{V_{BB}} \right)^{\alpha_{DB}} \right) \quad (\text{mg/l}) \quad (6.9)$$

Um die Handhabbarkeit der Bemessung in Analogie zum Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) zu erleichtern, wird empfohlen, bei der vorgeschalteten Denitrifikation für hohe bzw. niedrige Temperaturen außerhalb des Wertebereichs von 8 °C bis 20 °C folgende Werte für  $\alpha_{DB}$  bei der Berechnung des  $OV_{C,D}$  zu verwenden.

Tabelle 6.5:  $\alpha_{DB}$  in Abhängigkeit von der Temperatur

| Verfahren  | $\alpha_{DB}$ in Abhängigkeit von der Temperatur $T_w$ |              |               |               |
|--|--|--------------|---------------|---------------|
|  | 5 °C – 8 °C  | 8 °C – 20 °C | 20 °C – 25 °C | 25 °C – 30 °C |
| Anlagen mit Vorklämung   | 0,64   | 0,68         | 0,75          | 0,76          |
| Anlagen mit simultaner aerober Schlammstabilisierung (ohne Vorklämung) | 0,60   | 0,68         | 0,72          | 0,75          |

Für intermittierende und simultane Denitrifikation ergeben sich im Vergleich zum Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) keine Änderungen. Der anoxische Volumenanteil denitrifizierender Anlagen sollte nicht unterhalb von  $V_0/V_{BB} = 0,1$  liegen.

## 6.4.8 Phosphorinkorporation und Hydrolyse

### Zusammenstellen der Schlammmassen – Phosphorbilanz

Das Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) errechnet die in die Biomasse eingelagerte Phosphormenge mit Bezug zum zulaufenden CSB und unter Berücksichtigung eines etwaigen anaeroben Beckens bei vermehrter biologischer Phosphorelimination. Dazu wird im Arbeitsblatt DWA-A 131 vermerkt, dass die inkorporierte Phosphormenge vermutlich in der Bemessung unterschätzt wird.

Für die hier angesprochenen Temperaturbereiche wird ein ähnliches Vorgehen für den Phosphor empfohlen, wie es das Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) für die Stickstoffinkorporation vorschlägt. In Anlehnung an GUJER et al. (1999) gilt hier:

$$X_{P,BioP} = 0,014 \cdot X_{BM} + 0,005 \cdot X_{inert,ZB+BM} \quad (\text{mg/l}) \quad (6.10)$$

Damit wird auch die Phosphorinkorporation an das Schlammalter gekoppelt. Neben der Bedeutung für die Berechnung der Dimensionierung der Fällmitteleinrichtung kann diese Gleichung auch genutzt werden, um das maximal mögliche Potenzial der Rückbelastung aus der Schlammbehandlung einzuschätzen. Im Vergleich zum Arbeitsblatt DWA-A 131 ergeben sich mit dieser Gleichung höhere P-Inkorporationen in die Biomasse für typische Anlagen mit Vorklämung, die also nicht als Schlammstabilisierung betrieben werden. Im Falle des Einsatzes eines vorgeschalteten Anaerobbeckens zur vermehrten biologischen Phosphorelimination kann davon ausgegangen werden, dass 0,085 g P/g CSB<sub>BM</sub> eingelagert werden. Zusätzlich ist die Phosphoreinlagerung in die inerten Bestandteile zu berücksichtigen.

### Hydrolyse (aerob) bei der Berechnung von mehrstufigen Verfahren

Die Hydrolyse hat, wie schon beim C-Abbau und bei der Einschätzung der Denitrifikationsleistung in den angesprochenen Temperaturbereichen, eine besondere Bedeutung. Bei der Berechnung von mehrstufigen Verfahren gilt dies im Besonderen, da in Abhängigkeit von den gewählten Stufen nicht mehr davon ausgegangen werden kann, dass der gesamte zulaufende abbaubare CSB über die Hydrolyse für die Biomasse aufgeschlossen wird. In diesen Fällen steht somit weniger CSB für das Biomassenwachstum oder die Denitrifikation zur Verfügung. In ungünstigen Fällen kann es vorkommen, dass schwer abbaubarer gelöster CSB die Behandlungsstufe volumenstromanteilig über die Nachklärung ins Gewässer verlässt.

Aus diesem Grund wird empfohlen, die Hydrolyseleistung mit nachfolgender Gleichung (6.11) zu überprüfen, wenn nicht davon ausgegangen werden kann, dass der schwer abbaubare CSB weitgehend hydrolysiert werden kann. Das ist besonders der Fall, wenn ein anoxisches Belebungsverfahren als Vorstufe zu einem anderen nachgeschalteten nitrifizierenden Verfahren eingesetzt werden soll.

$$r_{v,XS} = k_h \cdot \frac{\frac{X_s}{\bar{X}_{CSB,BM}}}{k_X + \left(\frac{X_s}{\bar{X}_{CSB,BM}}\right)} \cdot X_{CSB,BM} \quad (\text{g CSB}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})) \quad (6.11)$$

Folgende Werte haben sich für Temperaturen über 20 °C als realistisch herausgestellt:

$$k_h = 0,67 \cdot 1,04^{T-15} \quad (\text{d}^{-1})$$

$$k_X = 0,001$$

Zu berücksichtigen ist, dass sich alle Konzentrationen nicht auf den Zulauf der Behandlungsstufe, sondern auf den Ablauf des zu dimensionierenden Beckens beziehen. Rezirkulationsströme sind also zu berücksichtigen. Es ist davon auszugehen, dass die aerobe und anoxische Hydrolyse mit gleicher Geschwindigkeit ablaufen.

### 6.4.9 Bemessung der Nachklärung

Die Bemessung der Nachklärung wird in diesem Themenband nicht detailliert betrachtet. Es wird auf das Arbeitsblatt DWA-A 131 [2016] verwiesen. Um eine gute Absetzleistung in der Nachklärung zu erzielen, ist bei der Bemessung der Belebungsanlage zunächst ein angemessenes Schlammalter und damit eine angemessene Schlammbelastung zu beachten. Bei der Bemessung der Nachklärung ist neben Oberfläche und Beckentiefe die geeignete konstruktive Ausbildung der Einlaufgestaltung, der Schlammräumung und der Ablaufgestaltung bei der Nachklärung zu berücksichtigen.

Bei ungünstiger Abwassercharakteristik bzw. schlechten Schlammeigenschaften sind gegebenenfalls verfahrenstechnische Maßnahmen wie Selektorbecken oder eine Kaskadierung der Belegung zu prüfen, um eine Verbesserung der Schlammabsetzeigenschaften (ISV) und damit eine hinreichende Abscheideleistung und Eindickung in der Nachklärung zu erreichen.

### 6.4.10 Sauerstoffbedarf für die Nitrifikation

Für den Gesamtsauerstoffverbrauch ist neben dem Sauerstoffbedarf für die Kohlenstoffelimination der Sauerstoffverbrauch für die Nitrifikation zu bestimmen. Dieser ist in Analogie zum Arbeitsblatt DWA-A 131 [2016] zu berechnen.

Bei hohen Temperaturen über 20 °C ist davon auszugehen, dass auf reine Kohlenstoffelimination ausgelegte Anlagen nitrifizieren, was im Rahmen der Berechnung des Sauerstoffbedarfes zu berücksichtigen ist.

## 6.5 Planerische und betriebliche Aspekte

Bei hohen Abwassertemperaturen ergeben sich ein kürzeres erforderliches Schlammalter und damit ein reduziertes Belebungsvolumen. Frachtspitzen gelöster Substrate im Zulauf führen durch eine geringere hydraulische Aufenthaltszeit schneller zu entsprechenden Spitzenkonzentrationen im Ablauf. Sofern Spitzenkonzentrationen für die Überwachung relevant sind, ist dies bei der Auslegung zu berücksichtigen. Mischungsrechnungen und dynamische Simulationsrechnungen (AHNERT et al. 2015, WICHERN 2010, WICHERN et al. 2011) können in diesem Fall zusätzlich bei der Auslegung herangezogen werden. Im Ergebnis können beispielsweise Mindestaufenthaltszeiten in der Bemessung relevant werden.

Weiterhin verschlechtert sich bei hohen Abwassertemperaturen die Löslichkeit von Sauerstoff. Es wird eine höhere Luftzufuhr für den Sauerstoffverbrauch beim Kohlenstoffabbau und der Nitrifikation erforderlich. Gleichzeitig führen hohe Abwassertemperaturen zu kleinen Belebungsbeckenvolumina. Besonders beim Einsatz von großen Plattenbelüftern oder Rohrbelüftern kann es vorkommen, dass die Bodenfläche des Beckens nicht ausreicht, um eine ausreichende Sauerstoffmenge in das belüftete Becken einzubringen. Die Möglichkeit zur Installation einer ausreichenden Anzahl und Fläche von Belüfterelementen ist im Zuge der Planung deshalb besonders zu überprüfen. Für weitere Hinweise hierzu wird auf 7.5 zu Belüftungssystemen verwiesen.

Hohe Temperaturen führen auch bereits in der Kanalisation zu einer Beschleunigung der Abbauprozesse. Es empfiehlt sich daher eine sorgfältige Untersuchung der Abwassercharakteristik im Zulauf zur Kläranlage und zur biologischen Stufe. Die etwaige Veränderung der Abwassercharakteristik ist bei der Zulauffraktionierung zu berücksichtigen. Ein weitgehender Abbau in der Kanalisation kann den Anteil leicht abbaubaren Substrats verringern, die Hydrolyse und die Versäuerung können den Anteil erhöhen. Eine hinreichende Restsäurekapazität von 1,5 mmol/l im Ablauf der biologischen Stufe ist sicherzustellen.

Mögliche Geruchsbelastungen können bei hohen Temperaturen bei Abwasseranlagen schneller auftreten. Beispielsweise Pumpwerke, mechanische Behandlungsstufen und Schlammspeicher sind deshalb hinsichtlich der Erforderlichkeit einer Abdeckung, Abluffassung und -behandlung zu prüfen.

Bei sehr warmem Klima sind im Zuge der Anlagenplanung geeignete Temperaturbereiche für den Betrieb der Aggregate und der Elektrotechnik durch Lüftung und Klimatisierung sicherzustellen.

Bei sehr kalten Temperaturen ist bei der planerischen Gestaltung der Anlage eine hinreichende Frostsicherheit zu gewährleisten (u. a. durch Einhausungen, Frostwächter in Gebäuden und Schächten mit trocken aufgestellten Pumpen, Begleitheizung bei diskontinuierlich durchflossenen Leitungen, Heizung der Räumlerlaufbahn).

Liegen ausgeprägte Schwankungen der Abwassertemperatur über den Jahresverlauf vor, ist die Bemessung der Belegung für unterschiedliche Lastfälle der Temperatur erforderlich. Bei diesen ergeben sich entsprechend unterschiedliche erforderliche Biomassenmengen. Im Sinne der Energieeffizienz und Ressourcenschonung ist es bei ausgeprägten Schwankungen nicht empfehlenswert, ganzjährig die Biomasse für den ungünstigsten Lastfall bei niedriger Temperatur im System vorzuhalten. Die endogene Atmung und die Energie zur Durchmischung der Biomasse führen andernfalls zu einem ineffizienten und erhöhten Energieeinsatz. Bei ausgeprägten Temperaturschwankungen auf größeren Anlagen wird empfohlen, im Zuge der Planung eine mehrstraßige Ausführung bzw. Unterteilung des Belebungsvolumens mit Außerbetriebnahmen einzelner Straßen oder Teilvolumen bei hohen Temperaturen zu prüfen.

## 6.6 Kostenverursachende Größen

Bei der Planung von Abwasserbehandlungsanlagen wie dem Belebungsverfahren sind frühzeitig sowohl die resultierenden Investitionskosten als auch die Betriebskosten zu ermitteln und zu bewerten. Das größte Kosteneinsparpotenzial liegt – wie in vielen anderen Bereichen auch – im konzeptionellen Bereich. Entsprechend ist die Untersuchung von Lösungsvarianten einschließlich Wirtschaftlichkeitsbetrachtung im frühen Planungsstadium zu empfehlen. Die wirtschaftliche Bewertung unter Einbezug der Investitions- und Betriebskosten kann beispielsweise mit der dynamischen Kostenvergleichsrechnung und dem Vergleich der Jahreskosten oder Projektkostenbarwerte erfolgen (DWA 2012).

Die landesspezifischen Kostenstrukturen und Randbedingungen (örtliche Gegebenheiten, Abwassercharakteristik, Transportwege) haben einen erheblichen Einfluss auf die Kosten. Dies gilt sowohl für die absoluten Aufwendungen bei den Investitions- und Betriebskosten als auch für die jeweiligen Kostenanteile. Beispielsweise Material-, Energie- und Lohnkosten sind international sehr unterschiedlich. Auch die Frage, welche technische Ausrüstung und Betriebsstoffe lokal bezogen werden können und welche importiert werden müssen, hat einen erheblichen Einfluss. Auf eine Angabe von Kosten wird deshalb an dieser Stelle verzichtet. Vielmehr werden die wesentlichen kostenverursachenden Größen und Punkte von besonderem Interesse beim Belebungsverfahren im Zuge der Verfahrens- und Anlagengestaltung dargestellt.

Die Investitionskosten setzen sich bei Kläranlagen mit dem Belebungsverfahren inkl. der ergänzenden Verfahrensstufen insbesondere aus den Aufwendungen für folgende Bereiche und Anlagenteile zusammen:

- Grunderwerb,
- Erschließung,
- Erdarbeiten, Baustelleneinrichtung, Wasserhaltung,
- Bautechnik und maschinentechnische Ausrüstung der Verfahrensschritte
  - Zulaufhebewerk,
  - mechanische Stufe: Rechen, Sandfang, Vorklärbecken,
  - Belebungsverfahren: Belebungsbecken, Nachklärbecken, Rücklaufschlammumpwerk,
  - Schlammspeicher,
  - weitere Schlammbehandlung: z. B. anaerobe Stabilisierung, Gasspeicherung und -verwertung, Schlammverdickung, Schlammwässerung,
- Leitungen und Schächte,
- Mess-, Steuer- und Regeltechnik,
- Elektrotechnik,
- Betriebsgebäude,
- Infrastruktur,
- Planungskosten und weitere Baunebenkosten (Gutachten, Baugrunduntersuchungen).

Bei Kläranlagen mit dem Belebungsverfahren machen in Deutschland die Bautechnik ca. 60 % der Gesamtkosten, die Maschinentechnik ca. 25 %, die Elektrotechnik ca. 10 % und die Mess-Steuer-Regeltechnik ca. 5 % der Baukosten aus (HORSTMAYER 2014).

Die Betriebskosten setzen sich insbesondere aus Aufwendungen für die folgenden Bereiche zusammen:

- Personal,
- Energie (Strom, Brennstoffe),
- Entsorgung (Rechengut, Sandfanggut, Klärschlamm),

- Betriebsstoffe (z. B. Fällmittel, Flockungs- und Flockungshilfsmittel, externe Kohlenstoffquellen, Wasser),
- Wartung und Instandhaltung (Material, Personal, Fremdleistungen),
- Abgaben und Gebühren (z. B. Abwasserabgabe in Deutschland).

In Deutschland haben bei Anlagen unter 10.000 E häufig die Personalkosten, gefolgt von den Entsorgungs- und Energiekosten den größten Anteil an den Betriebskosten, bei Anlagen über 10.000 E dominieren häufig die Entsorgungskosten, gefolgt von den Personal- und Energiekosten (GÜNTHERT 2009).

Beim Belegungsverfahren sind für eine kostenoptimierte Gestaltung im Zuge der Verfahrens- und Anlagenauslegung unter anderem folgende Punkte hervorzuheben:

- bauliche Ausführung als Erdbecken oder Hochbehälter in Abhängigkeit des Baugrundes und der verfügbaren Fläche,
- geeignete Berücksichtigung der Hydraulik bei der baulichen Anordnung und Ausführung, z. B. Planung mit geringen geodätischen Förderhöhen, Vermeidung hydraulischer Sprünge,
- angepasste Rohrleitungsdimensionierung und Pumpenauslegung, z. B. geeignete Strömungsgeschwindigkeiten, Vermeidung von Einzelverlusten, Pumpenstaffelung und Frequenzregelung,
- Einsatz angepasster technischer Ausrüstung, z. B. hinreichende Belegungsdichte und Einsatz effizienter Elemente bei der Druckbelüftung, Einsatz effizienter Aggregate zur Durchmischung und Förderung,
- optimierter Einsatz der Mess-, Steuer und Regeltechnik, insbesondere bei der Belüftung, der Rezirkulations- und Rücklaufschlammförderung,
- Anpassung des Anlagenbetriebes an die Zulaufbedingungen, z. B. Reduktion des Schlammalters in der Biologie bei hohen Temperaturen und geringer Belastung,
- angepasster Primärschlammabzug und ausreichende Faulzeit zur Ausschöpfung des Potenzials zur Klärgasgewinnung und Eigenenergieerzeugung bei Verfahren mit Vorklärung und anaerober Schlammstabilisierung.

## 7 Belüftungssysteme

### 7.1 Einleitung und Anwendungsbereich

Grundlage des Belebungsverfahrens und von wesentlicher Bedeutung für eine betriebssichere und prozessstabile Reinigung des Abwassers ist die Sauerstoffversorgung der Mikroorganismen im Belebungsbecken. Diese wird durch die Sauerstoffzufuhr über Belüftungssysteme sichergestellt. Belüftungssysteme sind i. d. R. der größte Energieverbraucher beim Belebungsverfahren, sodass sie ein großes Energieoptimierungspotenzial aufweisen.

Das Vorgehen bei der Bemessung von Belüftungssystemen ist im Merkblatt DWA-M 229-1 (2017) detailliert beschrieben. Das dort dargelegte Vorgehen ist für den deutschsprachigen Raum als Stand der Technik zu betrachten und baut unmittelbar auf den Bemessungsempfehlungen für Belebungsanlagen nach dem Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) auf. Beide Regelwerke sind für die Anwendung der Bemessungsvorgaben des vorliegenden Textes unbedingt erforderlich. Ein weiterer international weit verbreiteter Bemessungsansatz für Belüftungssysteme ist in METCALF & EDDY (2013) beschrieben. Hinweise zum Betrieb von Belüftungssystemen sind im Merkblatt DWA-M 229-2 (2017) zu finden.

Die Bemessungsvorgaben des vorliegenden Textes sind zum einen an die Erfordernisse in anderen klimatischen Regionen und erhöhte Salzkonzentrationen angepasst und zum anderen um neuere wissenschaftliche Erkenntnisse ergänzt. Es werden für Druck- und Oberflächenbelüftungssysteme konkrete Bemessungsvorgaben formuliert, sodass für diese Belüftungssystemarten eine detaillierte Auslegung erfolgen kann. Auf Sondersysteme wie z. B. Ejektoren und Injektoren wird nicht eingegangen.

Die Bemessungsempfehlungen gelten für Belüftungssysteme in kommunalen Belebungsanlagen mit üblichen Feststoffgehalten im Belebungsbecken zwischen  $TS_{BB} = 2 \text{ g/l}$  und  $TS_{BB} = 5 \text{ g/l}$ . Membranbelebungsanlagen mit Feststoffgehalten im Belebungsbecken von heutzutage bis zu  $TS_{BB} = 10 \text{ g/l}$  werden nicht behandelt, da aufgrund der höheren Feststoffgehalte von einer maßgeblichen Beeinflussung des Sauerstoffübergangs durch die Viskosität des belebten Schlamms auszugehen ist.

Die Bemessungsempfehlungen gelten nicht für die Auslegung von Reinsauerstoffanlagen.

Die Gültigkeit der Bemessungsempfehlungen wird weder durch die Anschlussgröße der Anlage noch durch die Wassertiefe im Belebungsbecken eingeschränkt, sodass auch eine Bemessung der Belüftung in tiefen Belebungsbecken möglich ist. Die bisherigen Erfahrungswerte sind allerdings auf Wassertiefen von ca.  $h_{BB} = 15 \text{ m}$  bis  $h_{BB} = 20 \text{ m}$  beschränkt.

Das an die Anwendungsgrenzen dieses Themenbandes angepasste Vorgehen bei der Bemessung von Belüftungssystemen wird nachfolgend zunächst im Überblick dargestellt. Es wird dabei sowohl auf das mit dem Merkblatt DWA-M 229-1 (2017) und Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) gegebene Bemessungsregelwerk eingegangen als auch auf die in diesem Themenband neu eingeführten Erweiterungen gegenüber der üblichen Bemessung in Deutschland, die auch in die 2017 veröffentlichte Neufassung des Merkblatts DWA-M 229-1 eingeflossen sind. Die Erweiterungen werden im darauffolgenden Abschnitt im Detail erläutert und anhand einer Beispielrechnung im Anhang B.3 veranschaulicht. Abschließend wird auf kostenverursachende Größen sowie planerische und betriebliche Aspekte von Belüftungssystemen hingewiesen.

## 7.2 Verfahrensspezifische Formelzeichen

Die für die Bemessung von Belüftungssystemen erforderlichen verfahrensspezifischen Kurzzeichen sind nachfolgend aufgeführt. Allgemeine Kurzzeichen und Abkürzungen sind in Abschnitt 2 zusammengestellt.

| Kurzzeichen    | Einheit | Bezeichnung  | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch                                      |
|----------------|---------|--|-----------------------|--|
| $C_{S,20}$     | mg/l    | Sauerstoffsättigungskonzentration bei 20 °C: 9,09 mg/l   | $C_{S,20}$            | oxygen saturation concentration at 20 °C                   |
| $C_{S,T}$      | mg/l    | Sauerstoffsättigungskonzentration bei $T_w$ :<br>$C_{S,T} = \frac{2.234,34}{(T_w + 45,93)^{1,31403}}$  | $C_{S,T}$             | oxygen saturation concentration at $T_w$                   |
| $C_x$          | mg/l    | Sauerstoffkonzentration an einer bestimmten Stelle   | $C_x$                 | oxygen concentration at a specific location                |
| $B_{d,CSB,Z}$  | kg/d    | tägliche CSB-Fracht im Zulauf  | $B_{d,COD,I}$         | daily load of COD at the influent                          |
| $f_d$          | -       | Tiefenfaktor bei der Druckbelüftung:<br>$f_d = 1 + \frac{h_D}{20,7}$<br>Tiefenfaktor bei der Oberflächenbelüftung:<br>$f_d = 1 + \frac{h_{BB}}{150}$ | $f_d$                 | depth factor   |
| $f_c$          | -       | Stoßfaktor für die Kohlenstoffatmung   | $f_c$                 | peak factor for carbon respiration                         |
| $f_{c,min}$    | -       | Stoßfaktor für die Kohlenstoffatmung in den Zeiten minimaler Belastung   | $f_{c,min}$           | peak factor for carbon respiration at minimum loads        |
| $f_N$          | -       | Stoßfaktor der Stickstofffracht  | $f_N$                 | peak factor for nitrogen load                              |
| $f_{N,min}$    | -       | Stoßfaktor der Stickstofffracht in den Zeiten minimaler Belastung  | $f_{N,min}$           | peak factor for nitrogen load at minimum loads             |
| $f_{S,\alpha}$ | -       | Salzkorrekturfaktor des Belüftungskoeffizienten unter Betriebsbedingungen:<br>$f_{S,\alpha} = 1 + 0,08 \cdot S_{TDS,\alpha}$                         | $f_{S,\alpha}$        | salinity factor mass transfer under operational conditions |
| $f_{S,St}$     | -       | Salzkorrekturfaktor des Belüftungskoeffizienten in Leitungswasser: $f_{S,St} = 1 + 0,08 \cdot S_{TDS,St}$  | $f_{S,St}$            | salinity factor mass transfer in tap water                 |

| Kurzzeichen      | Einheit                        | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch  |
|------------------|--------------------------------|---|-----------------------|--|
| $h_{BB}$         | m                              | Wassertiefe im Belebungsbecken  | $h_{AT}$              | water depth in the aeration tank                                     |
| $h_D$            | m                              | Einblastiefe  | $h_D$                 | blowing-in depth   |
| $h_{geo}$        | m.ü.NN                         | Geodätische Höhe, auf der das Belüftungssystem installiert ist  | $h_{geo}$             | geodetic altitude  |
| $OV_d$           | kg/d                           | täglicher Sauerstoffverbrauch   | $OU_d$                | daily oxygen uptake rate   |
| $OV_h$           | kg/h                           | stündlicher Sauerstoffverbrauch   | $OU_h$                | hourly oxygen uptake rate  |
| $Q_1$            | m <sup>3</sup> /h              | Volumenstrom der angesaugten Luft   | $Q_1$                 | volumetric air flow rate   |
| $Q_{L,N}$        | m <sub>N</sub> <sup>3</sup> /h | Luftvolumenstrom unter Normbedingungen<br>( $T = 0\text{ °C}$ , $p_N = 1.013\text{ hPa}$ )              | $Q_{L,N}$             | volumetric air flow rate under normalized conditions                 |
| $SAE$            | kg/kWh                         | Sauerstoffertag in Reinwasser   | $SAE$                 | standard aeration efficiency   |
| $SOTR$           | kg/h                           | Standard-Sauerstoffzufuhr in Reinwasser   | $SOTR$                | standard oxygen transfer rate  |
| $SSOTE$          | %/m                            | spezifische Standard-Sauerstoffaus-nutzung  | $SSOTE$               | specific standard oxygen transfer efficiency                         |
| $SSOTR$          | g/(Nm <sup>3</sup> ·m)         | spezifische Standard-Sauerstoffzufuhr   | $SSOTR$               | specific standard oxygen transfer rate                               |
| $S_{TDS,\alpha}$ | g/l                            | Salzkonzentration unter Betriebsbedingungen   | $S_{TDS,\alpha}$      | concentration of total dissolved solids under operational conditions |
| $S_{TDS,st}$     | g/l                            | Salzkonzentration in Leitungswasser gemäß Herstellerangaben   | $S_{TDS,st}$          | concentration of total dissolved solids in tap water                 |
| $T_W$            | °C                             | Abwassertemperatur im Winter,<br>$T_W < T_{Bem}$  | $T_W$                 | water temperature in winter, $T_W < T_{design}$                      |
| $TS_{BB}$        | kg/m <sup>3</sup>              | Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken  | $SS_{AT}$ ,<br>MLSS   | suspended solids concentration in the aeration tank                  |
| $\alpha$         | -                              | Grenzflächenfaktor, $\alpha$ -Wert  | $\alpha$              | alpha factor   |
| $\beta_\alpha$   | -                              | Sauerstoffsättigungsfaktor unter Betriebsbedingungen:<br>$\beta_\alpha = 1 - 0,01 \cdot S_{TDS,\alpha}$ | $\beta_\alpha$        | oxygen saturation factor under operational conditions                |

| Kurzzeichen  | Einheit | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch                             |
|--------------|---------|---|-----------------------|---|
| $\beta_{St}$ | -       | Sauerstoffsättigungsfaktor in Leitungswasser gemäß Herstellerangaben:<br>$\beta_{St} = 1 - 0,01 \cdot S_{TDS,St}$                         | $\beta_{St}$          | oxygen saturation factor in tap water             |
| $p_{atm}$    | hPa     | atmosphärischer Luftdruck am Anlagenstandort:<br>$p_{atm} = 1.013,25 \cdot \left( \frac{288 - 0,0065 \cdot h_{geo}}{288} \right)^{5,255}$ | $p_{atm}$             | atmospheric air pressure at the facility location |
| $\theta$     | -       | Temperaturkorrekturfaktor (1,024)   | $\theta$              | temperature coefficient (1,024)                   |

## 7.3 Bemessung

### 7.3.1 Vorbemerkungen

Das im Merkblatt DWA-M 229-1 (2017) und im Arbeitsblatt DWA-A 131 (2016) beschriebene Vorgehen zur Bemessung von Belüftungssystemen ist nachfolgend im Überblick dargestellt. Für nähere Informationen sei auf die genannten Regelwerke verwiesen. Es wird nacheinander auf Druck- und Oberflächenbelüftungssysteme eingegangen.

Die in 7.4 beschriebenen Erweiterungen der Bemessung für stärker salzhaltiges Abwasser sind in der 2017 veröffentlichten Neufassung des Merkblatts DWA-M 229-1 aufgegriffen worden.

### 7.3.2 Ablauf der Bemessung von Druckbelüftungssystemen

Das an die Anwendungsgrenzen dieses Themenbandes angepasste Vorgehen bei der Bemessung von Druckbelüftungssystemen ist schematisch in Bild 7.1 dargestellt. Die Erweiterungen gegenüber der üblichen Bemessung in Deutschland sind fett hervorgehoben. Es wird auf die nachfolgenden Abschnitte verwiesen, in denen die Erweiterungen näher erläutert werden.

Im Anhang B.3 wird die Bemessung eines Belüftungssystems anhand eines konkreten Berechnungsbeispiels für eine Belebungsanlage dargelegt.

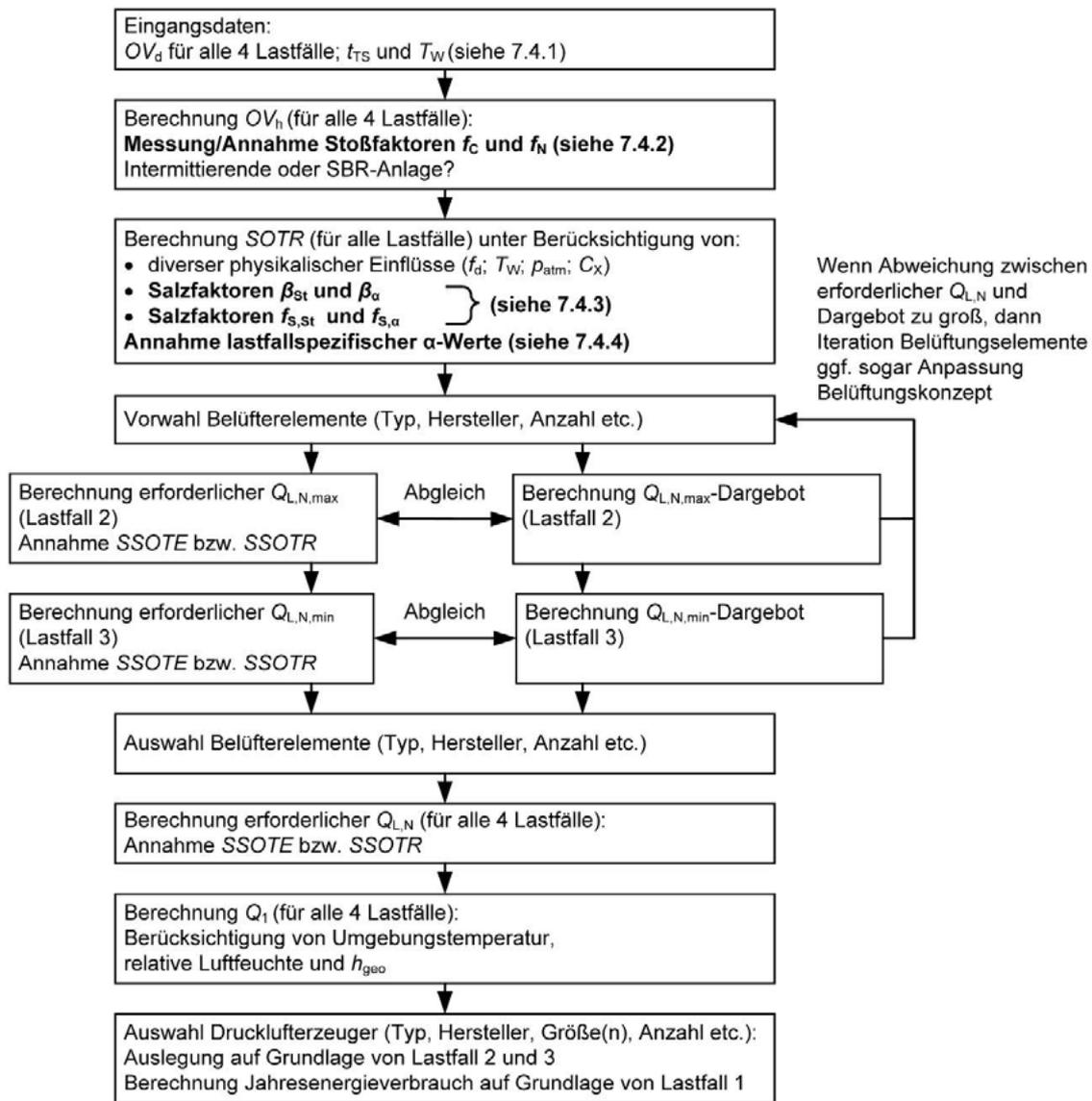


Bild 7.1: Ablauf der Bemessung von Druckbelüftungssystemen

Für die Auslegung von Belüftungssystemen sind mindestens vier Lastfälle zu betrachten, für die der stündliche Sauerstoffverbrauch  $OV_h$  zu berechnen ist. Die zu betrachtenden Lastfälle sind der mittlere (Lastfall 1), der maximale (Lastfall 2) der minimale (Lastfall 3) sowie der Prognose- bzw. Revisions-Zustand (Lastfall 4). Die wesentlichen erforderlichen Eingangsdaten sind die täglichen Sauerstoffverbräuche  $OV_d$  für die Kohlenstoffelimination, die Nitrifikation, die Sauerstoffrückgewinnung aus der Denitrifikation sowie die Wassertemperaturen im Belebungsbecken ( $T_w$ ), die sich je Lastfall unterscheiden. Zur Berechnung von  $OV_h$  je Lastfall muss die gesamte in Abschnitt 6 für Belebungsanlagen beschriebene Berechnung deswegen separat durchgeführt werden. Im vorliegenden Text gilt es zu beachten, dass sich der maßgebende Bemessungslastfall im Vergleich zu den in Deutschland anzuwendenden Bemessungsempfehlungen unterscheidet (siehe 7.4.1). Als weitere Eingangsdaten werden das Gesamtschlammalter ( $t_{TS}$ ), die Salzkonzentration unter Betriebsbedingungen ( $S_{TDS,\alpha}$ ), die Salzkonzentration in Leitungswasser gemäß Herstellerangaben der verwendeten Belüfterelemente ( $S_{TDS,st}$ ) sowie die Höhenlage der Anlage ( $h_{geo}$ ) benötigt. Der Lastfall 4 dient nicht der Bemessung des Belüftungssystems, sondern im Wesentlichen zur Sicherstellung einer ausreichenden verfahrenstechnischen Flexibilität bei sich ändernden Randbedingungen. Auf diesen Lastfall wird hier nicht eingegangen.

Der tägliche Sauerstoffverbrauch  $OV_d$  wird je Lastfall in den stündlichen Sauerstoffverbrauch  $OV_h$  umgerechnet. Hierfür sind für einige Lastfälle (Lastfall 2; gegebenenfalls Lastfall 3) Stoßfaktoren messtechnisch zu ermitteln oder anzunehmen. Die anzunehmenden Stoßfaktoren werden in 7.4.2 für einen erweiterten Bereich an Bemessungsschlammaltern, der sich aus dem erweiterten Bereich an Wassertemperaturen in anderen Klimazonen ergibt, aufgestellt. Bei intermittierenden und SBR-Anlagen muss der stündliche Sauerstoffverbrauch durch einen weiteren Bemessungsfaktor auf die belüfteten Phasen umgerechnet werden.

Anschließend ist die erforderliche Sauerstoffzufuhr  $SOTR$  je Lastfall zu ermitteln. Hierbei werden die Einflüsse des Wasserüberdrucks über den Tiefenfaktor  $f_d$ , der Wassertemperatur  $T_w$ , des atmosphärischen Luftdrucks  $p_{atm}$  und des Sauerstoffgehalts wie im Becken vorliegend  $C_x$  auf  $SOTR$  berücksichtigt. Bei der Berechnung von  $SOTR$  ist insbesondere zu beachten, dass für die Wassertemperatur  $T$  i. d. R. lastfallspezifische Annahmen getroffen werden. Der Einfluss von Salzen auf  $SOTR$  wird über die Korrekturfaktoren für die Sauerstoffsättigungskonzentration  $\beta_{st}$  und  $\beta_\alpha$  sowie die Korrekturfaktoren für den Belüftungskoeffizienten  $f_{s,st}$  und  $f_{s,\alpha}$  berücksichtigt. Die für Druckbelüftungssysteme anzuwendenden Salzkorrekturfaktoren werden in 7.4.3 näher erläutert. Der Grenzflächenfaktor sollte aktuellen wissenschaftlichen Erkenntnissen zufolge bei Druckbelüftungssystemen lastfallspezifisch in Abhängigkeit der Verfahrensvariante und des Reinigungsziels variiert werden (siehe 7.4.4).

Die weitere, detailliertere Bemessung von Druckbelüftungssystemen entspricht ohne zusätzliche Erweiterungen dem im Merkblatt DWA-M 229-1 (2017) beschriebenen Vorgehen. Sie wird hier im Überblick zusammengefasst, in der Beispielrechnung im Anhang jedoch nicht mehr behandelt. Es sei dahingehend auf die ausführlichen Beispielrechnungen für Belüftungssysteme im Merkblatt DWA-M 229-1 (2017) verwiesen.

Um die erforderliche Anzahl der Belüfterelemente zu ermitteln, ist zunächst eine Vorwahl der Belüfterelemente (Typ, Hersteller) zu treffen und es sind verschiedene produktspezifische Kenndaten vom Hersteller zu erfragen (z. B. maximale und minimale Luftbeaufschlagung pro Belüfterelement, Abgasungsfläche). Weiterhin werden Werte bzw. beaufschlagungsspezifische Kennlinien für die spezifische Standard-Sauerstoffausnutzung  $SSOTE$  bzw. die spezifische Standard-Sauerstoffzufuhr  $SSOTR$  von den betreffenden Belüfterelementen vom Hersteller benötigt. Für die Zwecke von Verfahrensvergleichen können typische Richtwerte auch dem Merkblatt DWA-M 229-1 (2017) entnommen werden. Für den maximalen Lastfall 2 kann mithilfe des  $SSOTE$  bzw.  $SSOTR$  der erforderliche Luftvolumenstrom unter Normbedingungen  $Q_{L,N,max}$  als Lastobergrenze des Systems berechnet werden. Die Anzahl der Belüfterelemente ist dann so anzusetzen, dass der erforderliche  $Q_{L,N,max}$  sicher abgedeckt werden kann. Für die gewählte Anzahl an Belüfterelementen ist anschließend für den minimalen Lastfall 3 der Nachweis zu erbringen, dass sich der  $Q_{L,N,min}$  im laut Hersteller zulässigen Beaufschlagungsbereich der verwendeten Belüfterelemente befindet. Liegt der  $Q_{L,N,min}$  außerhalb dieses Bereichs, können gegebenenfalls Belüfterelemente mit einem größeren zulässigen Beaufschlagungsbereich gewählt werden. Bei sehr großen Bereichen abzudeckender Lastfälle ist eine Anpassung des Belüftungskonzeptes an diese Erfordernisse in Erwägung zu ziehen. Mögliche Maßnahmen sind beispielsweise die Einrichtung von belüfteten/unbelüfteten Wechselzonen im Belebungsbecken oder die Umstellung des Verfahrens auf intermittierende Belüftung mit variabler Belüftungszeit.

Nach endgültiger Festlegung von Typ, Hersteller und Anzahl der Belüfterelemente lässt sich  $Q_{L,N}$  für alle vier Lastfälle berechnen. Zur Auslegung der Druckluftherzeuger wird  $Q_{L,N}$  dann in den Luftvolumenstrom im Ansaugzustand  $Q_1$  umgerechnet. Hierbei werden die Umgebungstemperatur, die relative Luftfeuchte und die Höhenlage der Anlage ( $h_{geo}$ ) berücksichtigt. Die Aggregate zur Druckluftherzeugung sind so auszuwählen, dass ihre Regelbereiche die ermittelten  $Q_1$ -Lastfälle bei höchstmöglicher Effizienz abdecken. Die Leistungsober- und die Leistungsuntergrenze der auszuwählenden Aggregate bemessen sich an den Lastfällen 2 und 3. Der durchschnittliche Jahresenergieverbrauch wird auf Grundlage von Lastfall 1 berechnet. Hierbei ist eine Annahme für den Sauerstofftrag  $SAE$  zu treffen. Richtwerte für den  $SAE$  von Druckbelüftungssystemen sind im Merkblatt DWA-M 229-1 (2017) zusammengestellt.

### 7.3.3 Ablauf der Bemessung von Oberflächenbelüftungssystemen

Das an die Anwendungsgrenzen dieses Themenbandes angepasste Vorgehen bei der Bemessung von Oberflächenbelüftungssystemen ist schematisch in Bild 7.2 dargestellt. Die Erweiterungen gegenüber der üblichen Bemessung in Deutschland sind fett hervorgehoben. Es wird auf die Abschnitte verwiesen, in denen die Erweiterungen näher erläutert werden.

Im Anhang B.3 wird die Bemessung eines Belüftungssystems anhand eines konkreten Berechnungsbeispiels für eine Belebungsanlage dargelegt.

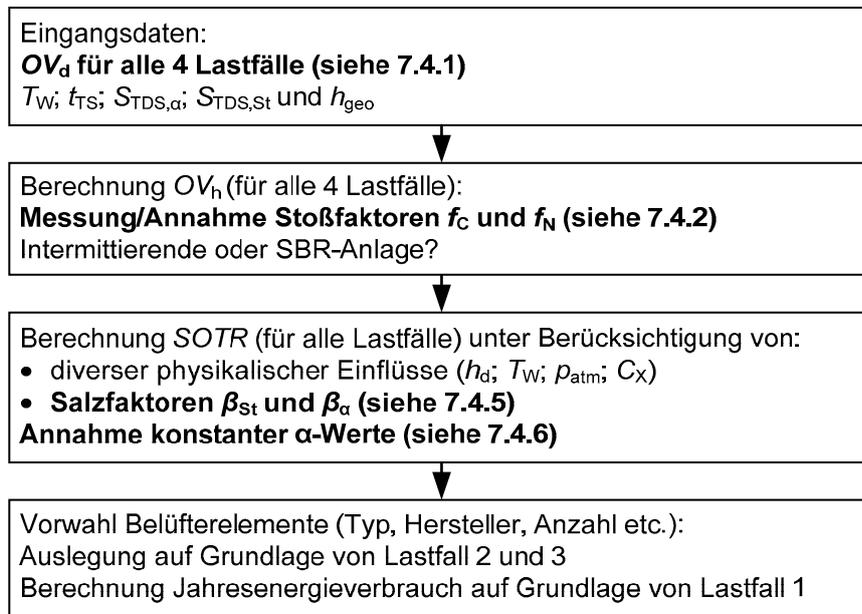


Bild 7.2: Ablauf der Bemessung von Oberflächenbelüftungssystemen

Bei der Bemessung von Oberflächenbelüftungssystemen sind die gleichen Eingangsdaten erforderlich wie bei der Bemessung von Druckbelüftungssystemen (siehe Abschnitt oben). Bei der Berechnung bzw. der Annahme der  $OV_d$ -Werte je Lastfall (siehe 7.4.1) und der Berechnung von  $OV_h$  (siehe 7.4.2) sind die entsprechenden Erweiterungen gegenüber der üblichen Bemessung in Deutschland zu beachten. Bei der Ermittlung von  $SOTR$  gibt es bei Oberflächenbelüftungssystemen im Vergleich zu Druckbelüftungssystemen zweierlei Unterschiede zu beachten: 1) Hinsichtlich des Einflusses von Salzen auf  $SOTR$  sind bei Oberflächenbelüftungssystemen lediglich die Korrekturfaktoren für die Sauerstoffsättigungskonzentration  $\beta_{st}$  und  $\beta_\alpha$  zu berücksichtigen. Die Salzkorrekturfaktoren für den Belüffungskoeffizienten  $f_{s,st}$  und  $f_{s,\alpha}$  sind nicht anzusetzen (siehe 7.4.5). 2) Die  $\alpha$ -Werte werden bei Oberflächenbelüftungssystemen lastfallunabhängig als konstante Werte angenommen (siehe 7.4.6).

Die Auswahl der Oberflächenbelüfter (Typ-, Hersteller, Anzahl etc.) erfolgt mithilfe der berechneten  $SOTR$ -Lastfälle. Die Leistungsober- und die Leistungsuntergrenze der auszuwählenden Aggregate bemessen sich an den Lastfällen 2 und 3. Der durchschnittliche Jahresenergieverbrauch bemisst sich auf Grundlage von Lastfall 1. Hierbei ist eine Annahme für den Sauerstofftrag  $SAE$  zu treffen. Hinweise zu den bei Oberflächenbelüftungssystemen anzusetzenden  $SAE$ -Werten können dem Merkblatt DWA-M 229-1 (2017) entnommen werden.

## 7.4 Erweiterung gegenüber der üblichen Bemessung in Deutschland

### 7.4.1 Bemessungslastfall Belebungsanlagen (Druck- und Oberflächenbelüftungssysteme)

Für die Auslegung von Belüftungssystemen sind zunächst die stündlichen Sauerstoffverbräuche  $OV_h$  für die verschiedenen Lastfälle zu berechnen. Als wesentliche Eingangsparameter zur Berechnung werden die täglichen Sauerstoffverbräuche  $OV_d$  für die Kohlenstoffelimination, die Nitrifikation sowie die Sauerstoffrückgewinnung aus der Denitrifikation benötigt. Die  $OV_d$ -Werte unterscheiden sich von Lastfall zu Lastfall. Zur Ermittlung der  $OV_d$ -Werte muss die gesamte in Abschnitt 6 beschriebene Berechnung von Belebungsanlagen deswegen für jeden Lastfall separat durchgeführt werden.

Der in Abschnitt 6 beschriebene Bemessungslastfall basiert auf der Annahme, dass die Reinigungsanforderungen im Tagesmittel einzuhalten sind. Dementsprechend wird mit mittleren Schmutzfrachten und Wassertemperaturen im Belebungsbecken gerechnet. Die sich ergebenden  $OV_d$ -Werte sind deswegen ebenfalls als Jahresmittelwerte zu verstehen und bilden die Eingangsparameter für den Lastfall 1.

Zur Berechnung der  $OV_d$ -Werte für den Lastfall 2 muss das in Abschnitt 6 beschriebene Vorgehen erneut mit maximalen maßgebenden Frachten (maximale 2- bzw. 4-Wochenmittel oder Tagesfrachten, die an 85 % der Tage erreicht oder unterschritten wurden) bei einer maximalen maßgebenden Wassertemperatur berechnet werden.

Der Lastfall 3 kann auf Grundlage der endogenen Atmung im Jahresmittel bei einer mittleren Wassertemperatur und damit mit den gleichen Eingangsparametern wie Lastfall 1 berechnet werden. Nach den Empfehlungen des Merkblattes DWA-M 229-1 (2017) ist der Lastfall 3 für Anlagen mit einem signifikanten, auch in den Nachtstunden zufließenden Frachtanteil auf Grundlage minimaler  $OV_d$ -Werte und minimaler Stoßfaktoren  $f_{C,min}$  und  $f_{N,min}$  zu berechnen. In diesem Fall muss das in Abschnitt 6 beschriebene Vorgehen erneut mit minimalen Frachten bei Wassertemperaturen im Winter berechnet werden.

Es wird hier ausdrücklich darauf hingewiesen, dass sich der in diesem Themenband beschriebene Bemessungslastfall von dem des Arbeitsblatts DWA-A 131 (2016) unterscheidet: Der im Arbeitsblatt DWA-A 131 beschriebene Bemessungslastfall basiert auf maßgebenden Frachten im Zulauf (maximale 2- bzw. 4-Wochenmittel oder Tagesfrachten, die an 85 % der Tage erreicht oder unterschritten wurden). Die  $OV_d$ -Werte des dort beschriebenen Bemessungslastfalls bilden die Eingangsparameter für den Lastfall 2.

### 7.4.2 Stoßfaktoren $f_c$ und $f_N$ für höhere und tiefere Bemessungsschlammalter (Druck- und Oberflächenbelüftungssysteme)

Zur Berechnung des stündlichen Sauerstoffverbrauchs des Lastfalls 2 sind die Stoßfaktoren  $f_c$  und  $f_N$  anzusetzen. Der Stoßfaktor  $f_c$  stellt das Verhältnis des Sauerstoffverbrauchs für Kohlenstoffelimination in der Spitzenstunde zum durchschnittlichen Sauerstoffverbrauch dar. Der Stoßfaktor  $f_N$  stellt das Verhältnis des Sauerstoffverbrauchs für die Nitrifikation in der Spitzenstunde zum durchschnittlichen Sauerstoffverbrauch dar. Die Werte für den Stoßfaktor  $f_c$  sind in Abhängigkeit des Bemessungsschlammalters in Tabelle 7 des Arbeitsblattes DWA-A 131 (2016) dargestellt. Der Stoßfaktor  $f_N$  sollte vorzugsweise entsprechend den Vorgaben des Arbeitsblattes DWA-A 131 (2016) messtechnisch ermittelt werden. Allenfalls hilfsweise können auch die Tabellenwerte angesetzt werden.

In warmen und kalten Klimazonen ergeben sich Bemessungsschlammalter, die über den in der oben benannten Tabelle angegebenen Bereich an Schlammaltern hinausgehen (siehe Abschnitt 6, Belebungsanlagen). Die Werte für  $f_c$  und  $f_N$  wurden dementsprechend für höhere und tiefere Bemessungsschlammalter erweitert und können Tabelle 7.1 entnommen werden.

Tabelle 7.1: Stoßfaktoren für den Sauerstoffverbrauch

| Stoßfaktor  | Schlammalter (d) |     |      |     |     |      |     |      |
|---|------------------|-----|------|-----|-----|------|-----|------|
|   | 2                | 4   | 6    | 8   | 10  | 15   | 25  | 35   |
| $f_c$   | 1,4              | 1,3 | 1,25 | 1,2 | 1,2 | 1,15 | 1,1 | 1,05 |
| $f_N^{*1}$<br>für $B_{d,CSB,Z} \leq 2.400 \text{ kg/d}$ | 2,4              | 2,4 | 2,4  | 2,4 | 2,4 | 2,0  | 1,5 | 1,1  |
| $f_N^{*1}$<br>für $B_{d,CSB,Z} > 12.000 \text{ kg/d}$   | 2,4              | 2,4 | 2,2  | 2,0 | 1,8 | 1,5  | 1,3 | 1,1  |
| ANMERKUNG   |                  |     |      |     |     |      |     |      |
| *) hilfsweise, wenn keine Messwerte für $f_N$ vorliegen |                  |     |      |     |     |      |     |      |

### 7.4.3 Salzkorrekturterme (Druckbelüftungssysteme)

Mit steigender Salzkonzentration sinkt die Sättigungskonzentration von Sauerstoff in Wasser. Dieser Effekt wird in den Bemessungsvorgaben nach Merkblatt DWA-M 229-1 (2017) durch den  $\beta$ -Wert berücksichtigt. Ergänzend hierzu sollte bei hohen Salzkonzentrationen allerdings zwischen zwei unterschiedlichen  $\beta$ -Werten unterschieden werden:

Die unter Betriebsbedingungen vorliegende Salzkonzentration  $S_{TDS,\alpha}$  reduziert den unter Betriebsbedingungen vorliegenden Sauerstoffsättigungswert. Mit der Berücksichtigung des  $\beta$ -Werts unter Betriebsbedingungen  $\beta_\alpha$  wird diesem Effekt bei der Bemessung Rechnung getragen und die erforderliche Sauerstoffzufuhr  $SOTR$  wird auf eine Salzkonzentration von 0 g/l umgerechnet. Den Herstellern von Belüfterelementen ist die Leistung des von ihnen angebotenen Systems i. d. R. allerdings nicht bei einer Salzkonzentration von 0 g/l, sondern bei einer Salzkonzentration entsprechend Leitungswasser bekannt. Dieser hier als  $S_{TDS,st}$  bezeichnete Wert variiert örtlich, ist für gewöhnlich jedoch  $< 1 \text{ g/l}$ . Die erforderliche Sauerstoffzufuhr  $SOTR$  wird über den  $\beta$ -Wert in Leitungswasser  $\beta_{st}$  auf diese Bedingungen umgerechnet.

Die meisten Salze beeinträchtigen nicht nur die Sauerstoffsättigungskonzentration, sondern führen bei feinblasigen Druckbelüftungssystemen auch zu einer erheblichen Verbesserung des Belüftungskoeffizienten (siehe Merkblatt DWA-M 209 2007, ASCE 2007). WAGNER & SANDER (2015) beobachteten auf einer kommunalen Belebungsanlage in Küstennähe, dass dieser förderliche Effekt für die Leistungsfähigkeit von Druckbelüftungssystemen nicht nur in Reinwasser, sondern auch in Belebtschlamm auftreten kann. Die bei der Bemessung von feinblasigen Druckbelüftungssystemen anzunehmenden  $\alpha$ -Werte sollten bei erhöhten Salzkonzentrationen in Belebtschlamm deswegen mit dem Salzkorrekturfaktor für den Belüftungskoeffizienten  $f_s$  multipliziert werden. Analog zum Vorgehen beim  $\beta$ -Wert ist bei  $f_s$  zwischen dem Salzkorrekturfaktor für den Belüftungskoeffizienten unter Betriebsbedingungen  $f_{s,\alpha}$  und dem Salzkorrekturfaktor für den Belüftungskoeffizienten in Leitungswasser gemäß Herstellerangaben  $f_{s,st}$  zu unterscheiden. Vorsicht: Der beschriebene förderliche Effekt von Salzen auf den Belüftungskoeffizienten tritt nicht bei grobblasigen Druckbelüftungssystemen auf!

Bei Salzgehalten im Abwasser von  $S_{TDS,\alpha} \geq 2 \text{ g/l}$  sollte die erforderliche Sauerstoffzufuhr  $SOTR$  bei feinblasigen Druckbelüftungssystemen nach der folgenden Gleichung berechnet werden:

$$SOTR = \frac{f_d \cdot \beta_{st} \cdot C_{S,20} \cdot f_{s,st}}{\alpha \cdot f_{s,\alpha} \cdot \left( f_d \cdot \beta_\alpha \cdot C_{S,T} \cdot \frac{p_{atm}}{1.013} - C_X \right) \cdot \theta^{(T_W-20)}} \cdot OV_h \quad (\text{kg O}_2/\text{h}) \quad (7.1)$$

Bei grobblasigen Druckbelüftungssystemen dürfen die Salzfaktoren  $f_{s,\alpha}$  und  $f_{s,st}$  nicht berücksichtigt werden.

Für die Salzkorrekturfaktoren der Sauerstoffsättigungskonzentration in Leitungswasser  $\beta_{st}$  sowie unter Betriebsbedingungen  $\beta_\alpha$  gilt:

$$\beta_{st} = 1 - 0,01 \cdot S_{TDS,st} \quad (-) \quad (7.2)$$

$$\beta_\alpha = 1 - 0,01 \cdot S_{TDS,\alpha} \quad (-) \quad (7.3)$$

Für die Salzkorrekturfaktoren des Belüftungskoeffizienten in Leitungswasser  $f_{s,st}$  sowie unter Betriebsbedingungen  $f_{s,\alpha}$  gilt:

$$f_{s,st} = 1 + 0,08 \cdot S_{TDS,st} \quad (-) \quad (7.4)$$

$$f_{s,\alpha} = 1 + 0,08 \cdot S_{TDS,\alpha} \quad (-) \quad (7.5)$$

Die Gleichung für  $f_{s,\alpha}$  gilt bis zu einer Konzentration  $S_{TDS,\alpha}$  von 10 g/l. Bei  $S_{TDS,\alpha} > 10$  g/l ist  $f_{s,\alpha}$  mit 1,8 anzusetzen. Sämtliche Salzkorrekturfaktoren sollten ab einem Salzgehalt im Abwasser  $S_{TDS,\alpha} > 2$  g/l zur Anwendung gelangen. Bei geringeren Konzentrationen ist der Einfluss des Salzes auf den Sauerstoffsättigungswert und auf den Belüftungskoeffizienten zu vernachlässigen.

Die Salzkorrekturterme  $f_{s,\alpha}$  und  $f_{s,st}$  dürfen nur zur Anwendung gelangen, wenn sämtliche der folgenden Anforderungen erfüllt sind:

- Der förderliche Effekt von Salzen auf den Belüftungskoeffizienten kommt lediglich zum Tragen, wenn keine weiteren oberflächenaktiven Substanzen wie beispielsweise Tenside in signifikanten Konzentrationen im Ablauf und im Belebtschlamm gelöst vorliegen. Bei Anlagen, deren gewünschte Reinigungsleistung nicht dauerhaft sicher eingehalten werden kann, ist diese Bedingung nicht gewährleistet. Die Salzkorrekturterme dürfen deswegen nur zur Anwendung gelangen, wenn die gewünschte Reinigungsleistung der Anlage sicher eingehalten wird und ein stabiler Betrieb gewährleistet werden kann.
- Die aufgeführten Gleichungen für  $f_{s,\alpha}$  und  $f_{s,st}$  sind aus Untersuchungen mit Meerwasser (hauptsächlich NaCl) abgeleitet und können deswegen nur zur Anwendung gelangen, wenn die erhöhten Salzkonzentrationen im Anlagenzulauf im Wesentlichen auf den Einfluss von Meersalz zurückzuführen sind. Bei anderen Salzen kann  $f_s$  in Abhängigkeit von  $S_{TDS}$  einen anderen funktionalen Verlauf als durch die Gleichungen beschrieben annehmen. Einige Salze weisen auch gar keinen Effekt auf den Belüftungskoeffizienten auf (siehe ZLOKARNIK 1980, CRAIG et al. 1993).
- Die Salzkorrekturterme  $f_{s,\alpha}$  und  $f_{s,st}$  gelten lediglich für kommunale Abwässer. Da der Ablauf von Industrieabwasserbehandlungsanlagen häufig erhebliche Konzentrationen an oberflächenaktiven Substanzen aufweist und sich die dort vorkommenden Salze häufig deutlich von Meersalz (oder NaCl) unterscheiden, können die Salzkorrekturterme hier nicht zur Anwendung gelangen.

Können nicht alle aufgeführten Anforderungen erfüllt werden, sollten die Salzkorrekturterme  $f_{s,\alpha}$  und  $f_{s,st}$  nicht zur Anwendung gelangen. Im Zweifel sind messtechnische Untersuchungen zur genaueren Quantifizierung des Einflusses der betreffenden Salze unter den jeweiligen Bedingungen auf den Belüftungskoeffizienten durchzuführen.

#### 7.4.4 Annahme von $\alpha$ -Werten (Druckbelüftungssysteme)

Nach Merkblatt DWA-M 229-1 (2017) und DWA-A 131 (2016) sind Belüftungssysteme für verschiedene Lastfälle auszulegen. GÜNKEL-LANGE (2013) empfiehlt, auch die bei der Bemessung von Belüftungssystemen anzunehmenden  $\alpha$ -Werte je nach Lastfall zu variieren. Ursache dafür ist, dass die niedrigsten  $\alpha$ -Werte zu belastungsstarken Zeiten und die höchsten  $\alpha$ -Werte zu belastungsschwachen Zeiten auftreten. Die  $\alpha$ -Werte sind weiterhin in Abhängigkeit der angewendeten Variante des Belebungsverfahrens und des Reinigungsziels zu variieren. Diese Variabilität des  $\alpha$ -Werts ist nur bei der Bemessung feinblasiger Druckbelüftungssysteme vorzunehmen.

Sofern keine weiteren relevanten Planungsdaten für die Festlegung der  $\alpha$ -Werte vorliegen, wird bei der Bemessung von feinblasigen Druckbelüftungssystemen die Anwendung der in Tabelle 7.2 aufgeführten  $\alpha$ -Werte empfohlen. Für den mittleren Lastfall ist der mittlere  $\alpha$ -Wert ( $\alpha_{\text{mittel}}$ ), für den maximalen Lastfall der minimale  $\alpha$ -Wert ( $\alpha_{\text{min}}$ ) und für den minimalen Lastfall der maximale  $\alpha$ -Wert ( $\alpha_{\text{max}}$ ) anzusetzen.

Tabelle 7.2:  $\alpha$ -Werte für feinblasige Druckbelüftungssysteme in Abhängigkeit des Behandlungsverfahrens und des Reinigungsziels je Bemessungslastfall (GÜNKEL-LANGE 2013)

| Verfahrensvariante  | $\alpha_{\text{mittel}}$<br>(mittlerer Lastfall 1) | $\alpha_{\text{min}}$<br>(maximaler Lastfall 2) | $\alpha_{\text{max}}$<br>(minimaler Lastfall 3) |
|---|--|---|---|
| kontinuierlich betriebene Denitrifikation<br>(simultan, intermit, altern., vorgesch.) | 0,75   | 0,60  | 0,85  |
| SBR-Verfahren zur Stickstoffelimination   | 0,65   | 0,50  | 0,80  |
| simultane aerobe Stabilisierung   | 0,80   | 0,70  | 0,90  |
| Kohlenstoffelimination  | 0,50   | 0,35  | 0,60  |

Es bleibt zu erwähnen, dass die Festlegung des  $\alpha$ -Wertes grundsätzlich dem Planer obliegt. Bei der Festlegung des konkreten Wertes sind neben den verfahrenstechnischen Randbedingungen, wie Schlammalter und Feststoffgehalt im Belebungsbecken, auch die Abwassercharakteristik sowie die Alterung der Belüfterelemente zu berücksichtigen. Sofern konkrete Betriebserfahrungen über Veränderungen des  $\alpha$ -Wertes im Laufe der Betriebszeit vorliegen, sollte dieser Einfluss in einem gesonderten Lastfall Berücksichtigung finden.

#### 7.4.5 Salzkorrekturterme (Oberflächenbelüftungssysteme)

Mit steigender Salzkonzentration sinkt die Sättigungskonzentration von Sauerstoff in Wasser unabhängig von der Art des Belüftungssystems. Auch bei Oberflächenbelüftungssystemen sind deswegen die Salzkorrekturfaktoren der Sauerstoffsättigungskonzentration  $\beta_{\text{St}}$  und  $\beta_{\alpha}$  (siehe 7.4.3) anzusetzen. Da der förderliche Effekt von Salzen auf den Belüftungskoeffizienten nur bei feinblasigen Druckbelüftungssystemen auftreten kann, dürfen die Salzkorrekturfaktoren des Belüftungskoeffizienten bei Oberflächenbelüftungssystemen nicht angesetzt werden. Für die Berechnung von  $SOTR$  bei Oberflächenbelüftungssystemen gilt somit:

$$SOTR = \frac{f_d \cdot \beta_{\text{St}} \cdot C_{\text{S},20}}{\alpha \cdot (f_d \cdot \beta_{\alpha} \cdot C_{\text{S},T} \cdot \frac{p_{\text{atm}}}{1,013} - C_{\text{X}}) \cdot \theta^{(T_{\text{W}}-20)}} \cdot OV_{\text{h}} \quad (\text{kg O}_2/\text{h}) \quad (7.6)$$

Für die Salzkorrekturfaktoren der Sauerstoffsättigungskonzentration in Leitungswasser  $\beta_{St}$  sowie unter Betriebsbedingungen  $\beta_{\alpha}$  gilt gemäß den Gleichungen (7.2) und (7.3):

$$\beta_{St} = 1 - 0,01 \cdot S_{TDS,St} \quad (-) \quad (7.7)$$

$$\beta_{\alpha} = 1 - 0,01 \cdot S_{TDS,\alpha} \quad (-) \quad (7.8)$$

Die Salzkorrekturfaktoren  $\beta_{St}$  und  $\beta_{\alpha}$  sollten ab einem Salzgehalt im Abwasser  $S_{TDS,\alpha} > 2$  g/l zur Anwendung gelangen. Bei geringeren Konzentrationen ist der Einfluss des Salzes auf den Sauerstoffsättigungswert zu vernachlässigen.

#### 7.4.6 Annahme von $\alpha$ -Werten (Oberflächenbelüftungssysteme)

Bei Oberflächenbelüftungssystemen wird üblicherweise ein lastfallunabhängiger, konstanter  $\alpha$ -Wert zwischen 0,90 bis 0,95 unter günstigen Bedingungen auch bis zu 1,0 angenommen.

### 7.5 Planerische und betriebliche Aspekte

Bei der Planung und dem Betrieb von Belüftungssystemen in anderen klimatischen Regionen gilt es, verschiedenen konstruktiven Gesichtspunkten Beachtung zu schenken, die im mitteleuropäischen Raum eher eine untergeordnete Rolle spielen.

Allgemein gilt sowohl für kalte als auch für warme Klimazonen:

- Bei Anlagen mit Druckbelüftungssystemen sind bei hohen Salzkonzentrationen geringere Belegungsichten und Luftvolumenströme erforderlich. Hieraus ergibt sich eine geringere Durchmischungsintensität des Belebungsbeckens aufgrund der Belüftung. Bei derartigen Anlagen ist auf die Durchmischung des Beckens deswegen besonders zu achten. Gegebenenfalls sind die betreffenden Becken mit zusätzlichen Rührwerken zu versehen.
- Durch Belüftungssysteme können vom Belebungsbecken (unter Umständen gesundheitsgefährdende) Aerosole austreten. Bei Oberflächenbelüftern können in der Nähe des Belüfters hohe Keimzahlen in der Luft auftreten. Da die erzeugten Teilchen (Tröpfchen) aber groß sind, werden sie jedoch nicht weit transportiert und sinken rasch ab. Bei Druckbelüftung entstehen sehr kleine Teilchen (Aerosole); diese sinken langsam ab und werden daher weiter verbreitet. Bei erhöhtem Gefährdungspotenzial sind konstruktiv entsprechende Vorkehrungen zu treffen. Bei Oberflächenbelüftern können die Brückenwangen bis zur Wasseroberfläche heruntergezogen oder sogenannte Aerosolsperren installiert werden. Belebungsbecken mit Druckbelüftung können abgedeckt werden.
- Hersteller von Belüftungssystemen sollten unbedingt frühzeitig in die Planung einbezogen werden.
- Zwischen der Wassertemperatur und dem  $\alpha$ -Wert besteht aus heutiger Sicht kein Zusammenhang. Der  $\alpha$ -Wert ist unabhängig von der Wassertemperatur.
- Bei Druckluftbelüftungssystemen müssen Kondensatablässe vorgesehen werden, da die Druckluft in den Leitungen im Wasser abkühlt und Wasser abgegeben wird.
- Bei der Außenaufstellung von Druckluftherzeugern sollten unbedingt die resultierenden Schallemissionen beachtet werden.

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

- Bei einer Außenaufstellung ist eine Heizung unter den Schallhauben der Druckluftheizer zu installieren.
- Zur Vermeidung von Schäden ist bei Kreisellüftern darauf zu achten, dass durch Eisbildung keine Unwuchten an der Kreisellwelle entstehen.
- Walzenlüfter bestehen aus einer horizontalen Hohlwelle mit daran befestigten Flachstäben, die sternförmig an der Welle angeordnet sind. Insbesondere bei starkem Frost ist darauf zu achten, dass die Flachstäbe von Walzenlüftern nicht durch Eis beschädigt werden.
- Für die Kühlluft der Motoren von Druckluftheizern ist eine Möglichkeit zur Temperierung zu empfehlen, weil es sonst bei sehr niedrigen Außentemperaturen zu unerwünschten Nebeneffekten an stillstehenden Aggregaten (z. B. zu niedriger Öltemperatur) oder zu Frostschäden innerhalb der Gebläsestation kommen kann.

In **klimatisch warmen Regionen** mit einem Wassertemperaturbereich von mehr als 25 °C und dementsprechend hohen Lufttemperaturen ist auf Folgendes zu achten:

- Bei nur auf Kohlenstoffelimination bemessenen Anlagen kann bei hohen Wassertemperaturen gegebenenfalls eine Nitrifikation stattfinden, sodass dann ein erhöhter Sauerstoffverbrauch vorliegt, der durch das Lüftungssystem abgedeckt werden muss.
- Bei Druckluftlüftungssystemen ist in warmen Klimazonen darauf zu achten, dass die Motoren der Druckluftheizer ausreichend dimensioniert sind und die Gebläse selbst entweder in einem Gebläsehaus stehen oder bei einer Außenaufstellung zumindest ein Wetterdach vorgesehen wird.
- Bei Gefahr von Sandstürmen sollten sogenannte Sandfallen in den Ansaugschächten der Gebläsehäuser vorgesehen werden.
- Um Schäden an den Lüfterelementen zu vermeiden, sollte bei sehr hohen Wassertemperaturen darauf geachtet werden, dass die Temperatur der Druckluft an den Lüfterelementen 60 °C nicht überschreitet.
- Hinsichtlich der Dauertemperaturbeständigkeit bei Membranlüfterelementen und  $T_w \geq 30$  °C liegen derzeit keine ausreichenden Erfahrungen vor.
- Die Prozessluft der Druckluftheizer sollte möglichst kühl angesaugt werden, weil sich dadurch die Energieeffizienz des Verdichtungsprozesses erhöht. Eine um 10 °C niedrigere Ansaugtemperatur führt zu einer um 3 % reduzierten Leistungsaufnahme. Das direkte Ansaugen von Außenluft ist deshalb für die Prozessluft eine günstige Variante.
- Die zulässige Motortemperatur von Druckluftheizern liegt üblicherweise bei 40 °C. Insbesondere bei hohen Außentemperaturen sollte deswegen auf ein zuverlässiges Kühlluftsystem, zur Vermeidung unzulässig hoher Motortemperaturen, geachtet werden.
- Mit steigenden Wassertemperaturen steigt der Sauerstoffverbrauch bezogen auf das Belebungsbeckenvolumen. Dies macht insbesondere bei tiefen Becken hohe Belegungsdichten an Lüfterelementen auf dem Beckenboden erforderlich, die aus Platzmangel gegebenenfalls nicht mehr realisiert werden können. In solchen Fällen sollte eine Verringerung der Beckentiefe in Erwägung gezogen werden. Auf diese Weise kann die Fläche des Beckens erhöht und die Belegungsdichte verringert werden (GÜNKEL & WAGNER 2012).

## 7.6 Kostenverursachende Größen

Das Belüftungssystem von Belebungsanlagen ist der größte Energieverbraucher auf einer Kläranlage. Je nach verfahrenstechnischer Auslegung einer Belebungsanlage entfallen zwischen 50 % und 80 % des Gesamtenergiebedarfs der Abwasserreinigung auf die Belüftung. Daher kommt der Überwachung und dem Betrieb einer energieeffizienten Belüftung nicht nur bei der erstmaligen Erstellung einer Belebungsanlage, sondern zunehmend auch bei anstehenden Reinvestitionsmaßnahmen eine große Bedeutung zu.

Die Bau- und Betriebskosten von Belüftungssystemen werden im Wesentlichen durch nachfolgend benannte Größen beeinflusst. Sofern nicht anders angegeben, sind die Hinweise dem Merkblatt DWA-M 229-1 (2017) entnommen:

- Bei den in Deutschland bekannten Belüftungssystemen kann bezüglich der Wassertemperatur keines mit einem Vorteil noch mit einem Nachteil beschrieben werden. Druckbelüftungssysteme weisen aufgrund des höheren Sauerstofftrags geringere Energiekosten auf; Oberflächenbelüftungssysteme haben Vorteile hinsichtlich der Anschaffungs- und Wartungskosten.
- Bei Druckbelüftungssystemen nimmt die Sauerstoffausnutzung mit der abgasenden Fläche zu. Auf vielen Anlagen wird die Belegungsdichte deswegen heutzutage höher realisiert als dies zur Abdeckung des maximalen Lastfalls erforderlich wäre. Die höheren Investitionen für die zusätzliche Anschaffung von Belüfterelementen und Rohrleitungen werden durch die geringeren Energiekosten häufig nach kurzer Zeit amortisiert. Voraussetzung für diese Maßnahme ist die Verwendung hochwertiger Belüfterelemente, die auch bei geringer Luftbeaufschlagung auf der gesamten perforierten Fläche abgasen.
- Die auf dem Markt erhältlichen Belüfterelemente weisen hinsichtlich ihrer Gebrauchseigenschaften große Unterschiede auf. Das verwendete Material und die Materialverarbeitung haben großen Einfluss auf die Härte der Membran, die Reißfestigkeit, -dehnung, den Weiterreißwiderstand und die Beständigkeit gegen chemische Angriffe sowie die am Belüfterelement vorliegende Temperatur. Bei Belüfterelementen aus EPDM (Ethylen-Propylen-Dien-Terpolymer) sind zudem das durch mikrobielle Abbauprozesse verursachte Herauslösen der in diesem Material vorhandenen Weichmacher und die dadurch eintretende Versprödung („Alterung“) zu berücksichtigen. Es werden auch „weichmacherarme“ EPDM-Membranen angeboten, für die aber nur wenige Langzeit-Betriebserfahrungen vorliegen (Loock 2009). Insgesamt lässt sich sagen, dass die Auswahl der Belüfterelemente immer dem tatsächlichen Anwendungsfall angepasst werden sollte. Die längere Lebensdauer im Betrieb kann die höheren Anschaffungskosten von hochwertigeren Belüfterelementen häufig rechtfertigen.
- In Abhängigkeit von der vorhandenen Einblastiefe und des erforderlichen Luftvolumenstroms kommen auf Abwasserbehandlungsanlagen unterschiedliche Typen von Druckluftherzeugern zum Einsatz. Die erhältlichen Aggregate weisen zum Teil erhebliche Unterschiede hinsichtlich des elektrischen Wirkungsgrads auf. Zur Optimierung der Energiekosten ist deswegen auch die Auswahl der Druckluftherzeuger stets dem tatsächlichen Anwendungsfall anzupassen.
- Rohrleitungen und Armaturen sind so zu dimensionieren und zu installieren, dass der Druckverlust des gesamten Leitungssystems, d. h. von den Druckluftherzeugern bis zu den Belüfterelementen, einen Wert von 40 hPa bis 50 hPa nicht überschreitet. Die Baukosten der Rohrleitungen werden auch wesentlich durch die Entfernung zwischen dem Aufstellungsort der Druckluftherzeuger und dem Belebungsbecken beeinträchtigt.
- Die Effizienz von Oberflächenbelüftern ist von der Eintauchtiefe und damit vom Wasserstand im Belebungsbecken abhängig. Hinsichtlich der Ausbildung eines günstigen Strömungsverhaltens spielt auch die Beckengeometrie eine entscheidende Rolle.

## 8 Tropfkörperanlagen

### 8.1 Einleitung und Anwendungsbereich

Tropfkörper zählen zu den energetisch günstigen biologischen Abwasserreinigungsverfahren. Sie zeichnen sich durch eine einfache Betriebsführung und geringen Wartungsaufwand sowie durch geringen Verschleiß bzw. eine hohe Lebensdauer der Anlagenkomponenten aus. Somit sind Tropfkörper vor allem in Regionen, in denen der Aufbau von Abwasserreinigungssystemen erst beginnt oder wo keine sicher belastbare Energieversorgung, aber ausreichendes hydraulisches Gefälle besteht, geeignet.

Tropfkörper können sowohl das Reinigungsziel der Kohlenstoffelimination als auch der Nitrifikation erfüllen. Anlagenkonfigurationen mit Einbindung von Tropfkörpern für das Reinigungsziel der Stickstoffelimination, einschließlich der Denitrifikation, werden in 8.4.3 dargestellt.

International existiert eine Vielzahl von Regelwerken zur Bemessung von Tropfkörpern (ATV-DWWK-A 281 2001, U.S. EPA 832-F-00-014 2000, U.S. EPA 832-F-00-015 2000, EN 12255-7 2002-04), die unter jeweils landesbezogenen Randbedingungen entwickelt worden sind. Bislang stellt vor allem die Abwassertemperatur den limitierenden Faktor bei der Anwendung dieser Regelwerke unter jeweils anderen klimatischen Bedingungen dar. Findet die Abwassertemperatur keine oder nur eine unzureichende Berücksichtigung, kommt es i. d. R. zu einer Über- oder Unterdimensionierung der Tropfkörper.

Die folgenden Bemessungsempfehlungen zielen daher auf eine internationale Anwendbarkeit, die unter anderem durch die Berücksichtigung der Abwassertemperatur sowie der im Ausland verbreiteten Überwachungsmethode mittels Tagesmischproben erreicht wird. In 8.3 werden Grundlagen des Tropfkörpers als Biofilmverfahren, die Bemessung für unterschiedliche Reinigungsziele, das zugehörige Sicherheitskonzept sowie die Berechnung der prozessrelevanten Ein- und Ausgangsparameter, wie z. B. Überschussschlammanfall oder Säurekapazitätsverbrauch, dargelegt.

Ergänzend werden in 8.4 planerische und betriebliche Hinweise zu Tropfkörperkomponenten und zugehörige Vor- und Nachbehandlungsverfahren gegeben. Es werden betriebliche Störeinflüsse charakterisiert und zugehörige Lösungsvorschläge dargestellt (siehe 8.4.8). Abschließend werden in 8.5 kostenrelevante Prozessgrößen und Vorschläge zur Kostenoptimierung skizziert.

### 8.2 Verfahrensspezifische Formelzeichen

Die für die Bemessung von Tropfkörpern erforderlichen verfahrensspezifischen Kurzzeichen sind nachfolgend aufgeführt. Allgemeine Kurzzeichen und Abkürzungen sind in Abschnitt 2 zusammengestellt.

| Kurzzeichen     | Einheit   | Bezeichnung                                      | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch                       |
|-----------------|-----------|--|-----------------------|---|
| $a$             | -         | Anzahl der Drehsprengerarme                      | $a$                   | number of distributor arms                  |
| $A_{spez}$      | $m^2/m^3$ | spezifische Füllmaterialoberfläche               | $A_{spes}$            | specific surface area of the filter media   |
| $A_{TK}$        | $m^2$     | Tropfkörperoberfläche                            | $A_{TF}$              | cross section area of the trickling filter  |
| $B_{d,CSB,hom}$ | kg/d      | Tagesfracht des CSB in der homogenisierten Probe | $L_{d,COD,hom}$       | daily load of COD in the homogenised sample |

| Kurzzeichen       | Einheit  | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch   |
|-------------------|--|---|-----------------------|---|
| $B_{d,CSB,filtr}$ | kg/d   | Tagesfracht des CSB in der filtrierten Probe  | $L_{d,COD,filtr}$     | daily load of COD in the filtered sample (0.45 $\mu$ m membrane filter) |
| $B_{d,N}$         | kg/d   | Tagesfracht des Gesamtstickstoffs   | $L_{d,N}$             | daily load of total nitrogen  |
| $B_{d,NH_4}$      | kg/d   | Tagesfracht des Ammoniumstickstoffs   | $L_{d,NH_4}$          | daily load of ammonia nitrogen  |
| $C_{CSB}$         | mg/l   | Konzentration des CSB in der homogenisierten Probe  | $C_{COD}$             | concentration of COD in the homogenised sample                          |
| $C_N$             | mg/l   | Konzentration des Gesamtstickstoffs in der homogenisierten Probe als Stickstoff   | $C_N$                 | concentration of total nitrogen in the homogenised sample as nitrogen   |
| $h_v$             | m  | vertikale Entfernung von der Füllmaterialoberfläche   | $h_v$                 | vertical distance to filter surface                                     |
| $h_{TK}$          | m  | Füllmaterialhöhe des Tropfkörpers   | $h_{TF}$              | filter media depth of the trickling filter                              |
| $h_\epsilon$      | m  | Höhe eines Tropfkörpersegments  | $h_\epsilon$          | height of a filter segment  |
| $j_{N,max}(10)$   | gN/(m <sup>2</sup> ·d)                             | maximale flächenbezogene Nitrifikationsleistung bei $T_W = 10$ °C   | $j_{N,max}(10)$       | maximum areal nitrification rate at $T_W = 10$ °C                       |
| $k$               | -  | Faktor zur Berücksichtigung eines lückenhaften Biofilms   | $k$                   | factor for „patchy“ biofilm growth                                      |
| $k_{20}$          | (m <sup>3</sup> /(h·m <sup>2</sup> )) <sup>n</sup> | Abwasser- und Füllmaterialabhängige Konstante für die Reinigungsleistung  | $k_{20}$              | treatability coefficient depending on wastewater and filter material    |
| $n$               | -  | hydraulischer Koeffizient (8.3.4)   | $n$                   | hydraulic coefficient (8.3.4)   |
| $n$               | U/min  | Umdrehungen des Drehsprengers pro Minute (8.3.8)  | $n$                   | distributor system speed (8.3.8)  |
| $N$               | mg/l   | Sättigungsfaktor für NH <sub>4</sub> -N   | $N$                   | NH <sub>4</sub> -N saturation factor                                    |
| $q_A$             | m <sup>3</sup> /(m <sup>2</sup> ·h) bzw. m/h       | Oberflächenbeschickung  | $q_A$                 | areal hydraulic load  |
| $q_p$             | m/h  | Oberflächenbeschickung eines Lamellenklärbeckens; Oberfläche entspricht der horizontal projizierten Fläche der Lamellen | $q_p$                 | areal hydraulic load of a lamella sedimentation tank                    |
| $Q_R$             | m <sup>3</sup> /h                                  | Volumenstrom der internen Rezirkulation   | $Q_R$                 | flow of the internal recirculation                                      |

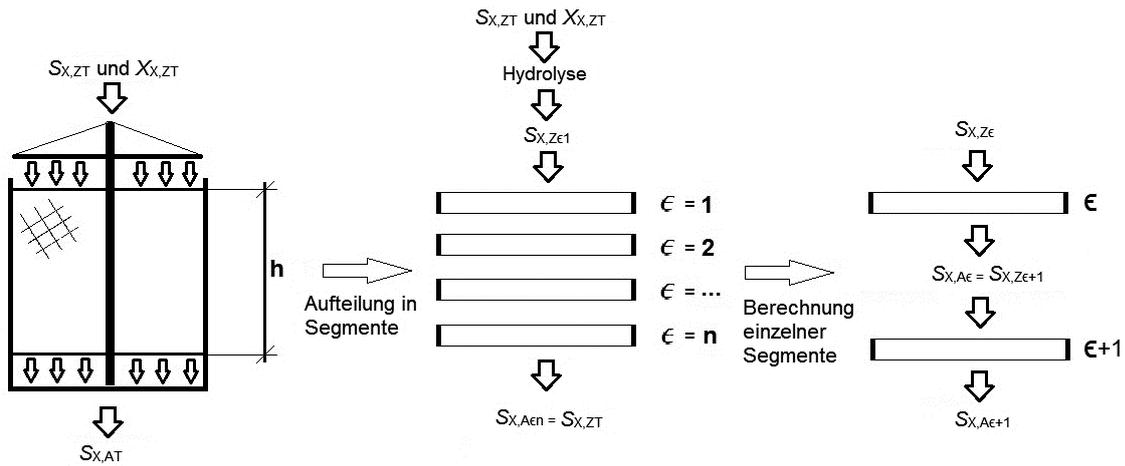
| Kurzzeichen       | Einheit        | Bezeichnung  | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch   |
|-------------------|----------------|--|-----------------------|---|
| $Q_{T,d,aM}$      | $m^3/d$        | täglicher Trockenwetterabfluss im Jahresmittel   | $Q_{DW,d,aM}$         | daily wastewater inflow with dry weather as annual mean   |
| $S_{CSB}$         | mg/l           | Konzentration des gelösten CSB in der mit $0,45 \mu m$ filtrierten Probe   | $S_{COD}$             | concentration of the soluble COD  |
| $S_{CSB,abb,GN}$  | mg/l           | Konzentration des gelösten biologisch abbaubaren CSB, ab der die gewichtete Nitrifikation (GN) beginnt   | $S_{COD,deg,WN}$      | concentration of soluble biodegradable COD at the start of the weighted nitrification (WN)              |
| $S_{CSB,abb,N}$   | mg/l           | Konzentration des gelösten biologisch abbaubaren CSB, ab der die Nitrifikation nach der Gujer-und-Boller-Gleichung berechnet wird (Gewichtung = 1) | $S_{COD,deg,N}$       | concentration of soluble biodegradable COD for nitrification according to the G&B equation (weight = 1) |
| $S_{CSB,abb,Ze}$  | mg/l           | Konzentration des gelösten biologisch abbaubaren CSB im Zulauf eines Tropfkörpersegments   | $S_{COD,deg,Ie}$      | concentration of soluble biodegradable COD at the influent of a filter segment                          |
| $S_{CSB,abb,Ae}$  | mg/l           | Konzentration des gelösten biologisch abbaubaren CSB im Ablauf eines Tropfkörpersegments   | $S_{COD,deg,Ee}$      | concentration of soluble biodegradable COD at the effluent of a filter segment                          |
| $S_{CSB,abb,hyd}$ | mg/l           | Konzentration des, durch Hydrolyse von $X_{CSB,abb}$ entstandenen, gelösten biologisch abbaubaren CSB  | $S_{COD,deg,hyd}$     | concentration of the soluble biodegradable COD generated by hydrolysis of $X_{COD,deg}$                 |
| $S_{NH_4}$        | mg/l           | Konzentration des Ammoniumstickstoffs als Stickstoff   | $S_{NH_4}$            | concentration of ammonia nitrogen as nitrogen   |
| $S_{NO_2}$        | mg/l           | Konzentration des Nitritstickstoffs als Stickstoff   | $S_{NO_2}$            | concentration of nitrite nitrogen as nitrogen   |
| $S_{NO_3}$        | mg/l           | Konzentration des Nitratstickstoffs als Stickstoff   | $S_{NO_3}$            | concentration of nitrate nitrogen as nitrogen   |
| $S_{orgN}$        | mg/l           | Konzentration des gelösten organischen Stickstoffs als Stickstoff  | $S_{orgN}$            | concentration of dissolved organic nitrogen as nitrogen   |
| $SF_U$            | -              | Unschärfefaktor  | $SF_U$                | uncertainty factor  |
| $SK$              | mm/<br>(Arm·U) | Spülkraft  | $FP$                  | dosing rate regarding the flushing power  |
| $S_{KS,AT}$       | mmol/l         | Säurekapazität im Ablauf des Tropfkörpers  | $S_{alk,ETF}$         | alkalinity at the trickling filter effluent   |
| $S_{KS,ZT}$       | mmol/l         | Säurekapazität im Zulauf des Tropfkörpers  | $S_{alk,ITF}$         | alkalinity at the trickling filter influent   |

| Kurzzeichen                        | Einheit | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch                      | Bezeichnung, englisch   |
|------------------------------------|---------|---|--|---|
| $S_{\text{NH}_4,\text{A}\epsilon}$ | mg/l    | Konzentration des Ammoniumstickstoffs im Ablauf eines Tropfkörpersegments | $S_{\text{NH}_4,\text{E}\epsilon}$         | concentration of $\text{NH}_4\text{-N}$ at the effluent of a filter segment |
| $S_{\text{NH}_4,\text{Z}\epsilon}$ | mg/l    | Konzentration des Ammoniumstickstoffs im Zulauf eines Tropfkörpersegments | $S_{\text{NH}_4,\text{I}\epsilon}$         | concentration of $\text{NH}_4\text{-N}$ at the influent of a filter segment |
| $T_{\text{W}}$                     | °C      | Abwassertemperatur  | $T_{\text{w}}$                             | wastewater temperature  |
| $X_{\text{CSB}}$                   | mg/l    | Konzentration des partikulären CSB (Filterrückstand)                      | $X_{\text{COD}}$                           | concentration of the particulate COD  |
| $X_{\text{CSB,abb}}$               | mg/l    | Konzentration des biologisch abbaubaren partikulären CSB                  | $X_{\text{COD,deg}}$                       | concentration of the biodegradable particulate COD                          |
| $X_{\text{CSB,inert}}$             | mg/l    | Konzentration des inerten, partikulären CSB                               | $X_{\text{COD,inert}}$                     | concentration of the inert particulate COD                                  |
| $\Delta S_{\text{KS}}$             | mmol/l  | verbrauchte Säurekapazität  | $\Delta S_{\text{alk}}$                    | consumed alkalinity   |
| $\Delta S_{\text{NH}_4,\epsilon}$  | mg/l    | Reduktion des Ammoniumstickstoffs je Tropfkörpersegment                   | $\Delta S_{\text{NH}_4\text{-N},\epsilon}$ | reduction of $\text{NH}_4\text{-N}$ per filter segment                      |
| $\epsilon$                         | -       | Segment eines Tropfkörpers  | $\epsilon$                                 | segment of the trickling filter   |
| $\theta_{X^\circ\text{C}}$         | -       | Temperaturkorrekturfaktor mit Bezugstemperatur von $X$ °C                 | $\theta_{\text{N}}$                        | temperature correction factor with reference temperature of $X$ °C          |
| $\vartheta_1$                      | -       | SK-Faktor, bestimmt mit Tropfkörperhöhe                                   | $\vartheta_1$                              | SK factor derived from trickling filter height                              |
| $\vartheta_2$                      | -       | SK-Faktor, bestimmt über mittlere Raumbeladung                            | $\vartheta_2$                              | SK factor derived from volumetric loading                                   |
| $\vartheta_3$                      | -       | SK-Faktor, bestimmt über Füllmaterialtyp                                  | $\vartheta_3$                              | SK factor derived from media type   |

## 8.3 Bemessung

### 8.3.1 Grundlagen der Tropfkörperbemessung

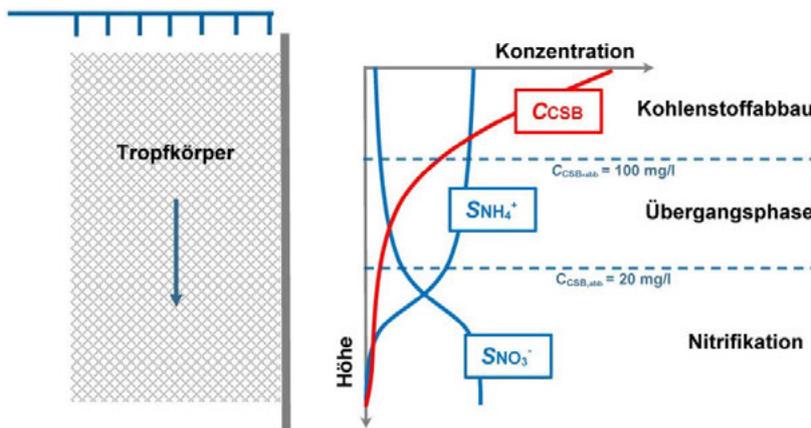
Bei Tropfkörpern handelt es sich um biologische Reaktoren, die idealisiert mit einer Pfropfenströmung charakterisiert werden. Die Berechnung der schrittweisen Reduktion der Substrate CSB und  $\text{NH}_4\text{-N}$  erfolgt über eine Aufteilung der Tropfkörperhöhe in einzelne Segmente ( $\epsilon$ ). Die Verwendung von 0,1 m hohen Segmenten liefert eine ausreichende Genauigkeit bei der Berechnung. Der Industriestandard für Tropfkörperpackungen beträgt 1 foot = 0,305 m und bestimmt damit die Anzahl der Segmente.



**Bild 8.1:** Aufteilung der Tropfkörperhöhe in  $n$  Segmente gleicher Höhe entsprechend eines Schichtenmodells (HENRICH & SEEGER 2016)

Durch die Kombination der Gleichungen für die Kohlenstoffoxidation (siehe 8.3.4) und die Nitrifikation (siehe 8.3.5) lassen sich CSB- und  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwerte segmentweise berechnen. Das Reinigungsziel bestimmt dann zusammen mit der hydraulischen Auslegung (siehe 8.3.8) die Tropfkörperhöhe.

Kombinierte kohlenstoffoxidierende und nitrifizierende Tropfkörper lassen sich in drei Bereiche einteilen (siehe Bild 8.2) in denen verschiedene Reaktionen maßgebend sind und für die jeweils eigene Bemessungsgleichungen zum Tragen kommen.



**Bild 8.2:** Aufteilung der Prozesse entlang der Tropfkörperhöhe (GUJER 1999, modifiziert nach HENRICH & SEEGER 2016)

Aufgrund des Substratangebots wird in den oberen Schichten durch die höheren Wachstumsraten der heterotrophen Bakterien nur mit Kohlenstoffabbau gerechnet. Nitrifikanten werden hier wegen ihres langsamen Wachstums verdrängt und verlagern sich in die tieferen Schichten. In der Übergangsphase wird eine beginnende Nitrifikation festgestellt. Diese Tropfkörperschicht wird durch einen fortschreitenden Abbau der organischen Zuflussfrachten charakterisiert, wodurch die heterotrophen Bakterien in ihrem Wachstum zunehmend limitiert und die autotrophen Nitrifikanten wegen ausreichender Ammoniumkonzentrationen konkurrenzfähig werden. Nach dem weitgehenden Abbau organischer Stoffe kommt es in den unteren Tropfkörperschichten zur alleinigen Nitrifikation, bei der der CSB rechnerisch keinen Einfluss mehr hat.

Diese Effekte sind vergleichbar mit dem Schlammalter bei Belebungsanlagen: Im oberen Tropfkörperbereich herrscht ein starkes heterotrophes Wachstum; gleichzeitig wird der entstehende, dicke Biofilm ausgewaschen und es stellt sich ein niedrigeres Schlammalter ein; mit zunehmender Tropfkörpertiefe wird der Biofilm dünner und älter, woraus sich ein höheres Schlammalter ergibt. Aufgrund der Komplexität der Prozesse in einem Biofilm lässt sich in der Praxis aber kein Schlammalter festlegen.

Dies führt zu der empirisch begründeten Unterteilung des Tropfkörpers in drei Zonen, die sich für die Bemessung durch die  $S_{\text{CSB,abb}}$ -Konzentration im Zulauf der Segmente abgrenzen lassen, mit Grenzen bei 100 mg/l ( $= S_{\text{CSB,abb,GN}}$ ) und bei 20 mg/l ( $= S_{\text{CSB,abb,N}}$ ). Bei  $S_{\text{CSB,abb}}$  von über 100 mg/l wird rechnerisch nur der Kohlenstoffabbau angesetzt (siehe 8.3.4), bei  $S_{\text{CSB,abb}}$  im Bereich von 100 mg/l bis 20 mg/l wird zusätzlich die Nitrifikation anteilig berücksichtigt (siehe 8.3.6) und unter 20 mg/l findet überwiegend die Nitrifikation statt (siehe 8.3.5):

- Kohlenstoffabbau:  $S_{\text{CSB,abb}} \geq 100 \text{ mg/l}$ 
  - Berechnung der Kohlenstoffoxidation nach der modifizierten Velz-Gleichung,
  - $\text{NH}_4\text{-N}$ -Reduktion durch Inkorporation in heterotrophe Biomasse.
- Übergangsphase:  $100 \text{ mg/l} > S_{\text{CSB,abb}} > 20 \text{ mg/l}$ 
  - Berechnung der Kohlenstoffoxidation nach der modifizierten Velz-Gleichung,
  - $\text{NH}_4\text{-N}$ -Reduktion durch Inkorporation in die heterotrophe Biomasse,
  - beginnende Nitrifikation, gewichtete Berechnung nach der Gujer-und-Boller-Gleichung.
- Nitrifikation:  $S_{\text{CSB,abb}} \leq 20 \text{ mg/l}$ 
  - Berechnung der Kohlenstoffoxidation nach der modifizierten Velz-Gleichung,
  - $\text{NH}_4\text{-N}$ -Reduktion durch Inkorporation in heterotrophe Biomasse,
  - Berechnung der Nitrifikation nach der Gujer-und-Boller-Gleichung.

Soll der Tropfkörper auf Nitrifikation ausgelegt werden, ist auf eine ausreichende Säurekapazität im Abfluss des Tropfkörpers zu achten (siehe 8.3.10).

Nach Abschluss der Bemessung ist über geeignete Sicherheitsfaktoren (siehe 8.3.7) die Einhaltung der Ablaufwerte im Hinblick auf Schwankungen im Zulauf und die vorliegende Überwachungspraxis zu gewährleisten. Die Sicherheitsfaktoren wirken sich auf das Tropfkörpervolumen aus und erfordern eine Prüfung der Tropfkörperhydraulik (siehe 8.3.8).

Die Überschussschlammproduktion kann unabhängig vom Berechnungsablauf abgeschätzt werden, wie in 8.3.9 erläutert wird.

### 8.3.2 Ablauf der Bemessung, Methodik

In Bild 8.3 ist der Ablauf der Bemessung von Tropfkörpern schematisch dargestellt. Im Anhang B.4 wird das Vorgehen anhand eines konkreten Berechnungsbeispiels dargelegt.

Am Anfang stehen die Komplettierung der Eingangsdaten und die Zusammenstellung der geforderten Ausgabeparameter.

In der Regel erfolgt für die Tropfkörperbemessung zunächst eine grobe Vordimensionierung. Durch Auswahl von Anzahl, Füllhöhe und Durchmesser wird danach ein erster Grundrissplan erstellt, der in das vorhandene Gelände eingepasst wird. Danach wird das Konzentrationsprofil von  $S_{\text{CSB}}$  und  $S_{\text{NH}_4}$  über die Tropfkörperhöhe berechnet.

Werden die Ablaufanforderungen im Zuge der Iterationsschritten erfüllt, folgt die Korrektur der hydraulischen Verhältnisse entsprechend den Ergebnissen der Iteration.

Die Optimierung des Energiebedarfs sollte während des gesamten Auslegungsvorgangs beachtet werden. Zunächst wird die Ausgangssituation nach energetischen Gesichtspunkten voroptimiert. Die weitere energetische Optimierung erfolgt dann während der Korrektur der hydraulischen Parameter, insbesondere der Rezirkulation.

Abschließend werden alle noch offenen Ausgabewerte berechnet.

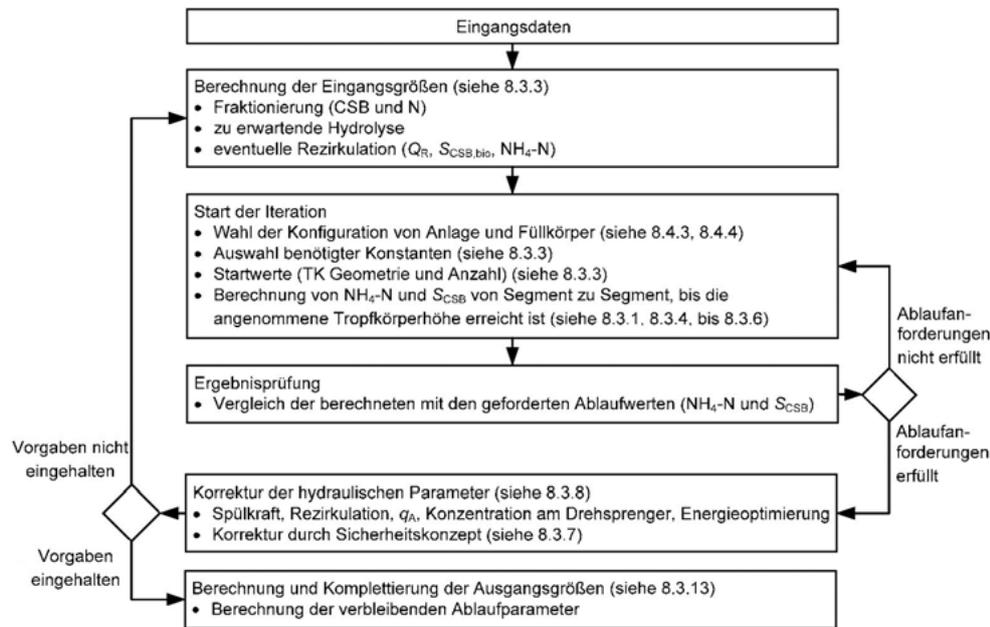


Bild 8.3: Ablauf der Bemessung von Tropfkörpern

### 8.3.3 Eingangsdaten für die Bemessung

In Tabelle 8.1 sind die Eingangsgrößen beschrieben, die für die Tropfkörperbemessung benötigt werden.

Tabelle 8.1: Eingangsgrößen für die Tropfkörperbemessung

| Parameter  | Einheit           | Berechnung, Hinweise, Verweis auf Abschnitt  |
|--|-------------------|--|
| täglicher Trockenwetterabwasserabfluss im Jahresmittel ( $Q_{T,d,aM}$ )          | m <sup>3</sup> /d | Zulauf zur Tropfkörperstufe (ohne Rezirkulationsvolumenströme) zur hydraulischen Bemessung des Tropfkörpers  |
| Abwassertemperatur ( $T_w$ )   | °C                | wird für die Temperaturkorrektur der Abbauleistung benötigt  |
| Konzentration des CSB in der homogenisierten Probe ( $C_{CSB}$ )                 | mg/l              | $C_{CSB} = B_{d,CSB,hom}/Q_d$ ;<br>Berechnung des partikulären CSB: $X_{CSB} = C_{CSB} - S_{CSB}$ ;<br>Berechnung des inerten und des biologisch abbaubaren partikulären CSB ( $X_{CSB,inert}$ und $X_{CSB,abb}$ ) nach DWA-A 131 bzw. 3.1.3;<br>für die Bemessung wird davon ausgegangen, dass 50 % $X_{CSB,abb}$ zu $S_{CSB,abb,hyd}$ hydrolysiert werden: $S_{CSB,abb,hyd} = 0,5 \cdot X_{CSB,abb}$ |
| Konzentration des gelösten CSB in der mit 0,45 µm filtrierte Probe ( $S_{CSB}$ ) | mg/l              | $S_{CSB} = B_{d,CSB,filtr}/Q_d$ ;<br>Berechnung des inerten und des biologisch abbaubaren gelösten CSB ( $S_{CSB,inert}$ und $S_{CSB,abb}$ ) nach DWA-A 131 bzw. 3.1.3;<br>für die Bemessung der Kohlenstoffoxidation (siehe 8.3.4 und 8.3.6) ergibt sich der gesamte biologisch abbaubare gelöste CSB im Tropfkörperzulauf zu: $S_{CSB,abb,ZT} = S_{CSB,abb} + S_{CSB,abb,hyd}$                       |
| Konzentration des Ammoniumstickstoffs als Stickstoff ( $S_{NH4}$ )               | mg/l              | $S_{NH4} = B_{d,NH4}/Q_d$ ;<br>für die Bemessung der NH <sub>4</sub> -N-Elimination siehe 8.3.4 bis 8.3.6  |

Die Ausgangsdimensionierung kann nach ATV-DVWK-A 281 (2001) abgeschätzt werden, z. B. mit einem Startwert von 0,8 kg CSB<sub>abb,ZT</sub>/m<sup>3</sup> Füllmaterial des Tropfkörpers.

### 8.3.4 Reinigungsziel Kohlenstoffoxidation

Die Kohlenstoffoxidation wird analog zur modifizierten Velz-Gleichung (PARKER & MERRIL 1984) berechnet. Diese ursprünglich für den gelösten BSB entwickelte Gleichung ist auf die Berechnung des gelösten biologisch abbaubaren CSB ( $S_{\text{CSB,abb}}$ ) umgestellt worden.

Für die Berechnung der Abbauleistung ist die Struktur und spezifische Oberfläche des Füllmaterials  $A_{\text{spez}}$  entscheidend. In der kommunalen Abwasserbehandlung werden für die Kohlenstoffelimination vorwiegend Kreuzstrukturpackungen mit spezifischen Oberflächen von  $100 \text{ m}^2/\text{m}^3$  bis  $150 \text{ m}^2/\text{m}^3$  eingesetzt (siehe 8.4.4 zu Füllmaterial);  $150 \text{ m}^2/\text{m}^3$  stellen das Maximum der für den Kohlenstoffabbau zulässigen spezifischen Oberfläche dar.

Die hydraulische Beschickung  $q_A$ , resultierend aus Zulauf- und Rezirkulationsvolumenstrom, beeinflusst die Benetzung des Füllmaterials und sorgt für den Austrag von überschüssiger Biomasse. Übliche Werte liegen im Bereich von  $0,5$  bis  $2,5 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$  (siehe 8.3.8 zu hydraulischen Parametern).

Die biologische Beschaffenheit des Substrats und der Einfluss der Füllmaterialstruktur wird über den  $k_{20}$ -Wert, allgemein auch als Reaktionskonstante bezeichnet, berücksichtigt (siehe 8.4.4). Zu beachten ist, dass die  $k_{20}$ -Werte in Tabelle 8.5 wegen der Anpassung vom BSB<sub>5</sub> auf den CSB von Literaturangaben abweichen können. Hinweise zur Berücksichtigung der Füllmaterialhöhe auf die  $k_{20}$ -Faktoren werden in Kapitel 8.4.4 gegeben.

Die Konzentration des biologisch abbaubaren gelösten CSB im Ablauf eines Tropfkörpersegments wird analog zur modifizierten Velz-Gleichung wie folgt berechnet:

$$S_{\text{CSB,abb,A}\epsilon} = \frac{S_{\text{CSB,abb,Z}\epsilon}}{\exp\left(\frac{A_{\text{spez}} \cdot k_{20} \cdot \theta_{C,20^\circ\text{C}}^{(T-20)} \cdot h_\epsilon}{q_A^n}\right)} \quad (\text{mg/l}) \quad (8.1)$$

Die CSB-Konzentration im Tropfkörperzulauf  $S_{\text{CSB,abb}}$  umfasst sowohl den gemessenen  $S_{\text{CSB,abb}}$  als auch den hydrolysierten  $X_{\text{CSB,abb}}$  (siehe Tabelle 8.1).

Der Temperaturkoeffizient  $\theta_{C,20^\circ\text{C}}$  wird mit 1,03 angenommen.

Der hydraulische Koeffizient  $n$  ist eine Funktion der spezifischen Füllmaterialoberfläche ( $A_{\text{spez}}$ ) und der Struktur des Füllmaterials. Er wird im Allgemeinen mit 0,5 angesetzt (PARKER & MERRIL 1984, GROMIEC et al. 1972).

Es kann mit einer Abnahme der Ammoniumkonzentration von  $0,01 \text{ g NH}_4\text{-N/g CSB}_{\text{abb,abgeb}}$  durch Inkorporation in die heterotrophe Biomasse gerechnet werden:

$$\Delta S_{\text{NH}_4,\epsilon} = (S_{\text{CSB,abb,Z}\epsilon} - S_{\text{CSB,abb,A}\epsilon}) \cdot 0,01 \quad (8.2)$$

Bei Hochlaststufen mit Beladungen über  $6 \text{ kg CSB}_{\text{abb}}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  kann die Bemessung wie oben beschrieben nicht mehr durchgeführt werden. Wegen Sauerstofflimitierungen wird bei Hochlaststufen ein Abbau von  $4 \text{ kg CSB}_{\text{abb}}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  angenommen. Genauere Abbauraten sind mittels Pilotanlage zu bestimmen.

### 8.3.5 Reinigungsziel Nitrifikation

Für nitrifizierende Tropfkörper kann die Abnahme der Ammoniumkonzentration über die Gujer-und-Boller-Gleichung (GUJER & BOLLER 1986) berechnet werden. Ab einer  $\text{CSB}_{\text{abb}}$ -Konzentration von  $S_{\text{CSB,abb}} \leq 20 \text{ mg/l}$  wird der Tropfkörper als reiner Nitrifikationstropfkörper berechnet. Für  $S_{\text{CSB,abb}} > 20 \text{ mg/l}$  wird auf 8.3.6 verwiesen.

Im Vergleich zu kohlenstoffeliminierenden Tropfkörpern können in nitrifizierenden Tropfkörpern Füllmaterialien mit höheren spezifischen Oberflächen ( $A_{\text{spez}}$ ) eingesetzt werden, da aufgrund des dünnen nitrifizierenden Biofilms i. d. R. keine Verstopfungsgefahr besteht. In der kommunalen Abwasserbehandlung werden Packungen mit spezifischen Oberflächen von  $150 \text{ m}^2/\text{m}^3$  bis  $240 \text{ m}^2/\text{m}^3$  verwendet (siehe 8.4.4).

Für eine möglichst vollständige Benetzung und damit Ausnutzung der Füllmaterialoberfläche ist eine ausreichende hydraulische Beschickung  $q_A$  vorzusehen. Übliche hydraulische Beschickungen, resultierend aus Zulauf- und Rezirkulationsvolumenstrom, liegen im Bereich von  $0,5 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$  bis  $2,5 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$  (siehe 8.3.8). Füllmaterialien mit spezifischen Oberflächen über  $200 \text{ m}^2/\text{m}^3$  erfordern ein weitgehend feststofffreies Abwasser ( $X_{\text{TS}} < 30 \text{ mg/l}$ ) sowie eine möglichst hohe hydraulische Beschickung ( $> 2 \text{ m/h}$ ), um die vollständige Benetzung der Füllmaterialoberfläche zu gewährleisten. Hohe hydraulische Beschickungen (bis zu  $10 \text{ m/h}$ ) können bei einer Rezirkulation von nitrathaltigem Ablaufwasser in eine vorgeschaltete Denitrifikationsstufe auftreten.

Die Konzentration des Ammoniumstickstoffs im Ablauf eines Tropfkörpersegments wird gemäß der Gujer-und-Boller-Gleichung wie folgt berechnet:

$$\Delta S_{\text{NH}_4, \epsilon} = - \frac{A_{\text{spez}}}{q_A \cdot 24} \cdot j_{\text{N,max}}(10) \cdot \theta_{\text{N},10^\circ\text{C}}^{(T-10)} \cdot \frac{S_{\text{NH}_4, \text{Z}\epsilon}}{N + S_{\text{NH}_4, \text{Z}\epsilon}} \cdot e^{(-k \cdot h_v)} \quad (\text{mg/l}) \quad (8.3)$$

$$S_{\text{NH}_4, \text{A}\epsilon} = S_{\text{NH}_4, \text{Z}\epsilon} + \Delta S_{\text{NH}_4, \epsilon} \cdot h_\epsilon \quad (\text{mg/l}) \quad (8.4)$$

Die verwendete maximale Nitrifikationsrate bei  $10^\circ\text{C}$  Abwassertemperatur  $j_{\text{N,max}}(10)$  wird bei ausreichender Substratverfügbarkeit in den obersten Tropfkörperschichten erreicht und kann mit  $1,8 \text{ g N}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$  angesetzt werden. Liegen Erfahrungen von baugleichen Anlagen mit vergleichbarer Abwassercharakteristik oder Ergebnisse von halbtechnischen Versuchen vor, können abweichende Werte angesetzt werden.

Der Sättigungsfaktor  $N$  berücksichtigt den Einfluss der Substratkonzentration auf die Stoffumsatzrate. Für ammoniumoxidierende Bakterien liegt die Konzentration von  $\text{NH}_4\text{-N}$  im Bereich von  $1 \text{ mg/l}$  bis  $2 \text{ mg/l}$ , wobei der letzte Wert für die Bemessung angesetzt wird.

Der Temperaturkorrekturfaktor  $\theta_{\text{N},10^\circ\text{C}}$  wurde zu  $1,02$  validiert (HENRICH & SEEGER 2016).

Aufgrund der fortschreitenden Substratelimination kann es in den unteren Tropfkörperschichten zu einer inhomogenen bis lückenhaften Biofilmentwicklung kommen, wodurch die Nitrifikationsleistung in diesem Bereich bei steigenden Belastungen verringert ist. Dieser Zusammenhang wird durch den Faktor  $k$  mit einem Wert von  $0,11$  berücksichtigt.

Zu  $h_v$ , siehe Erläuterungen in 8.3.6.

### 8.3.6 Reinigungsziel Kohlenstoffoxidation kombiniert mit Nitrifikation

Für die Berechnung der Kombination von Kohlenstoffelimination und Nitrifikation wird wie folgt vorgegangen:

#### Kohlenstoffabbau

Der Kohlenstoffabbau wird über die gesamte Tropfkörperhöhe für jedes Segment mit der modifizierten Velz-Gleichung (8.1) berechnet.

#### Nitrifikation und N-Inkorporation

Für die Berechnung der Ammoniumreduktion durch Nitrifikation muss im Zulauf jedes Tropfkörpersegments die  $S_{\text{CSB,abb}}$ -Konzentration geprüft werden. Wird durch den Kohlenstoffabbau die Grenz-

Konzentration von 100 mg/l ( $= S_{\text{CSB,abb,GN}}$ ) im Zulauf eines Segments unterschritten, beginnt rechnerisch die Nitrifikation. Die beginnende Nitrifikation im sogenannten Übergangsbereich kann nach der Gujer-und-Boller-Gleichung (8.3) und (8.4) in Verbindung mit einem Gewichtungsfaktor nach Tabelle 8.2 berechnet werden und berücksichtigt die Hemmung der Nitrifikation durch weiterhin vorhandenen, biologisch abbaubaren gelösten CSB. Auf der Oberfläche des Segments, in dessen Zulauf der  $S_{\text{CSB,abb}}$  erstmals unter 100 mg/l liegt (Beginn des Übergangsbereichs), liegt der Startpunkt für die Höhe  $h_v$  in der Gujer-und-Boller-Gleichung.  $h_v$  nimmt dann vertikal mit der Tropfkörpertiefe bis zum letzten Tropfkörpersegment zu. Ist  $S_{\text{CSB,abb}}$  bereits am Drehsprenger  $< 100$  mg/l, entspricht  $h_v$  dem vertikalen Abstand zur Tropfkörperoberfläche (siehe 8.3.5).

**Tabelle 8.2: Anwendung der Gujer-und-Boller-Gleichung im Übergangsbereich**

| Gewichtung   | Konzentration $S_{\text{CSB,abb}}$ im Zulauf zum Segment | $h_v$ -Wert der Gujer- und-Boller-Gleichung (1986)                        | Kommentar   |
|--|--|---|---|
| 0  | $S_{\text{CSB,abb}} \geq 100$ mg/l                       | keine Nitrifikation   | keine Nitrifikation aufgrund der Dominanz heterotropher Bakterien |
| $\left(\frac{100 - S_{\text{CSB,abb}}}{80}\right)^3$ | $100 \text{ mg/l} > S_{\text{CSB,abb}} > 20$ mg/l        | $h_v = 0,1$ m, wenn $S_{\text{CSB,abb}}$ erstmals 100 mg/l unterschreitet | Gewichtung der Gujer-und-Boller-Gleichung, Gl. (8.3) x Gewichtung |
| 1  | $S_{\text{CSB,abb}} \leq 20$ mg/l                        | $h_v$ wächst fortlaufend mit der Tropfkörperhöhe                          | von organischem Substrat unbeeinflusste Nitrifikation, Gl. (8.3)  |

Wird durch den fortschreitenden Kohlenstoffabbau die Grenzkonzentration von 20 mg/l ( $= S_{\text{CSB,abb,N}}$ ) im Zulauf eines Segments unterschritten, wird in diesem und in folgenden Segmenten von einer Nitrifikation ausgegangen, die nicht mehr durch die verbleibende  $S_{\text{CSB,abb}}$ -Konzentration beeinflusst wird. Für diese Segmente kann die Nitrifikation nach der Gujer-und-Boller-Gleichung ohne weitere Gewichtung berechnet werden.

Zusätzlich zum nitrifizierten Ammoniumstickstoff, berechnet nach der Gujer-und-Boller-Gleichung (8.3) und (8.4), der von der Ammoniumkonzentration im Zulauf des Segments rechnerisch abgezogen wird, ist der inkorporierte Ammoniumstickstoff (mit 0,01 g  $\text{NH}_4\text{-N/g}$   $\text{CSB}_{\text{abb,abgeb}}$ ) zu berücksichtigten (siehe Gleichung (8.2)). Der Ammoniumstickstoff im Ablauf eines Tropfkörpersegments ergibt sich dann zu:

$$S_{\text{NH}_4,\text{A}\epsilon} = S_{\text{NH}_4,\text{Z}\epsilon} + \Delta S_{\text{NH}_4,\epsilon} \cdot h_\epsilon - (S_{\text{CSB,abb,Z}\epsilon} - S_{\text{CSB,abb,A}\epsilon}) \cdot 0,01 \quad (\text{mg/l}) \quad (8.5)$$

### 8.3.7 Sicherheitskonzept

Jede Auslegung muss durch ein auf die vorhandenen Randbedingungen angepasstes Sicherheitskonzept ergänzt werden. Ändern sich die Abmessungen oder die Hydraulik der Tropfkörper nach der Anwendung des Sicherheitskonzepts, so ist eine erneute Nachrechnung der Anlage und eine Prüfung der Ergebnisse durchzuführen. Werden die geforderten Ablaufwerte oder die hydraulischen Vorgaben (siehe 8.3.7) nicht eingehalten, müssen die Abmessungen oder die Hydraulik entsprechend angepasst werden.

### Unschärfefaktor

Vorgenannter Bemessungsalgorithmus ist für Tagesmittelwerte bei typischen Tagesganglinien validiert und basiert auf empirisch ermittelten Grundlagen. Die Unschärfe der Bemessung liegt bei ca. 5 %. Das berechnete Tropfkörpervolumen ist daher um den Unschärfefaktor  $SF_u$  zu korrigieren:

$$SF_u = 1,05$$

### Hydraulische Spitzen

Für Biomasseverluste durch hydraulische Spitzen wird kein expliziter Sicherheitsfaktor angesetzt, weil die aktive Biomasse im Biofilm fixiert ist. Hydraulische Spitzen sind bei der Berechnung der Spülkraft und der hydraulischen Beschickung zu berücksichtigen (siehe 8.3.8).

### Stickstoffspitzen und Überwachungspraxis

Bei Bemessungen, die nicht auf dem Tagesmittelwert der Ablaufkonzentrationen, sondern auf kürzeren Bewertungszeiträumen basieren (z. B. bei Überwachung mittels qualifizierter Stichproben), ist ein anlagenspezifisches Sicherheitskonzept aufzustellen. Dieses hat eine ausreichende Tropfkörperkapazität für die Berücksichtigung von Spitzenzuflüssen zu berücksichtigen, wenn ein Ausgleich vor dem Tropfkörperzulauf nicht möglich ist. Es wird davon ausgegangen, dass ein Tropfkörper durch seine Rohrreaktorcharakteristik eine kurze Spitze von ca. 30 % über der mittleren Tagesfracht ohne Auswirkungen absorbieren kann.

## 8.3.8 Wasserverteilung, Hydraulik und Spülkraft

Tropfkörper benötigen eine ausreichende Spülkraft  $SK$ , um den entstehenden Überschussschlamm sicher auszutragen. Die Spülkraft wird mit der Anzahl der Drehsprengerarme  $a$ , der Umlaufgeschwindigkeit des Verteilersystems  $n$  und der beaufschlagten Wassermenge (inkl. Rezirkulation)  $q_A$  berechnet (ATV-DVWK-A 281, 2001). Folgender Richtwert sollte dabei um nicht mehr als 10 % unterschritten werden:

$$SK = \frac{1000 \cdot q_A}{a \cdot n \cdot 60} \quad (\text{mm}/(\text{Arm} \cdot \text{U})) \quad (8.6)$$

Die Spülkraft gibt an, um wieviel Millimeter der Wasserspiegel in einem Gefäß auf dem Tropfkörper ansteigt, wenn sich ein Arm über das Gefäß bewegt.

Demnach führt eine Erhöhung von  $q_A$  sowie eine Reduzierung der Anzahl der Arme oder der Drehgeschwindigkeit zu einer erhöhten bzw. im umgekehrten Fall zu einer verringerten Spülkraft.

Die hydraulische Beschickung  $q_A$ , bestehend aus Zulauf- und Rezirkulationsvolumenstrom, beeinflusst die Benetzung des Füllmaterials und sorgt für den Austrag von überschüssiger Biomasse. Sie liegt üblicherweise im Bereich von  $0,5 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$  bis  $2,5 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ . Hydraulische Beschickungen von bis zu  $10 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$  können besonders bei Anlagen mit vorgeschalteter Denitrifikation und der dazu notwendigen Rückführung von nitrathaltigem Abwasser auftreten. Unter  $0,5 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$  sollte nicht beschickt werden, da dann die Benetzung des Füllmaterials stark abnimmt.

$$q_A = \frac{(Q_{T,d,aM}/24) + Q_R}{A_{TK}} \quad (\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})) \quad (8.7)$$

Über die Spülkraft  $SK_{\text{Richtwert}}$  ist sicherzustellen, dass der Tropfkörper nicht im obersten Bereich, in dem die höchste organische Belastung vorliegt und das größte Schlammwachstum auftritt, zuwachsen kann. Hohe Tropfkörper benötigen eine erhöhte Spülkraft; Tropfkörper mit erschwertem Schlammaustrag (geschüttete Füllung) benötigen eine höhere Spülkraft als solche mit vertikaler Kanalstruktur. Bei sehr gut abbaubarem Substrat empfiehlt sich ebenfalls eine erhöhte Spülkraft. Nachfolgende Tabelle 8.3 gibt einen groben Rahmen, mit welchen Faktoren verschiedene Einfluss-

größen bei der Ermittlung der für den Betrieb erforderlichen Spülkraft  $SK$  zu berücksichtigen sind. Zwischenwerte sind zu interpolieren. Anwendungen, bei denen sich für die erforderliche Spülkraft Werte über 200 mm/(Arm·U) ergeben, sollten vermieden werden.

$$SK_{\text{Richtwert}} = \vartheta_1 \cdot \vartheta_2 \cdot \vartheta_3 \cdot 1 \text{ mm}/(\text{Arm} \cdot \text{U}) \quad (\text{mm}/(\text{Arm} \cdot \text{U})) \quad (8.8)$$

Tabelle 8.3: Richtwerte für  $SK$ -Faktoren (Zwischenwerte sind zu interpolieren)

| Tropfkörperhöhe (m) | $\vartheta_1$ (-) | Mittlere Raumbelastung (kg CSB <sub>abb</sub> /(m <sup>3</sup> ·d)) | $\vartheta_2$ (-) | Füllmaterial                             | $\vartheta_3$ (-) |
|---------------------|-------------------|---|-------------------|--|-------------------|
| ≤ 1,8               | 1,0               | ≤ 0,6   | 1,5               | <b>Vertikale Kanäle</b>                  |                   |
| ≤ 3,0               | 2,0               | ≤ 0,8   | 1,8               | ≤ 100 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>     | 1,0               |
| ≤ 4,6               | 3,0               | ≤ 1,2   | 2,5               | ≤ 125 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>     | 1,5               |
| ≤ 6,1               | 4,0               | ≤ 2,0   | 3,2               | ≤ 150 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>     | 2,0               |
| > 6,1               | 5,0               | ≤ 3,0   | 4,0               | <b>60° kreuzende Kanäle</b>              |                   |
|                     |                   | ≤ 4,0   | 5,0               | ≤ 100 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>     | 1,5               |
|                     |                   | ≤ 5,0   | 6,5               | ≤ 125 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>     | 2,0               |
|                     |                   | ≤ 6,0   | 8,0               | ≤ 150 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>     | 2,5               |
|                     |                   | > 6,0   | 10,0              | ≤ 250 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>     | 3,5               |
|                     |                   |   |                   | <b>Schüttfüllkörper (max. 5 m)</b>       |                   |
|                     |                   |   |                   | ≤ 100 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>     | 4,0               |
|                     |                   |   |                   | ≤ 150 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>     | 6,0               |
|                     |                   |   |                   | ≤ 200 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>     | 8,0               |
|                     |                   |   |                   | <b>Stein/Lava (max. 4 m)</b>             |                   |
|                     |                   |   |                   | ~ 60 – 90 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup> | 5,0               |

Beispiel: Tropfkörper mit  $h_{\text{TK}} = 4 \text{ m}$  ergibt  $\vartheta_1 = 2,6$  (interpoliert); Raumbelastung von 1,2 kg CSB<sub>abb</sub>/m<sup>3</sup> ergibt  $\vartheta_2 = 2,5$ ; Schüttfüllkörper mit spezifischer Oberfläche von 140 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> ergibt  $\vartheta_3 = 5,6$  (interpoliert) → erforderliche Spülkraft  $SK_{\text{Richtwert}} = 2,6 \cdot 2,5 \cdot 5,6 \cdot 1 \text{ mm}/(\text{Arm} \cdot \text{U}) = 36,4 \text{ mm}/(\text{Arm} \cdot \text{U})$

Hersteller können für ihre Füllkörper abweichende Werte empfehlen. Niedrigere Werte sollten nur dann vorgesehen werden, wenn sich dies durch Ergebnisse von ausgeführten Anlagen belegen lässt oder ein regelmäßiger Spülbetrieb (mindestens wöchentlich) mit deutlich höheren  $SK$ -Werten vorgesehen ist. Die Spülkraft im Spülbetrieb sollte dabei mindestens doppelt so hoch sein wie im Normalbetrieb.

Um die Beschickungswassermenge klein halten zu können, muss der Drehsprenger in der Lage sein, auch geringe Wassermengen sehr gleichmäßig, d. h. proportional zur beschickten Fläche und in Form eines Wasservorhangs, zu verteilen. Dafür muss er mit entsprechenden Verteileinrichtungen ausgerüstet sein. Düsen, die das Wasser mit Druck verteilen, erhöhen den Energiebedarf und neigen wegen geringer Öffnungsgröße zu Verstopfungen. Bei energetisch günstigeren Drehsprengern tritt das Wasser drucklos wie über Überfallkanten aus. Diese Bauweise minimiert Verstopfungen und lässt sich gut reinigen. In der Praxis hat sich gezeigt, dass Armrohrdurchmesser von nicht wesentlich größer als DN 300 und bis etwa 1.200 l/s pro Drehsprenger am wirtschaftlichsten sind.

Hohe Spülkräfte bei niedriger Rezirkulation erfordern geringe Geschwindigkeiten des Drehsprengers zwischen 0,1 U/min und 0,3 U/min. Diese lassen sich durch rein hydraulisch gesteuerte Drehsprenger nicht zuverlässig einhalten. Besonders für solche Anwendungen sollte die Verwendung motorgetriebener Drehsprenger erwogen werden. Durch den Einsatz eines motorisierten

Drehsprengers ergeben sich zusätzliche Vorteile im Betrieb, beispielsweise lassen sich Spülkräfte gut an den Tagesgang anpassen und so die Leistung optimieren. Auch bei motorisierten Drehsprengern wird die Drehkraft zu großen Teilen mit der Hydraulik des Wassers generiert, der Motor mit Getriebe würde für einen Tropfkörper mit 20 m Durchmesser beispielsweise nur ca. 12 kWh pro Tag verbrauchen.

Eine hohe hydraulische Beschickung bei gleichbleibender Spülkraft verbessert die Wasserverteilung auf dem Tropfkörper, weil dafür die Drehsprengergeschwindigkeit oder die Armzahl erhöht wird. Eine bessere Wasserverteilung führt zu einer besseren Ausnutzung des gesamten Füllmaterials. Das Resultat ist eine geringere Fracht pro Quadratmeter Füllmaterialoberfläche, ein besserer Sauerstoffübergang und damit höhere Umsatzraten. Zu beachten ist, dass bei einer Erhöhung der hydraulischen Beschickung die Kosten für das Pumpen des Wassers steigen.

### **Rückführung, Rezirkulation**

Das Rezirkulationswasser sollte die Auslegung von Vor- und Nachklärung nicht zusätzlich belasten. Im Normalfall erfolgt die Rezirkulation somit intern. Das Ablaufwasser des Tropfkörpers wird direkt wieder in den Zulauf (in der Regel den Pumpenschacht oder das Verteilbauwerk) zum Tropfkörper zurückgeführt. Bewährt hat sich eine Rückführung in einen zweiteiligen, durch Überlaufschwelle getrennten, Pumpenschacht: Dieser umfasst Rohwasserzulauf und Beschickungspumpen auf der einen Seite sowie Tropfkörperablauf und Zulauf zur Nachklärung auf der anderen Seite. Bei einer Mengenerhöhung des Zulaufwassers wird die durch die Zwischenwand übertretende Rezirkulationsmenge automatisch proportional vermindert. Durch die Steuerung ist sicherzustellen, dass die Pumpleistung für den Tropfkörperzulauf auch bei Regenwetterbedingungen immer größer als der Zulauf ist.

Bei einer Beschickung des Tropfkörpers im freien Gefälle muss dennoch der Rücklaufvolumenstrom gepumpt werden. Hier empfiehlt es sich, variable Pumpen einzusetzen, die in Abhängigkeit vom Zulauf die Rezirkulation bei Trockenwetter erhöhen und bei Regenwetter verringern. Eine Rezirkulation von Ablaufwasser aus der Nachklärung muss nur dann, zumindest teilweise, vorgesehen werden, wenn hohe Rezirkulationsraten ( $> 200\%$ ) dauerhaft eintreten.

In vielen Fällen kann die Rezirkulation mit der Überschussschlammensorgung über die Vorklärung (in Form eines Teiches oder Emscherbeckens) kombiniert werden. In diesen Fällen erfolgt das Abpumpen aus dem Schlammraum der Nachklärung.

Bei geringem Abwasseranfall kann durch Unterbrechung der Tropfkörperbeschickung Energie eingespart werden. Beschickungspausen über 30 min sind aber – auch nachts – zu vermeiden, ein kontinuierlicher Betrieb ist anzustreben. In Zeiten mit geringem Zulauf bietet sich eine Rezirkulation über die Vorklärung an (in der Regel über die Überschussschlammumpen, s. o.). Die Nutzung hydraulischer Reserven der Vor- und Nachklärung bei geringen Wasserzuflüssen (Trockenwetter, nachts) ist sinnvoll. Das Ausschleusen von Feststoffen aus dem Tropfkörperkreislauf über die Vorklärung macht darüber hinaus Sinn, wenn damit auf eine Nachklärung verzichtet werden kann oder wenn sich bei hohen Rezirkulationsverhältnissen der Feststoffgehalt im Rezirkulationswasser erhöht.

Eine Begrenzung der Konzentration von  $C_{CSB,abb}$  am Drehsprenger ist nicht erforderlich, da die Bemessung die tatsächlichen Frachten in der jeweiligen Tropfkörperschicht berücksichtigt. Bei  $CSB_{abb}$ -Konzentrationen von über 500 mg/l am Drehsprenger sollte jedoch die Dimensionierung des Tropfkörpers und die Rezirkulation (und somit auch SK) überdacht werden.

## **8.3.9 Überschussschlamm**

### **ÜS-Produktion**

Der Anfall von Überschussschlamm (ÜS) bei Tropfkörpern wird neben der Abwassercharakteristik maßgeblich durch die Schmutzfrachten und die hydraulischen Bedingungen des Tropfkörpers bestimmt (siehe ATV-DVWK-A 281 2001). Durch unregelmäßige, vermehrte Biofilmbilddung („Slou-

hing“) und durch das Spülen von Tropfkörpern (siehe 8.4.7) fällt ein Teil des Überschussschlammes diskontinuierlich an.

Im Allgemeinen kann bei moderat belasteten kommunalen Anlagen eine Hydrolyse von Feststoffen beobachtet werden, sodass die TS-Konzentration im Ablauf des Tropfkörpers mit 60 % bis 100 % der TS-Konzentration im Zulauf abgeschätzt werden kann. Der oTS im Tropfkörperablauf liegt üblicherweise im Bereich von 60 % bis 80 % des TS.

Folgende betriebliche Einflüsse sollten bei der Abschätzung des Überschussschlammfalls berücksichtigt werden:

- mit steigenden hydraulischen Belastungen bzw. Spülkräften werden mehr Feststoffe aus dem Zulauf und erzeugte Biomasse aus dem Tropfkörper ausgespült → **die ÜS-Produktion steigt,**
- bei steigenden Abwassertemperaturen nehmen die Hydrolyse und der Abbau von Feststoffen aus dem Zulauf sowie die Autolyserate des Biofilms zu; des Weiteren steigt die Aktivität der Makroinvertebraten → **die ÜS-Produktion sinkt,**
- mit steigender Belastung steigt die Biomasseproduktion und die Abbauleistung von Feststoffen sinkt → **die ÜS-Produktion steigt.**

Durch den niedrigen Biomasseertrag autotropher Organismen kann die Überschussschlammproduktion durch Nitrifikation vernachlässigt werden (GRADY et al. 1999, ZIMMERMANN et al. 2003).

#### Saisonale Effekte

In den Wintermonaten kann es durch die fehlende Aktivität von Makroinvertebraten (höhere Lebewesen, z. B Würmer und Larven) und eine bei sinkenden Abwassertemperaturen verminderte Autolyse zur Anreicherung von Biomasse im Tropfkörper kommen, die im Frühjahr bei steigenden Temperaturen ausgespült wird und einen vorübergehenden Anstieg der TS-Konzentration im Ablauf verursacht (RICHARDS & REINHART 1986, HONDA & MATSUMOTO 1983).

#### Absetzeigenschaften

Bei schwach und moderat belasteten Tropfkörpern ergeben sich hohe Schlammalter, wodurch der Schlamm teilweise stabilisiert und gut absetzbar ist. Mit steigender Belastung sinkt das Schlammalter und die Absetzeigenschaften können sich verschlechtern (SÄRNER 1981). Hinweise zur Nachbehandlung des Tropfkörperablaufs werden in 8.4.2 gegeben.

### 8.3.10 Säurekapazität

Durch die Nitrifikation von Ammonium wird die Säurekapazität vermindert. Im Ablauf der biologischen Stufe sollte eine Säurekapazität von 1 mmol/l im Ablauf nicht unterschritten werden, um eine Hemmung der Nitrifikation ausschließen zu können.

$$\Delta S_{KS} = (S_{NH_4,ZT} - S_{NH_4,AT}) \cdot 0,14 \quad (\text{mmol/l}) \quad (8.9)$$

mit:  $\Delta S_{KS}$  (mmol/l) verbrauchte Säurekapazität)

$S_{NH_4,ZT}$  (mg/l) Konzentration des Ammoniumstickstoffs im Zulauf zum Tropfkörper

$S_{NH_4,AT}$  (mg/l) Konzentration des Ammoniumstickstoffs im Ablauf des Tropfkörpers (Zielwert)

Für die Säurekapazität im Ablauf nitrifizierender Tropfkörper  $S_{KS,AT}$  gilt dann:

$$S_{KS,AT} = S_{KS,ZT} - \Delta S_{KS} \geq 1,0 \text{ mmol/l} \quad (8.10)$$

### 8.3.11 Toleranz gegen erhöhte Salzgehalte

Bei kohlenstoffeliminierenden Tropfkörpern ist bei konstant erhöhten Salzbelastungen bis 10 g/l NaCl mit keiner Reduktion der Reinigungsleistung zu rechnen (UYGUR AND KARGI 2004, UYGUR 2006, Ng et al. 2005, HENRICH & SEEGER 2016).

Die autotrophen Nitrifikanten können sich ebenfalls an konstant erhöhte Salzgehalte bis 10 g/l NaCl adaptieren, ohne eine signifikante Reduktion der Nitrifikationsleistung zu verzeichnen (UYGUR & KARGI 2004, CHEN & WONG 2004). Bei der Neuerrichtung von Tropfkörpern ist eine längere Einfahrphase bis zur Adaption der Bakterien zu berücksichtigen, in der auch erhöhte Nitritwerte im Ablauf auftreten können (NIJHOF & BOVENDEUR 1990).

Bei Stoßbelastungen – sowohl bei steigenden als auch fallenden Salzkonzentrationen – kann es durch den osmotischen Stress zur Plasmolyse und damit zum Verlust der Zellaktivität kommen. Des Weiteren wird bei der Plasmolyse Zellmaterial freigesetzt, welches zu erhöhten CSB-Konzentrationen im Ablauf führen kann (UYGUR & KARGI 2004, KINCANNON & GAUDY 1966).

### 8.3.12 Simultandenitrifikation

In den tieferen anoxischen Biofilmschichten eines aerob betriebenen Tropfkörpers kann von einer gewissen Simultandenitrifikation ausgegangen werden. Bei kombinierter Kohlenstoffoxidation und Nitrifikation können durch Denitrifikation bis zu 10 % der Stickstofffracht eliminiert werden. Bei zusätzlicher Rezirkulation von nitrathaltigem Abwasser konnte in Tropfkörpern mit Kunststofffüllmaterial eine Denitrifikation von bis zu 40 % der Stickstofffracht nachgewiesen werden (WOLF 1984). Jedoch weist WOLF (1984) darauf hin, dass „die Denitrifikation nur bei höherer Belastung der Kunststofftropfkörper und Sauerstofffreiheit des zufließenden vorgeklärten Abwassers abläuft. Bei niedriger Belastung oder z. B. Verdünnung des Zuflusses durch Regenwasser setzt die Denitrifikation aus.“ Fließt das Rezirkulationswasser durch eine anoxische Vorbehandlungstufe mit hoher Denitrifikationsleistung, reduziert sich die Stickstoffelimination im Tropfkörper entsprechend auf bis zu 10 % der Stickstofffracht.

Die genannten Werte können unter günstigen Randbedingungen erreicht werden. Aufgrund der zahlreichen Einflussfaktoren und der hohen Komplexität der Prozesse im Biofilm eines Tropfkörpers wird eine konkrete Berechnung der Denitrifikationsleistung im Rahmen dieses Themenbandes nicht vorgenommen.

### 8.3.13 Ausgabewerte der Bemessung

Nach erfolgreicher Dimensionierung anhand des Bemessungsgangs werden die Ausgabewerte anhand der Hinweise in Tabelle 8.4 vervollständigt.

Tabelle 8.4: Ausgabewerte der Tropfkörperbemessung

| Parameter  | Einheit           | Berechnung, Hinweise, Verweis auf Abschnitt   |
|--|-------------------|---|
| täglicher Abwasserabfluss bei Trockenwetter im Jahresmittel ( $Q_{T,d,aM}$ ) | m <sup>3</sup> /d | Verdunstungseffekte werden hier nicht berücksichtigt, daher gilt: $Q_{T,d,aM,ZT} = Q_{T,d,aM,AT}$   |
| Abwassertemperatur ( $T_w$ )   | °C                | bei kommunalen Abwässern wird sich die Abwassertemperatur nur geringfügig ändern und kann als konstant angenommen werden; üblicherweise gleichen Abkühlungseffekte durch Verdunstung die Wärmeproduktion aus biologischer Aktivität aus; der Einfachheit halber gilt somit: $T_{w,ZT} = T_{w,AT}$ |

| Parameter  | Einheit | Berechnung, Hinweise, Verweis auf Abschnitt  |
|--|---------|--|
| Konzentration des CSB in der homogenisierten Probe ( $C_{\text{CSB}}$ )  | mg/l    | <p><b>Ablauf Tropfkörper</b><br/> <math>C_{\text{CSB,AT}}</math> ergibt sich aus dem berechneten Ablaufwert des <math>S_{\text{CSB}}</math> (8.3.4), einer Abschätzung des oTS im Ablauf des Tropfkörpers (8.3.9) und mit einem Anteil von 1,42 g CSB/g oTS nach GRADY et al. (1999) zu: <math>C_{\text{CSB,TK}} = S_{\text{CSB}} + 1,42 \cdot X_{\text{oTS}}</math></p> <p><b>Ablauf Nachklärbecken</b><br/>                     Im Ablauf der Nachklärung ergibt sich <math>C_{\text{CSB,AN}}</math> aus <math>S_{\text{CSB}}</math> im Ablauf des Tropfkörpers (8.3.4) zusammen mit <math>X_{\text{CSB}}</math> des oTS (8.3.9) im Ablauf der Nachklärung und mit einem Anteil von 1,42 g CSB/g oTS nach GRADY et al. (1999) zu:<br/> <math>C_{\text{CSB,AN}} = S_{\text{CSB,TK}} + 1,42 \cdot X_{\text{oTS,AN}}</math></p>   |
| Konzentration des gelösten CSB in der mit 0,45 µm filtrierten Probe ( $S_{\text{CSB}}$ )                         | mg/l    | <p>der gelöste CSB im Ablauf ergibt sich aus dem Rest an biologisch abbaubarem gelösten CSB (Berechnung siehe 8.3.4 bzw. 8.3.6) und dem gelösten inerten CSB im Zulauf:<br/> <math>S_{\text{CSB,AT}} = S_{\text{CSB,abb,AT}} + S_{\text{CSB,inert,ZT}}</math></p>  |
| Konzentration der abfiltrierbaren organischen Stoffe ( $X_{\text{oTS}}$ )  | mg/l    | <p><b>Ablauf Tropfkörper</b><br/> <math>X_{\text{oTS}}</math> im Ablauf des Tropfkörpers wird in 8.3.9 abgeschätzt</p> <p><b>Ablauf Nachklärbecken</b><br/>                     anhand der Auslegung der Nachklärung, in Abhängigkeit des Reinigungsziels, wird der oTS im Ablauf des Nachklärbeckens angesetzt (z. B. TS-Ablaufgrenzwert = 20 mg/l und oTS ≈ 0,6 bis 0,8 · TS), siehe 8.3.9; Hinweise zur Dimensionierung von Nachbehandlungsstufen werden in 8.4.2 gegeben</p>   |
| Konzentration der mit 0,45 µm Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Trocknung bei 105 °C ( $X_{\text{TS}}$ ) | mg/l    | <p><b>Ablauf Tropfkörper</b><br/> <math>X_{\text{TS}}</math> im Ablauf des Tropfkörpers wird in 8.3.9 abgeschätzt</p> <p><b>Ablauf Nachklärbecken</b><br/>                     anhand der Auslegung der Nachklärung, in Abhängigkeit des Reinigungsziels, wird der TS im Ablauf des Nachklärbeckens angesetzt (z. B. TS-Ablaufgrenzwert = 20 mg/l); Hinweise zur Dimensionierung von Nachbehandlungsstufen werden in 8.4.2 gegeben</p>   |
| Konzentration des Gesamtstickstoffs in der homogenisierten Probe als Stickstoff ( $C_{\text{N}}$ )               | mg/l    | <p><b>Ablauf Tropfkörper</b><br/>                     der Gesamtstickstoff im Ablauf des Tropfkörpers ist abhängig vom Denitrifikationsgrad in den tieferen Schichten des Biofilms (siehe 8.3.12); andere Stickstoffsinken werden nicht berücksichtigt: <math>C_{\text{N,AT}} = C_{\text{N,ZT}} - S_{\text{NO}_3,\text{deni}}</math></p> <p><b>Ablauf Nachklärbecken</b><br/>                     der Gesamtstickstoff im Ablauf der Nachklärung ergibt sich aus den anorganischen Stickstoffverbindungen im Ablauf des Tropfkörpers zusammen mit dem organisch gebundenen Stickstoff im Ablauf der Nachklärung und unter Berücksichtigung einer möglichen Denitrifikation zu:<br/> <math>C_{\text{N,AN}} = S_{\text{NH}_4,\text{AT}} + S_{\text{NO}_3,\text{AT}} - S_{\text{NO}_3,\text{deni}} + 0,12 \cdot X_{\text{oTS,AN}}</math><br/>                     mit 1,42 g CSB/g oTS · 0,089 g N/g CSB = 0,12 g N/g oTS</p> |
| Konzentration des Ammoniumstickstoffs als Stickstoff ( $S_{\text{NH}_4}$ )                                       | mg/l    | <p>der Ammoniumstickstoff ergibt sich aus der Bemessung, siehe 8.3.5</p>   |

| Parameter  | Einheit | Berechnung, Hinweise, Verweis auf Abschnitt  |
|--|---------|--|
| Konzentration des Nitratstickstoffs als Stickstoff ( $S_{\text{NO}_3}$ )               | mg/l    | Das Nitrat wird durch die Nitrifikation gebildet (siehe 8.3.5) und um simultane Denitrifikation in den tieferen Schichten des Biofilms reduziert (siehe 8.3.12):<br>$S_{\text{NO}_3, \text{AT}} = S_{\text{NH}_4, \text{nitrif}} + S_{\text{NO}_3, \text{ZT}} - S_{\text{NO}_3, \text{deni}}$  |
| Konzentration des Kjeldahlstickstoffs in der homogenisierten Probe ( $C_{\text{KN}}$ ) | mg/l    | <b>Ablauf Tropfkörper</b><br>$C_{\text{KN}}$ bestimmt zu: $C_{\text{KN}} = S_{\text{NH}_4, \text{AT}} + 0,12 \text{ g N/g oTS} \cdot X_{\text{oTS}, \text{AT}}$<br>mit $1,42 \text{ g CSB/g oTS} \cdot 0,089 \text{ g N/g CSB} = 0,12 \text{ g N/g oTS}$ ;<br>hierbei ist $S_{\text{NH}_4, \text{AT}}$ durch Abziehen des nitrifizierten $\text{NH}_4\text{-N}$ vom $S_{\text{NH}_4, \text{ZT}}$ zu ermitteln.<br><b>Ablauf Nachklärbecken</b><br>$C_{\text{KN}} = S_{\text{NH}_4, \text{AN}} + 0,12 \text{ g N/g oTS} \cdot X_{\text{oTS}, \text{AN}}$<br>mit $S_{\text{NH}_4, \text{AN}} = S_{\text{NH}_4, \text{AT}}$ |
| Säurekapazität ( $S_{\text{KS}}$ )   | mmol/l  | Die Berechnung der Säurekapazität wird in 8.3.10 behandelt.  |
| täglicher Schlammanfall ( $\dot{U}S_d$ )   | kg/d    | Der Schlammanfall wird in 8.3.9 behandelt.   |

## 8.4 Planerische und betriebliche Aspekte

### 8.4.1 Vorbehandlung

Die Vorbehandlung sollte einen Feinrechen sowie eine Fett- und Ölabscheidung umfassen. Ob Absetzbecken erforderlich sind, richtet sich nach örtlichen Gegebenheiten und gesamtplanerischen Aspekten, wie:

- Art der Behandlung des Überschussschlammes:
  - Emscherbecken oder Mitbehandlung im Vorklärteich,
  - Faulbehälter,
  - Schlamm-trockenbeete.
- Höhe der Zulaufbelastung: Bei TS-Zulaufwerten unter 200 mg/l kann unter Umständen auf ein Absetzbecken verzichtet werden. In diesem Fall ist mindestens eine Feinsiebung mit Maschen- oder Lochgröße < 3 mm erforderlich.

### 8.4.2 Nachbehandlung

Tropfkörperschlämme sind körnig und gut absetzbar. Der anfallende Überschussschlamm wird mit TS-Zulaufkonzentrationen von in der Regel 50 mg/l bis 200 mg/l der Nachklärung zugeführt.

Für die Nachbehandlung sind neben üblichen Absetzbecken auch Lamellenklärer geeignet (Plattenabstand > 80 mm; Flächenbeschickung  $q_p = 0,6 \text{ m/h}$ ).

Bei mehrstufigen Anlagen können Zwischenklärungen auf deutlich höhere Oberflächenbeschickungen ausgelegt werden, bei üblichen Absetzbecken auf  $q_a = 2 \text{ m/h}$ , bei Lamellenklären auf  $q_p = 1,2 \text{ m/h}$ . Zur Bemessung der Zwischenklärung kann der Ansatz nach BILLMEIER (1993) herangezogen werden. Der Einfluss des TS-Gehalts im Tropfkörperzulauf wird bei der Bemessung berücksichtigt. Jedoch sollte ein Nitrifikationstropfkörper in der zweiten Stufe nicht mit mehr als 80 mg TS/l beschickt werden, um die Nitrifikationsleistung nicht zu sehr zu reduzieren.

Bei Tropfkörpern als nachgeschaltete Reinigungsstufe zur Nitrifikation nach einer Zwischenklärung und mit nur minimalem CSB-Abbau kann auf eine Nachklärung verzichtet werden, wenn die Zulaufkonzentration des TS bereits kleiner als der zulässige Ablaufwert ist.

### 8.4.3 Konfigurationsmöglichkeiten

Tropfkörperanlagen können ein- oder mehrstufig für den Kohlenstoffabbau und die Nitrifikation eingesetzt werden. Für die Denitrifikation kann ein Tropfkörper um ein anoxisches Belebungsbecken als Vor- oder Folgestufe erweitert werden. Hinsichtlich der Auslegung von Denitrifikationstropfkörpern wird auf das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 (2001) sowie auf RÜDIGER (1993) und DORIAS (1996) verwiesen. Als Folgestufe für eine nachgeschaltete Nitrifikation können Tropfkörper auch mit vorge-schalteten Abwasserteichen oder UASB-Reaktoren zum Kohlenstoffabbau kombiniert werden.

Nachfolgend werden verschiedene Konfigurationsmöglichkeiten dargestellt.

Das Bild 8.4 zeigt eine einstufige Tropfkörperanlage für den Kohlenstoffabbau mit regulärer Vor- und Nachklärung. Eine interne Rezirkulation ist bei diesem Anlagenschema optional.

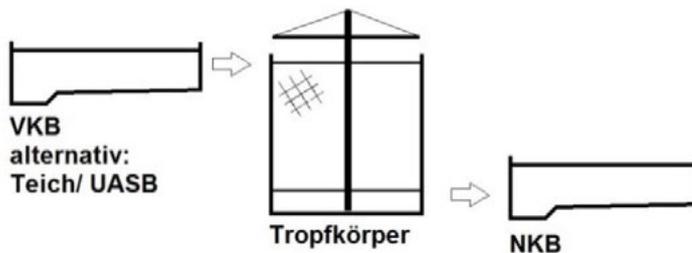


Bild 8.4: Einstufige Tropfkörperanlage zum Kohlenstoffabbau (Beispiel) (HENRICH & SEEGER 2016)

Das Bild 8.5 zeigt eine einstufige Tropfkörperanlage für den Kohlenstoffabbau und/oder zur Nitrifikation mit regulärer Vor- und Nachklärung. Ein solcher Tropfkörper kann verschiedene Füllkörper-typen in verschiedenen Höhen aufweisen, da der Tropfkörper entlang der Höhe verschiedene Auf-gaben erfüllen soll. Eine Variation der Füllkörpermaterialien ist nicht zwingend erforderlich, kann jedoch helfen, den Tropfkörper zu optimieren. Eine interne Rezirkulation ist auch hier optional.

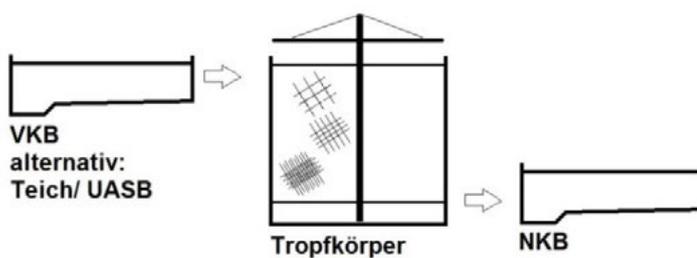
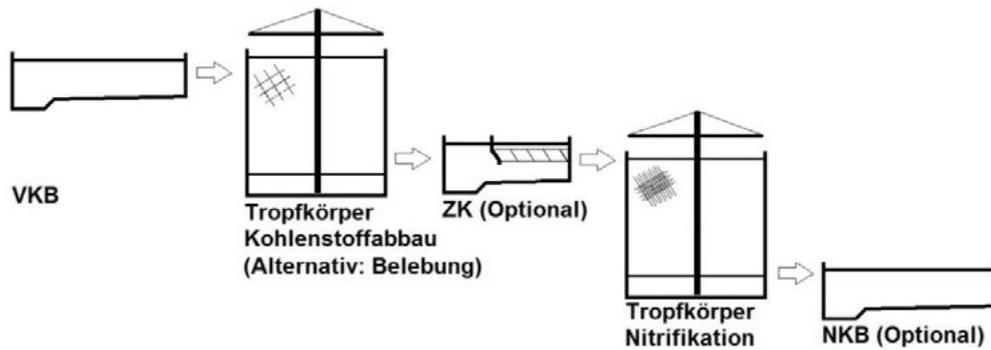


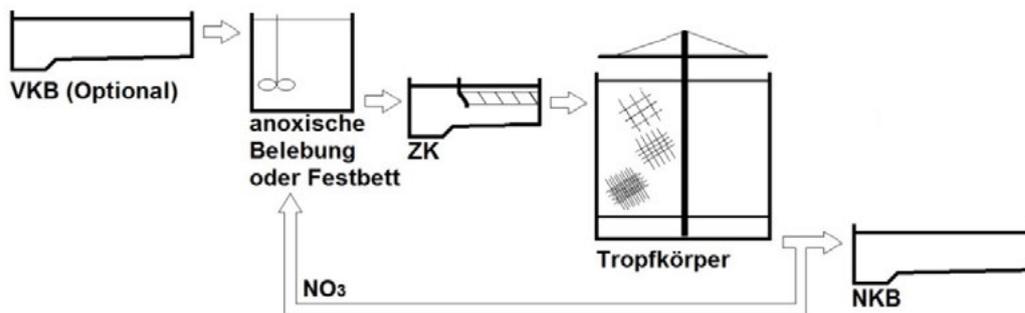
Bild 8.5: Einstufige Tropfkörperanlage zum Kohlenstoffabbau und/oder zur Nitrifikation (Beispiel) (HENRICH & SEEGER 2016)

Das Bild 8.6 zeigt eine mehrstufige Tropfkörperanlage mit regulärer Vor- und Nachklärung. Solche Anlagen werden in dieser Form von Beginn an geplant oder entstehen durch sukzessive Erweiterungen von bestehenden Anlagen. Beispielsweise kann in der ersten Bauphase zunächst der Tropfkörper zum Kohlenstoffabbau realisiert werden und später, bei steigenden Anforderungen an die zulässige Ablaufqualität, eine weitere Stufe angebaut werden. Eine Zwischenklärung ist nicht zwingend erforderlich, hilft aber, den CSB-Zulauf zum nachfolgenden Tropfkörper signifikant zu reduzieren und diesen kleiner dimensionieren zu können. In dieser Konfiguration ist auch ein anderes Verfahren für den Kohlenstoffabbau möglich (z. B. ein UASB-Reaktor, ein Abwasserteich oder eine Belebungsanlage, siehe auch Berechnungsbeispiel zu Verfahrenskombinationen in Anhang B.7).



**Bild 8.6: Mehrstufige Tropfkörperanlage zum Kohlenstoffabbau und/oder zur Nitrifikation (Beispiel)**  
(HENRICH & SEEGER 2016)

Das Bild 8.7 zeigt eine mehrstufige Tropfkörperanlage zum weitergehenden Stickstoffabbau. Wird bei einer einstufigen oder zweistufigen Tropfkörperanlage zusätzlich nitratreiches Wasser recirkuliert, ermöglicht dies die Denitrifikation in einem anoxischen Fest- oder Wirbelbett oder in einer Belebungsanlage ohne belüfteten Teil, wenn dieser durch einen Tropfkörper ersetzt wird. Die Rezirkulationsrate hängt von der zu denitrifizierenden Fracht an  $\text{NO}_3$  ab. Die Sauerstoffrückführung ist beim Tropfkörper höher, da in der Regel sauerstoffgesättigtes Wasser den Tropfkörper verlässt. Ein reguläres Denitrifikationsbecken kann dem Tropfkörper nachgeschaltet werden; dies wird nach bekannten Regelwerken bemessen. Ebenso ist eine sukzessive Erweiterung um eine Denitrifikationsstufe möglich.



**Bild 8.7: Mehrstufige Tropfkörperanlage zum weitergehenden Stickstoffabbau (Beispiel)**  
(HENRICH & SEEGER 2016)

#### 8.4.4 Füllmaterial

Das Füllmaterial hat – bei ordnungsgemäßer Gesamtplanung der Anlage – den größten Einfluss auf das Verfahren. Die Leistungsfähigkeit der Füllstoffe wird nach folgenden technischen Kriterien bewertet:

- a) Fähigkeit, geringe Ablaufkonzentrationen zu erreichen,
- b) Durchlässigkeit für die Luft zur Sauerstoffversorgung des Biofilms,
- c) Fähigkeit, stärkeres Schlammwachstum bei höher belasteten Reaktoren ( $B_{R,CSB} > 1,5 \text{ kg/d}$ ) ohne Auftreten von Verstopfungen zu beherrschen,
- d) Fähigkeit, Umwelteinflüssen zu widerstehen,
- e) Fähigkeit, die gesamte Biomasse inklusive Eigengewicht und die auftretende Wasserlast zu tragen,
- f) Verschleißwiderstand der obersten Schicht gegen Erosion, UV-Belastung, Begehbarkeit.

Grundsätzlich sollte die Füllmaterialauswahl nach dem Grundsatz „Betriebssicherheit geht vor Leistungsoptimierung“ erfolgen. Da der Tropfkörper als Plug-flow-Reaktor die höchste Raumbelastung und das höchste Schlammwachstum im obersten Bereich hat, muss der Füllkörper in diesem – besonders kritischen – Bereich das Biomassewachstum tragen. Als grobe Regel gilt: Bei einer lokalen Raumbelastung über  $10 \text{ kg CSB}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  ist vertikal strukturiertes Material zu bevorzugen. Bei einer lokalen Raumbelastung über  $5 \text{ kg CSB}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  sollte die Füllkörperoberfläche nicht über  $125 \text{ m}^2/\text{m}^3$  betragen. Höhere spezifische Oberflächen lassen die Anforderung an die Spülkraft stark ansteigen, ohne wesentlich mehr Abbauleistung zu erzielen.

Grundsätzlich ergibt sich aus c), dass Füllkörper mit  $\geq 200 \text{ m}^2/\text{m}^3$  nur für die Nitrifikation ohne nennenswerten CSB-Abbau eingesetzt werden dürfen. Es kann daher sinnvoll sein, Tropfkörper mit über 3 m Füllhöhe entsprechend der lokalen Belastung mit unterschiedlichem Füllmaterial in den oberen und unteren Schichten auszustatten.

Die Erfahrung von vielen Anlagen und umfangreiche Literatur belegen eine Rangfolge verschiedener Füllkörperarten in Bezug auf ihre Leistungsfähigkeit zur Erreichung geringer Ablaufkonzentrationen. Bewertet an der zulässigen Raumbelastung zur Erreichung eines definierten Ablaufwertes kann folgende Reihenfolge ausgestellt werden:

Steine << Lava-schlacke < Schüttmaterial < vertikal strukturierte Packungen < Packungen in 60°-Diagonalstruktur

Dieser Aspekt führt zu Unterschieden bei den Tropfkörpervolumina von bis zu 100 %. Dennoch ergeben sich in Abhängigkeit von Materialverfügbarkeit und Kosten vor Ort für jedes Füllmaterial sinnvolle Einsatzbereiche.

Füllmaterial muss grundsätzlich auf die statische Belastung ausgelegt sein, die sich aus der Füllmaterialhöhe und dem Betriebsgewicht ergeben. Gemäß DIN 19557 (2004) ergibt sich im Normalfall ein Gewicht von bis zu  $300 \text{ kg}/\text{m}^3$ , das mit einer Sicherheit von 1,5 zu beaufschlagen ist. Für Kunststoffe ist zwingend das Langzeitkriechverhalten zu bewerten. Dies kann anhand eines 1.000-h-Belastungstests erfolgen, wobei die Annahme eines Betriebsgewichts von  $300 \text{ kg}/\text{m}^3$  empfohlen wird. Der Ausgleich des auf zwei Jahre bezogenen Volumenverlusts (der bei Schüttmaterial häufig über 10 % liegt) ist bei der Füllkörperbewertung zu berücksichtigen.

Die oberste Schicht sollte für das Betreten durch Betriebspersonal ausgelegt sein. Richtwert für eine Kurzzeitbelastung: mindestens  $50 \text{ kN}/\text{m}^2$ . Die oberste Schicht ist meist UV Strahlen ausgesetzt. Kunststoffe müssen deshalb gegen Schädigung geschützt werden. Dies wird in ausreichendem Maß durch Zugabe von Ruß (Black Carbon) erreicht, der das tiefere Eindringen der Strahlen verhindert. Die oberste Füllmaterialschicht sollte nicht unter 0,3 mm, besser 0,4 mm Foliendicke aufweisen, damit ausreichend Material von der Strahlung unbeeinflusst bleibt. Während der Bauphase ist bei sonnigen Klimaten darauf zu achten, dass auch lagerndes Material genügend UV-Schutz aufweist und gegen starke Erhitzung geschützt wird. Speziell tiefgezogene Produkte (vor allem aus PVC) können sonst die eingeprägte Verformung verlieren. Bei einer längeren Zeitspanne zwischen Montage und Inbetriebnahme sollte die Tropfkörperoberfläche so lange durch Beschattung geschützt werden, bis der Biofilm und die im Betrieb vorhandene Wasserschicht den UV-Einfluss erheblich verringern.

Geeignete Werkstoffe für Füllkörper aus Kunststoff sind PP, PVC und PE. Bei der Werkstoffauswahl sollten umwelttechnische Belange wie die Entsorgung nach Ablauf der Lebensdauer, Umweltbelastung bei der Herstellung, insbesondere beim Zusammenfügen auf der Baustelle (Beispiel: giftige Lösemittel beim Verkleben von PVC), sowie das Verschleißverhalten der obersten Schicht berücksichtigt werden.

Mineralische Füllstoffe sind sorgfältig aufzubereiten (zu sieben und zu waschen), damit keine kleinteiligen Bruchstücke die erforderlichen Hohlräume verschließen.

Die unterste Schicht überträgt die Last auf den Tragrost. Sie muss daher auf die höheren Flächenpressungen und Kantenbelastungen ausgelegt werden.

Für die Bemessung von Füllkörpern werden näherungsweise die in Tabelle 8.5 zusammengestellten  $k_{20}$ -Faktoren angesetzt. Herstellerspezifische Angaben können leicht abweichen; jedoch sollten solche Werte an mindestens fünf Anlagen anhand des in 8.3 beschriebenen Bemessungsalgorithmus nachgewiesen werden. Aufgrund des Einflusses der Füllmaterialhöhe auf die Reinigungsleistung (siehe Gleichung (8.1)) sind die Bereiche der  $k_{20}$ -Faktoren in Tabelle 8.5 für eine Füllmaterialhöhe von 5,2 m angegeben worden (entspricht 8,5 Lagen strukturierter Packung gemäß Industriestandard). Herstellerspezifische  $k_{20}$ -Faktoren sollten ebenfalls zusammen mit der Füllmaterialhöhe angegeben werden und zur Auslegung von Anlagen mit abweichenden Füllmaterialhöhen über METCALF & EDDY (2013) bzw. WEF (2000) mit

$$k_{20,h_{TK2}} = k_{20,h_{TK1}} \cdot \left(\frac{h_{TK1}}{h_{TK2}}\right)^{0,5} \quad ((m^3/(h \cdot m^2))^{0,5}) \quad (8.11)$$

angepasst werden.  $k_{20,h_{TK1}}$  und  $h_{TK1}$  entsprechen den in Tabelle 8.5 angegebenen  $k_{20}$ -Faktoren mit der zugehörigen Füllmaterialhöhe von 5,2 m.  $k_{20,h_{TK2}}$  ist der angepasste  $k_{20}$ -Faktor auf die neue Füllmaterialhöhe  $h_{TK2}$ .

Tabelle 8.5: Beispiele von  $k_{20}$ -Werten verschiedener Füllkörpertypen in  $(m^3/(h \cdot m^2))^{0,5}$  für eine Füllmaterialhöhe von 5,2 m

| Füllmaterialtyp   | typische $k_{20}$ -Werte* <sup>1</sup> | sinnvolle Anwendung                         |
|---|--|---|
| <b>vertikale Kanäle</b>   |  |   |
| < 100 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>  | k.A.** <sup>1</sup>                    | Hochlaststufe Kohlenstoffabbau              |
| < 125 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>  | k.A.** <sup>1</sup>                    | Hochlaststufe Kohlenstoffabbau              |
| >150 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>   | k.A.** <sup>1</sup>                    | selten eingesetzt                           |
| <b>60° kreuzende Kanäle</b>   |  |   |
| < 100 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>  | 0,0025 bis 0,003                       | Kohlenstoffabbau                            |
| < 125 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>  | 0,002 bis 0,0029                       | vorwiegend Kohlenstoffabbau                 |
| < 150 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>  | 0,0019 bis 0,0026                      | Nitrifikation, Schwachlast Kohlenstoffabbau |
| < 250 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>  | 0,0013 bis 0,0018                      | Nitrifikation                               |
| <b>Schüttfüllkörper (max. 5 m)</b>  |  |   |
| < 100 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>  | 0,002 bis 0,0025                       | Schwachlast Kohlenstoffabbau                |
| < 150 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>  | 0,0015 bis 0,002                       | Nitrifikation                               |
| < 200 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>  | 0,001 bis 0,0015                       | Nitrifikation                               |
| <b>Stein/Lava (max. 4 m)</b>  |  |   |
| ~ 60 bis 90 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>  | 0,002- 0,004                           | Nitrifikation, Schwachlast Kohlenstoffabbau |
| ANMERKUNGEN   |  |   |
| * <sup>1</sup> typischer Wertebereich; Herstellerangaben können leicht abweichen und sind zu belegen. |  |   |
| ** <sup>1</sup> Hochlaststufe mit Beladung von über 6 kg CSB <sub>abb</sub> /(m <sup>3</sup> ·d).     |  |   |

### 8.4.5 Tragrost, Raum unterhalb des Füllmaterials und Sohle

Der Tragrost unter dem Füllmaterial soll die statische Belastung aus den Füllkörpern aufnehmen und die Luftverteilung bzw. Luftversorgung sicherstellen. Ein Freiraum von 30 cm Höhe zwischen dem Füllmaterial bzw. Tragrost und dem Boden ist mindestens einzuhalten.

Eine behinderungsfreie Luftzirkulation wird im Allgemeinen bei mindestens 70 % offener Querschnittsfläche des Tragrostes angenommen.

Bei Durchmessern von bis zu ca. 16 m und bei Füllhöhen von maximal 3 m kann darauf verzichtet werden, das Gefälle des Bodens durch den Tragrost auszugleichen. In allen anderen Fällen ist zwingend ein horizontaler Tragrost vorzusehen, der das Gefälle des Bodens ausgleicht und auf die auftretenden Maximallasten inkl. Sicherheit ausgelegt ist.

**Ausführungsbeispiel 1:** Auflagerung von strukturierten Packungen auf 100 mm breite, parallele Betonwände mit einem Mittelabstand von max. 400 mm, mit strukturierten Packungen, die ausgelegt sind auf die entstehenden Linienlasten der Beton-Unterkonstruktion.

**Ausführungsbeispiel 2:** Beton- oder Kunststofffüße mit aufliegender flächiger oder teilweise flächiger Gitterrost bzw. spezielle Unterkonstruktionssysteme oder Lösungen einzelner Hersteller.

Das Gefälle der Sohle muss mindestens 1:100 betragen. Ist keine Vorklärung geplant, ist ein Gefälle von mindestens 1:75 vorzusehen. Im Allgemeinen ist eine V-förmig geneigte Sohle mit einer Sammelrinne entlang der Mittellinie vorteilhaft. Bei Durchmessern über 30 m ermöglichen zwei Sammelrinnen eine deutliche Verminderung des Höhenverlustes. Im Ablaufkanal kann zur Minderung der Höhenverluste zeitweise ein geringfügiger Rückstau hingenommen werden. Zuluftöffnungen dürfen nicht mehr als 25 % einstauen.

Bei strukturierten Kunststofffüllungen sollte der Tragrost auf ein Gewicht der Füllung von  $600 \text{ kg/m}^3$  (EPA  $> 650 \text{ kg/m}^3$ ) ausgelegt sein (inklusive Sicherheitszuschlag). Bei loser Schüttung ist das Verstopfungsrisiko größer und die Unterkonstruktion ist auf mindestens  $1.000 \text{ kg/m}^3$  auszulegen. Bei Stein oder Lava ist zusätzlich noch die Last der Füllkörper zu berücksichtigen. Bei allen losen Schüttungen sind die Seitenwände so auszulegen, dass sie dem Druck bei gefülltem Tropfkörper standhalten (Füllkörper und Wassersäule). Bei strukturierten Kunststofffüllungen, die auf der Unterkonstruktion lasten, reicht es aus, die Seitenwände auf Windlasten nach örtlichen Bestimmungen auszulegen.

### 8.4.6 Luftzufuhr

Die Luftzufuhr kann als sicher ausreichend angesehen werden, wenn  $100 \text{ m}^3$  Luft pro Kubikmeter Füllmaterial und Tag zirkulieren. Die Luftzufuhr wird von dem Temperaturgefälle zwischen dem Abwasser, der Umgebungsluft und der Temperatur des Biofilms auf der einen Seite, sowie dem Druckverlust des Füllmaterials, der Gestaltung der Zuluftöffnungen und des Tragrostes auf der anderen Seite beeinflusst. Da der Biofilm einen Wärmeüberschuss erzeugt, ergibt sich oft auch bei Temperaturgleichheit von Außenluft und Abwasser ein Temperaturgefälle, was in der Regel ausreicht, in einem druckverlustarmen Füllkörper einen ausreichenden Luftaustausch zu erzeugen. Dieser Effekt verstärkt sich durch die Verdunstungskühlung und die Wasserverteilung bzw. den Sog der Wasserströmung. Es ist daher in aller Regel möglich, auf eine Zwangsbelüftung zu verzichten.

Die seitlichen Belüftungsöffnungen in der Außenwand sind großzügig zu gestalten. Als Richtwert gilt: 2 % der Querschnittsfläche des Tropfkörpers bei 4 m bis 6 m Füllhöhe. Flache Tropfkörper ( $< 2 \text{ m}$  Füllhöhe) benötigen bei Kunststofffüllungen nicht zwingend Belüftungsöffnungen, da der vertikale Luftaustausch ausreicht. Bei Füllhöhen von 2 m bis 4 m sollten die örtlichen Temperaturverhältnisse einbezogen werden. Bei starkem Naturzug kann auch 1 % Belüftungsfläche ausreichen.

Eine Zwangsbelüftung kann bei hohen Temperaturen bzw. bei anhaltend gleichen Temperaturen von Abwasser und Luft nötig werden. Wenn eine Zwangsbelüftung nötig wäre, sollte sie den natürlichen Luftzug unterstützen, d. h. die Luft von unten nach oben führen. Eine Absaugung oben erfordert die aufwändige Abdeckung des Tropfkörpers und sollte nur gewählt werden, wenn es dafür besondere Gründe gibt. Zudem ist zu beachten, dass sich unter der Abdeckung ständig eine wasserdampfgesättigte, aggressive Atmosphäre bildet, die für Wartungspersonal unzumutbar ist und die Lebensdauer von Bauwerk und Drehsprenger, speziell dessen Antrieb, verkürzt.

Wird die Luft unten eingeblasen, darf es unten keine Öffnungen für den natürlichen Luftzug geben. Dies hat den erheblichen Nachteil, dass ohne Gebläse nur geringe Luftmengen zirkulieren. Eine Zwangsbelüftung sollte sich daher auf besondere Randbedingungen (dauerhaft geringer natürlicher Luftzug, Abluftreinigung, sehr kalte Lufttemperatur, Füllmaterial mit hohem Druckverlust) beschränken.

Bei kalten Klimaten muss eine starke Auskühlung und Eisbildung beachtet werden. Das kann mit weitgehender bis vollständiger Verschließung der Zuluftöffnungen erreicht werden. Damit sind auch mehrtägige Kälteperioden bis zu  $-20\text{ °C}$  ohne Abdeckung eines Tropfkörpers zu beherrschen. Erst wenn mit mehrwöchigen Kälteperioden unter  $-10\text{ °C}$  gerechnet werden muss, ist eine Tropfkörperabdeckung und Wärmeisolation erforderlich. Dabei wird oft bereits mit einer Randabdeckung über 50 % der Fläche der kritische Bereich in der Randzone oberhalb der Füllung ausreichend geschützt.

### 8.4.7 Tropfkörperspülung

Bestimmte Störeinflüsse wie Fliegen, Makroinvertebraten (siehe 8.4.8) oder vorübergehend höhere Biomassegehalte lassen sich durch intensive Spülungen bekämpfen. Deshalb wird empfohlen, das Rohrleitungssystem und die Pumpenkapazitäten so auszulegen, dass die Beschickungswassermenge verdoppelt werden kann. Dies ist in der Regel ohnehin erforderlich, um größere Wassermengen, z. B. bei Regenwetter im Mischsystem, über den Tropfkörper leiten zu können.

Ein Spülgang wird durchgeführt, indem man temporär den SK-Wert stark erhöht. Dies kann durch Verlangsamung oder Stopp des Drehsprengers oder durch Erhöhung der Beschickungswassermenge bei gleich bleibender Geschwindigkeit des Drehsprengers erfolgen. Ein Spülgang kann beispielsweise wie folgt erfolgen:

- 1) wenn möglich, Beschickungswassermenge deutlich erhöhen (z. B. bis  $Q_{\max}$ ),
- 2) Drehsprengergeschwindigkeit auf 1/10 reduzieren; bei 4 Armen für ca. 45 min, bei 2 Armen für ca. 90 min.

Die Frequenz und Dauer solcher Spülungen richtet sich nach den Gegebenheiten im Einzelfall. Sie können quartalsweise, monatlich, oder wöchentlich sinnvoll sein und sollten mindestens 30 Minuten andauern. In bestimmten Fällen ist auch eine Wiederholung innerhalb von 24 h zweckmäßig, weil sich erst in der Folge einer Spülung Veränderungen ergeben, die für eine unmittelbar folgende Spülung von Vorteil sind. Bei besonderen Ereignissen wie z. B. Fliegenbefall ist es sinnvoll, nach erfolgter erster Spülung eine weitere nach 24 Stunden und dann eine dritte nach zwei bis drei Tagen durchzuführen, um auch eventuell später schlüpfende Eier auszuspülen.

Auslöser für das Erfordernis von Spülungen können sein:

- Außerbetriebnahme oder längere Wartungsperiode am Drehsprenger,
- Saisonwechsel, besonders bei großen Unterschieden zwischen Sommer- und Winterbetrieb,
- touristische Einflüsse, z. B. Saisonwechsel,
- Abfall der Nitrifikationsleistung; hier kann bei gleichbleibenden Randbedingungen eine Spülung eventuell helfen,
- temporäre CSB-Spitzen, die Tage oder Wochen andauern; hier kann es sinnvoll werden die Drehsprenger-Geschwindigkeit dauerhaft anhand der SK-Werte in Tabelle 8.3 anzupassen.

### 8.4.8 Ursachen bei Betriebsstörungen und Lösungsvorschläge

Betriebsstörungen werden meist durch eine nachlassende Nitrifikation oder generelle Verschlechterung der Ablaufparameter wahrgenommen. Zunächst gilt es dann zu überprüfen, ob die aktuellen Betriebsverhältnisse noch im Rahmen der Bemessungsansätze liegen oder ob die Anlage außerhalb der Ansätze arbeitet und sich die Ablaufparameter deshalb verschlechtern. Dazu ist eine systematische Beprobung und Inspektion der Anlage und ggf. eine Nachrechnung mit dem gegebenen Algorithmus durchzuführen. In den meisten Fällen ergibt sich entweder eine Überlastung der Anlage, eine falsche Einstellung der Hydraulik oder ein massenhafter Befall mit Makroinvertebraten als Ursache der Betriebsstörung. Im Folgenden werden Hinweise zu verschiedenen Störungen gegeben.

|  |   |
|--|---|
| Kapazität am Limit:                                      | Ein Umbau oder eine Erweiterung der Anlage zur Kapazitätserhöhung bei schlechten Reinigungsleistungen kann beispielsweise über ein Aufstocken des Tropfkörpers, eine Ertüchtigung des Drehsprengers oder eine Erweiterung der Anlage um eine vorgeschaltete anoxische Stufe erfolgen. Um auszuschließen, dass schlechte Reinigungsleistungen nicht in betrieblichen Gründen zu suchen sind, sind zunächst die Ablaufwerte zu analysieren und z. B. zu prüfen, ob eine ausreichende Säurekapazität im Ablauf vorhanden ist.  |
| Geruch:  | Geruch kann durch einen zu dicken Biofilm entstehen, der nicht genug mit Sauerstoff versorgt wird. Hier wird regelmäßiges Spülen oder eine dauerhafte Erhöhung der Spülkraft empfohlen.   |
| Saisonbetrieb:   | Bei Saisonbetrieb oder starken saisonalen Veränderungen der Zulaufmengen, z. B. durch Tourismus, kommt es vor, dass sich ein bis dahin adaptierter Biofilm den neuen Gegebenheiten anpasst. Dies führt häufig dazu, dass sich bei Zulauferrhöhung oder Abkühlung der Biofilm teilweise ablöst, um sich neu zu bilden. Bei Erwärmung oder Reduzierung des Zulaufstroms kann Vergleichbares passieren. Bei solchen Verhältnissen wird eine regelmäßige bzw. vorbeugende, kontrollierte Tropfkörperspülung während der Umstellungszeit empfohlen. Damit werden eventuelle Schwankungen in den Ablaufkonzentrationen minimiert.   |
| H <sub>2</sub> S-Einfluss z. B. nach anaerober Vorstufe: | Gelöstes H <sub>2</sub> S hat Einfluss auf die Nitrifikation. Übermäßige H <sub>2</sub> S-Konzentrationen im Zulauf zu einem nitrifizierenden Tropfkörper sind zu vermeiden, weil sonst im oberen Bereich des Tropfkörpers die Nitrifikation soweit gehemmt wird, bis das H <sub>2</sub> S oxidiert ist. Abhilfe schafft eine höhere CSB-Beschickung der Tropfkörper (bessere und schnellere Oxidation von H <sub>2</sub> S im oberen Tropfkörperbereich) oder eine kleine vorgeschaltete Belüftung. Zusätzlich sollte die H <sub>2</sub> S-Quelle gefunden und eliminiert werden.  |
| Fliegen:   | Fliegenlarven haben in geringen Mengen einen positiven Effekt auf die Zusammensetzung des Biofilms. Bei übermäßigem Befall sollten sie bekämpft werden. Den Fliegenlarven dient dicker Schlamm als Nahrungsquelle und Lebensraum. Schlammansammlungen können besonders bei geschütteter Füllung entstehen, wenn sich in teilweise unbenetzten Zonen Schlamm ansammelt. Bei strukturierten Packungen deuten Fliegen auf einen zu dicken Biofilm bzw. unzureichende Spülung hin. In manchen Regionen ist das vollständige Vertreiben der Tropfkörperfliegen kaum möglich und auch nicht nötig. Hier wird regelmäßiges Spülen oder eine dauerhafte Erhöhung der Spülkraft empfohlen, um überflüssigen Schlamm auszutragen und die Fliegen zu minimieren. Auch die temporäre Anhebung des pH-Wertes auf > 10 unter gleichzeitiger Zugabe von Harnstoff kann Abhilfe schaffen. |
| Algen, Moos:   | Algen benötigen Licht, daher wachsen sie nur auf der Tropfkörperoberfläche. Algen und Moos konkurrieren mit heterotrophem Wachstum, deshalb treten sie vornehmlich bei nitrifizierenden Tropfkörpern auf und können dort das Tropfkörperfüllmaterial in den obersten Zentimetern verschließen. Abhilfe kann ein regelmäßiges Aberten des Mooses oder der Algen schaffen, um die Kanäle wieder zu öffnen.  |

Schnecken: Eine übermäßige Anzahl von Schnecken kann vor allem die Nitrifikationsleistung reduzieren. Eine Bekämpfung ist schwierig, jedoch kann die temporäre Anhebung des pH-Wertes auf  $> 10$  unter gleichzeitiger Zugabe von Harnstoff helfen.

Würmer: Rote Würmer sind nicht problematisch und müssen i. d. R. nicht bekämpft werden.

### 8.5 Kostenverursachende Größen

Das Tropfkörperverfahren zählt zu den Abwasserreinigungsverfahren mit geringem Energieverbrauch. Die Zuführung des erforderlichen Sauerstoffs erfolgt in der Regel durch den natürlichen Luftzug, sodass sich der Energieverbrauch auf das Pumpen des Abwassers beschränkt. Die Höhe eines Tropfkörpers bestimmt im Wesentlichen den Energiebedarf. Wenn das Geländeprofil eine Beschickung ohne Pumpen ermöglicht, sollte sich die Tropfkörperhöhe bevorzugt an dieser Möglichkeit orientieren, um den Energieverbrauch zu minimieren. Auch flache Tropfkörper ( $< 2$  m Füllhöhe) ermöglichen bei entsprechender Auslegung und Füllkörperwahl eine weitgehende Nitrifikation. Dem können Mehrkosten durch größere Volumina des Tropfkörpers entgegenstehen. Dies wird aber häufig durch Betriebskostenvorteile ausgeglichen.

Die Bau- und Betriebskosten von Tropfkörpern werden im Wesentlichen durch den hydraulischen Fließweg beeinflusst. Optimierungspotenzial besteht bei folgenden Aspekten:

- Energiebedarf: Festgelegt über die Anzahl und Höhe der Pumpstufen bzw. durch die Ausnutzung des vorhandenen geodätischen Gefälles und die entsprechend gewählte Füllmaterialhöhe. Die Mehrkosten eines flachen Tropfkörpers können in den meisten Fällen durch eingesparte Energiekosten ausgeglichen werden.
- Baukosten der Gesamtanlage: Zu beachten sind insbesondere die Erdarbeiten für Pumpstufen bei tief gründenden Bauwerken.
- Reduzierung der Gesamtpumphöhe durch Vermeidung unnötiger Höhenverluste: Im Tropfkörper betrifft dies das Verteilbauwerk und die Zuleitung, den Drehsprenger, die Füllhöhe, den Tragrost, die Sohle und den Ablauf.
- Rezirkulation: Diese hat wesentlichen Einfluss auf den Energieverbrauch von Tropfkörpern. Sie wird für das Ausspülen des Überschussschlammes und eine ausreichende Wasserverteilung auf den Biofilm benötigt. Die Rezirkulation von nitrathaltigem Wasser kann für die Denitrifikation im oder vor dem Tropfkörper genutzt werden.
- Pumphöhe zum Tropfkörper: Diese sollte durch Begrenzung des Verlustes im Drehsprenger, in den Rohrleitungen und im Pumpenschacht und durch den Wirkungsgrad der Pumpen auf das gerade erforderliche Maß begrenzt werden. Gleichermaßen sind durch günstige Gestaltung von Tropfkörpertasse und Verbindung zur Nachklärung erhebliche Einsparungen möglich. Für die Tropfkörpertasse ergibt sich der geringste Höhenverlust mit einer flachen V-Form. Bei großen Durchmessern lässt sich der Höhenverlust durch zwei Sammelrinnen und ein doppeltes V vermindern. Groß bemessene Verteilbauwerke und Zulaufleitungen sind kostenintensiv, tragen aber zur Minderung der Pumphöhe und des Energiebedarfs bei. Die Energieeinsparung über viele Jahre übertrifft hier in der Regel die baulichen Mehrkosten. Über eine Vorgabe der Differenzwasserhöhe für Drehsprenger (zum Ausgleich der hydraulischen Druckverluste), die dieser bauartbedingt einhalten muss, lassen sich Einsparpotenziale erreichen.
- Selbsttragende strukturierte Packungen: Deren Vorteile können genutzt werden, um preiswerte Hüllwände zu erstellen bis hin zum Verzicht auf diese Wände.
- Zwangsbelüftung: Kompressoren für die Zwangsbelüftung verbrauchen viel Energie und benötigen eine regelmäßige Wartung. In den meisten Fällen ist jedoch eine natürliche Belüftung des Tropfkörpers möglich und sollte bevorzugt werden.
- Auswahl von Füllkörpern: Die Wahl von Füllkörpern, die mit geringeren Spülkräften auskommen, kann zur Energieoptimierung beitragen, wenn dem nicht eine Leistungseinbuße entgegensteht.

## 9 Anaerobanlagen

### 9.1 Einleitung und Anwendungsbereich

#### 9.1.1 Anaerobe Behandlungsverfahren für kommunales Abwasser

Für die Behandlung kommunaler Abwässer wird eine Vielzahl unterschiedlicher anaerober Verfahren eingesetzt. Hierzu gehören unter anderem:

- Biofilmverfahren wie z. B. anaerobe Scheibentauchkörper;
- horizontal durchflossene Systeme ohne zusätzliche Vorrichtungen für erhöhten Feststoffrückhalt wie z. B. Anaerobteiche (vgl. Abschnitt 10) und Faulgruben (Septic Tanks);
- horizontal oder vertikal durchflossene Systeme mit zusätzlichen Vorrichtungen für erhöhten Feststoffrückhalt wie z. B. Emscherbrunnen, Baffled Anerobic Reactor, Upflow Anaerobic Sludge Bed Reaktor (UASB) und anaerobe Membranreaktoren. Letztere sind allerdings bisher noch nicht großtechnisch ausgeführt worden.

Nach dem anaeroben Teich gehört der UASB-Reaktor weltweit zu der am häufigsten realisierten anaeroben Verfahrensform. Beispielsweise stellte der UASB-Reaktor in 2012 unter 2.734 untersuchten kommunalen Kläranlagen in sechs verschiedenen lateinamerikanischen Ländern (Brasilien, Kolumbien, Chile, Dominikanische Republik, Guatemala und Mexico) nach den anaeroben Teichen mit 38 % und dem aeroben Belebungsverfahren mit 26 %, das dritthäufigste Verfahren mit 17 % aller Anlagen dar (NOYOLA et al. 2012).

Der UASB-Reaktor wurde in den 1970er Jahren (LETTINGA et al. 1980), zur Behandlung hoch belasteter industrieller Abwässer (CSB > 3.000 mg/l) mit Temperaturen > 30 °C entwickelt. Seit den 1980er Jahren hat sich der UASB-Reaktor in vielen tropischen- und subtropischen Ländern mit Abwassertemperaturen > 20 °C, wie Brasilien (JORDAO et al. 2009, FLORENCIO et al. 2001, CAMPOS et al. 2009, VIERA et al. 1986), Kolumbien (SCHELLINKHOUT & COLLAZOS 1992), Indien (KHALIL et al. 2008, DRAAIJER et al. 1992, DECOM MANUAL 1994), Ägypten (SCHELLINKHOUT 1993) und Mexico (MONROY et al. 2000), als Alternative zur konventionellen aeroben Kommunalabwasserbehandlung verbreitet.

#### 9.1.2 Einsatz kommunaler UASB-Reaktoren

Der Reaktoraufbau und das verfahrenstechnische Konzept kommunaler UASB-Reaktoren haben folgende Ziele:

- Rückhalt partikulärer und kolloidaler Stoffe durch Sedimentation. Erzielbare Rückhaltegrade für TS liegen zwischen 50 % bis 90 %.
- Abbau von gelöstem und partikulärem CSB. Erzielbare Rückhalte- bzw. Abbaugrade liegen für  $CSB_{hom}$  zwischen 45 % bis 85 %. Um eine weitergehende CSB-Elimination zu erzielen, ist einer Anaerobstufe generell eine aerobe Stufe, z. B. ein Abwasserteich, ein Tropfkörper oder eine Belebungsanlage, nachzuschalten.
- Reduzierung des akkumulierten Schlammvolumens durch Hydrolyse organischer Feststoffe, Verbesserung der Entwässerbarkeit und Verminderung von Krankheitserregern im Schlamm.

Somit übernehmen UASB-Reaktoren innerhalb einer Kläranlage die Funktion einer Vorklärung, einer biologischen Vorbehandlungsstufe zur C-Elimination und einer Schlammstabilisierung. Der Wirkungsgrad ist stark temperaturabhängig, weshalb ein effektiver Anlagenbetrieb nur bei Abwassertemperaturen > 20 °C zu erreichen ist. Der Einsatz ist somit vorrangig für tropische und subtropische Länder interessant.

Nährstoffe (N und P) werden im anaeroben Prozess nur unwesentlich (< 10 % durch Inkorporation in der Biomasse) umgesetzt. Die Verwendung von anaerob vorbehandeltem Abwasser zur Bewässerung in der Landwirtschaft kann somit in ariden Regionen eine sinnvolle Verwertungsoption darstellen.

Beim anaeroben Abbau wird Methan produziert, das gezielt durch die Gasfassung innerhalb des Reaktors aufgefangen wird und zur Erzeugung elektrischer und thermischer Energie verwertet werden kann. Je nach Randbedingung verlässt jedoch ein nicht zu vernachlässigbarer Anteil des gebildeten Methans die anaeroben Reaktoren über die freie Wasseroberfläche im Reaktor sowie über den Ablauf des Reaktors (siehe 9.1.5). Dieser Anteil entweicht unkontrolliert in die Atmosphäre. Methan ist ein Treibhausgas, das ein 28-faches Treibhauspotenzial (GWP) im Vergleich zu Kohlendioxid (CO<sub>2</sub>) aufweist (IPCC 2014). Um für die Kohlenstoffelimination niedrigere Treibhausgasemissionen als vergleichbare aerobe Abwasserbehandlungsverfahren erzielen zu können, muss mehr als 65 % des gebildeten Methans erfasst und verwertet werden (URBAN 2009). Neben einer Gasspeicherung, Konditionierung sowie thermischer oder elektrischer Verwertung ist daher eine gezielte Rückgewinnung von gelöstem Methan im Ablauf von kommunalen UASB-Reaktoren vorzusehen.

### 9.1.3 Aufbau kommunaler UASB-Reaktoren

Wie in Bild 9.1 dargestellt, besteht der Reaktor aus einem Faulraum und einem darüber liegenden Dreiphasenabscheider (3PA).

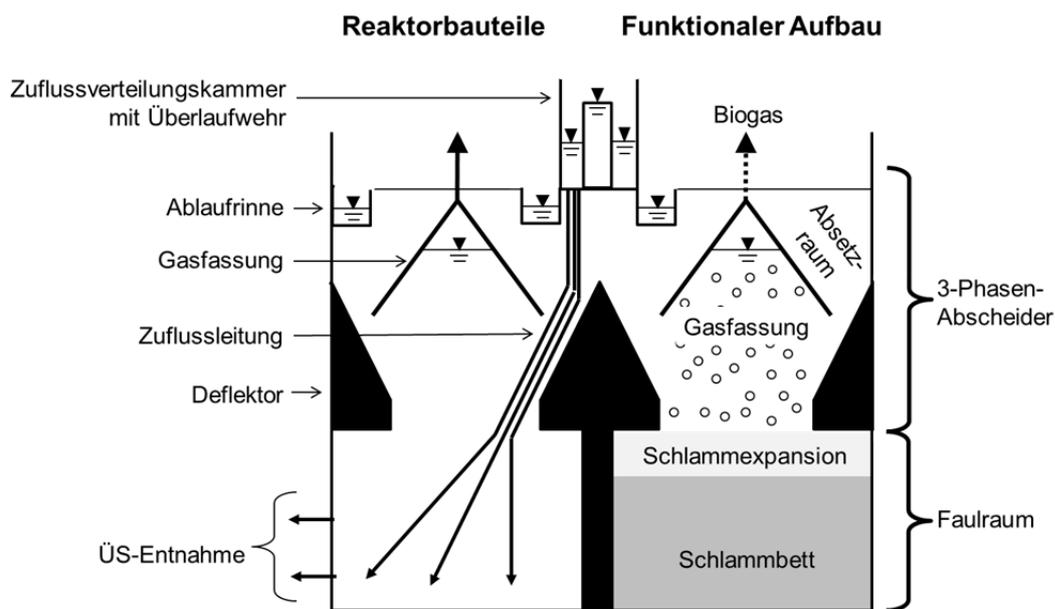


Bild 9.1: Aufbau eines UASB-Reaktors (aus NELTING 2017, angepasst nach VAN LIER et al. 2010)

Der Faulraum wird vom Reaktorboden aus mit Abwasser beschickt. Ähnlich wie bei einem vertikal durchströmten Vorklärbecken setzen sich dabei die partikulären Anteile des Abwassers ab, die eine höhere Absetzgeschwindigkeit als die Aufstromgeschwindigkeit des Wassers haben. Die Feststoffe sammeln sich im Faulraum an und bilden ein Schlammbett aus. Das gebildete Schlammbett hat eine Filterwirkung auf die partikuläre Fraktion des zufließenden Abwassers, die im unteren Teil des Schlammbetts zurückgehalten wird. Die Aufenthaltszeiten der Wasser- und Feststoffphasen im Reaktor werden somit entkoppelt (NELTING 2017).

Da der Faulraum nicht belüftet wird, bildet sich im Schlammbett eine anaerobe Biozönose, welche die zufließende partikuläre Organik hydrolysiert und zusammen mit der bereits gelösten Organik im Abwasser hauptsächlich zu Biogas umgesetzt bzw. zu 5 % bis 15 % auch in neue Biomasse inkorporiert wird.

Im Reaktor vorhandene Schlammsschichten werden kontinuierlich mit neu zufließendem Schlamm vermischt. Durch die ständige Akkumulation von Feststoffen muss in regelmäßigen Abständen der Überschussschlamm aus dem Faulraum abgeführt werden, um eine stabile Schlammбетhöhe zu garantieren. Im oberen Bereich des Schlammбетtes bildet sich ein Schlamm Spiegel, aus dem kontinuierlich Schlamm partikel vom aufsteigenden Wasser und Gasblasen ausgeschwemmt werden. Das Schlamm бетт expandiert und komprimiert sich über den Verlauf des Tages in Abhängigkeit von der Zuflussganglinie (NELTING 2017).

Der 3PA, bestehend aus Deflektoren, einer Gasfassung, einem darüber liegenden Absetzbereich und einer Ablaufrinne, hat die Aufgabe, die aufsteigenden Schlamm partikel im Faulraum zurückzuhalten, die aufsteigenden Biogasblasen kontrolliert aufzufangen und das Abwasser abzuführen.

### 9.1.4 Unterscheidung zwischen kommunalen und industriellen UASB-Reaktoren

In der Praxis erfolgt die Auslegung von kommunalen und industriellen Anaerobreaktoren unter der Annahme eines Black-Box-Systems, welches unter vorgegebenen Randbedingungen einen bestimmten Wirkungsgrad erreicht. Grundlage hierfür sind unterschiedliche Bemessungsparameter, die die Belastungssituation einer Anlage beschreiben und auf Erfahrungswerte aus Betriebsergebnissen von Anlagen mit gleichem Reaktortyp sowie gleicher Wassertemperatur und Schlamm- sowie Abwasserart beruhen. Die wichtigsten Bemessungsparameter sind die Schlammbelastung  $B_{oTR}$ , die Raumbelastung  $B_R$ , die hydraulische Aufstromgeschwindigkeit  $v_{Auf}$  und die hydraulische Aufenthaltszeit  $t_R$ .

Die Bezeichnung „UASB-Reaktor“ wird aufgrund des identischen konstruktiven Aufbaus für den kommunalen Einsatz analog zum herkömmlichen UASB-Reaktor im industriellen Einsatz verwendet. Die Anforderungen an UASB-Reaktoren für den kommunalen Einsatz unterscheiden sich allerdings deutlich von Reaktoren für den industriellen Einsatz. Im folgenden Abschnitt soll das anhand der Gegenüberstellung der wichtigsten Bemessungskennwerte verdeutlicht werden.

#### Rechnerische hydraulische Aufenthaltszeit ( $t_R$ ) und Temperatur (T)

Die hydraulische Aufenthaltszeit  $t_R$  ist die mittlere Verweilzeit der Wasserphase im Reaktor und gibt somit die Kontaktzeit der Biomasse und der gelösten Abwasserbestandteile vor. Bei gleicher Konzentration und Abbaubarkeit des Substrates, gleicher Konzentration der am Umsatz beteiligten Biomasse und gleicher Temperatur wird bei geringer hydraulischer Aufenthaltszeit ein niedrigerer CSB-Abbaugrad als bei hoher hydraulischer Aufenthaltszeit erzielt.

Die rechnerische hydraulische Aufenthaltszeit wird allgemein wie folgt berechnet:

$$t_R = \frac{V}{Q} \quad (\text{h}) \tag{9.1}$$

Durch die gezielte Biomassenanreicherung im Faulraum von UASB-Reaktoren sind die hydraulische Aufenthaltszeit und die Verweilzeit der Feststoffe entkoppelt.

In der Literatur wird die rechnerische hydraulische Aufenthaltszeit für kommunale UASB-Reaktoren auf das gesamte Reaktorvolumen bezogen. Theoretisch muss zwischen dem Reaktorvolumen und Reaktionsvolumen unterscheiden werden. Das Reaktionsvolumen entspricht dem Faulraum und bezieht sich dabei auf den Teil des Reaktors, der vom Substrat durchströmt und mit Biomasse gefüllt ist und in dem die biologischen Prozesse ablaufen.

In dem Reaktorvolumen ist der Dreiphasenabscheider inbegriffen, der nicht am biologischen Umsatz beteiligt ist. Diese genaue Unterscheidung wird bei der Angabe von Raumbelastungen in der Literatur allerdings nicht immer explizit angegeben. Da sich der Anteil des Reaktionsvolumens am Reaktorvolumen im kommunalen Bereich aufgrund unterschiedlicher 3PA- und Reaktorhöhen deutlich

unterscheidet und die mittlere Schlammkonzentration aufgrund verschiedener Schlammmanagement-Strategien (z. B. bezüglich Schlammбетhöhe und ÜS-Entnahme) sehr unterschiedlich sein kann, ist die angegebene, rechnerische hydraulische Aufenthaltszeit nur bedingt vergleichbar. Hier wäre eine auf den Faulraum bezogene Aufenthaltszeit deutlich aussagekräftiger (NELTING 2017).

In Tabelle 9.1 sind empfohlene hydraulische Aufenthaltszeiten in Abhängigkeit von der Temperatur angegeben. Mit steigender Temperatur wird die erforderliche Aufenthaltszeit, bedingt durch eine erhöhte Biomassenaktivität, geringer.

**Tabelle 9.1: Empfohlene rechnerische hydraulische Aufenthaltszeit gemäß unterschiedlicher Bemessungshinweise (NELTING 2017)**

| Quelle                               | Abwassertemperatur<br>T (°C) | hydraulische Aufenthaltszeit $t_R$ (h) |                        |
|--------------------------------------|------------------------------|--|------------------------|
|                                      |                              | mittlerer Tageszufluss                 | maximaler Zufluss      |
| LETTINGA &<br>HULSHOFF-POL (1991)    | 16 – 19                      | > 10 – 14                              | > 7 – 9                |
|                                      | 20 – 26                      | > 6 – 9                                | > 4 – 6                |
|                                      | > 26                         | > 6                                    | > 4                    |
| TBW-GTZ (2001)                       | 18 – 35                      | 4 – 20                                 | k.A.                   |
| VON SPERLING &<br>CHERNICHARO (2005) | 20 – 26                      | 6 – 9                                  | 4 – 6<br>(< 3,5 – 4)*) |
| VAN LIER et al. (2010)               | > 20                         | 8 – 12                                 | > 4                    |
| ABNT NBR (2011)                      | 15 – 17                      | 10                                     | k.A.                   |
|                                      | 18 – 21                      | 8                                      | k.A.                   |
|                                      | 22 – 25                      | 7                                      | k.A.                   |
|                                      | > 25                         | 6                                      | k.A.                   |
| ANMERKUNG                            |                              |  |                        |
| *) Ereignisdauer 2 h bis 4 h         |                              |  |                        |

Im kommunalen Bereich wird beim mittleren stündlichen Zufluss eine rechnerische hydraulische Bemessungsaufenthaltszeit in Größenordnungen von 6 h bis 20 h empfohlen. Die hier zusammengestellten Bemessungskennwerte stimmen mit den vorherrschenden Randbedingungen in der Literatur überein.

Typische rechnerische hydraulische Aufenthaltszeiten bei industriellen Anwendungen liegen zwischen 3 h und 30 h (ROSENWINKEL et al. 2015) und damit in einer ähnlichen Größenordnung wie im kommunalen Einsatz.

Weiterhin wird aus Tabelle 9.1 deutlich, dass kommunale UASB-Reaktoren bei Temperaturen ab 20 °C eingesetzt werden. Für geringere Temperaturen ist der Betrieb im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit (Reaktorvolumen) und Treibhausgasemissionen (gelöstes Methan im Ablauf) nicht sinnvoll. Industrielle Prozesswässer liegen demgegenüber oftmals bei über 30 °C.

**Aufstromgeschwindigkeit ( $v_{Auf}$ )**

Die Aufstromgeschwindigkeit  $v_{Auf}$  beeinflusst zum einen den Auftrieb von Feststoffen im Faulraum des UASB-Reaktors. Zum anderen wird die im System eingetragene Energie zur Durchmischung des Abwasser-Schlamm-Gemisches vorgegeben. Die Geschwindigkeit wird wie folgt berechnet:

$$v_{Auf} = \frac{Q}{A} = \frac{V}{t_R \cdot A} = \frac{H}{t_R} \quad (\text{m/h}) \tag{9.2}$$

In Tabelle 9.2 sind empfohlene Bemessungswerte für die Aufstromgeschwindigkeit in kommunalen Anwendungen zusammengestellt.

**Tabelle 9.2: Empfohlene Aufstromgeschwindigkeit aus unterschiedlichen Bemessungshinweisen**  
(NELTING 2017)

| Quelle  | Aufstromgeschwindigkeit $v_{\text{auf}}$ (m/h) |                        |
|---|--|------------------------|
|   | mittlerer Tageszufluss                         | maximaler Zufluss      |
| DECOM MANUAL (1994)   | 0,5 – 1,8                                      | 1,5                    |
| TBW-GTZ (2001)  | 0,2 – 1,0                                      | k.A.                   |
| VON SPERLING & CHERNICHARO (2005), angepasst aus LETTINGA & HULSHOFF-POL (1991) | 0,5 – 0,70                                     | 0,9 – 1,1<br>(< 1,5)*) |
| VAN LIER et al. (2010)  | 0,5 – 0,6                                      | k.A.                   |
| ABNT NBR (2011)   | $\leq 0,7$                                     | < 1,2                  |
| ANMERKUNG<br>*) Ereignisdauer 2 h bis 4 h                                       |  |                        |

Typische Aufstromgeschwindigkeiten in kommunalen großtechnischen UASB-Reaktoren liegen zwischen 0,4 m/h und 0,75 m/h (NELTING 2017). Demgegenüber liegen Aufstromgeschwindigkeiten in industriellen UASB-Reaktoren meist über 1,0 m/h. Das liegt darin begründet, dass anders als bei industriellen UASB-Reaktoren Abwässer mit einem Feststoffgehalt von deutlich größer als 100 mg/l behandelt werden. Aufgrund des hohen Eintrags an partikulärem CSB werden diese mit einem Schlambett aus Flockenschlamm und nicht mit Granula betrieben (URBAN et al. 2007). Deshalb muss die Aufstromgeschwindigkeit soweit begrenzt werden, dass das Ausschwemmen von Schlamm aus dem Faulraum beschränkt wird.

In industriellen UASB-Reaktoren werden i. d. R. konstante Auftriebsgeschwindigkeiten durch Verwendung von vorgeschalteten Misch- und Ausgleichsbecken sowie Rezirkulationsströmen eingestellt. Dagegen werden in kommunalen UASB-Reaktoren Rezirkulationen nicht eingesetzt und die Aufstromgeschwindigkeit variiert entsprechend der täglichen Zulaufganglinie deutlich (NELTING 2017).

### Raumbelastung ( $B_R$ )

Die Raumbelastung  $B_R$  wird wie folgt berechnet:

$$B_R = \frac{B_d}{V} \quad (\text{kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})) \quad (9.3)$$

In der Literatur angegebene Raumbelastungen für kommunale UASB-Reaktoren beziehen sich, wie die rechnerischen hydraulischen Aufenthaltszeiten, auf das gesamte Reaktorvolumen.

Die Auslegungsbelastung muss in Abhängigkeit von der Schlammstruktur (flockiger Schlamm oder Pelletschlamm), der Reaktortemperatur, der CSB-Konzentration im Abwasser und dem Anteil an partikulären Stoffen sowie organischen Säuren angepasst werden.

Im großtechnischen Einsatz industrieller Abwässer werden UASB-Reaktoren auf  $CSB_{\text{hom}}$ -Raumbelastungen von 8 bis 15  $\text{kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  bei Reaktortemperaturen von meistens zwischen 25 °C und 38 °C ausgelegt (ROSENWINKEL et al. 2015). LETTINGA & HULSHOFF-POL (1991) berichten aber auch, dass bei  $CSB_{\text{hom}}$ -Raumbelastungen von bis zu 20  $\text{kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  und Temperaturen zwischen 30 °C und 35 °C ein 85- bis 95-prozentiger CSB-Abbau erzielt wurde.

Die CSB-Zulaufkonzentrationen bei industriellen Anwendungen liegen oberhalb von 2.000 mg/l (LETTINGA & HULSHOFF-POL 1991). Dagegen liegen die Zulaufkonzentrationen in kommunalen Abwässern normalerweise unter 1.000 mg/l. Somit sind laut VON SPERLING et al. (2005) bei kommunalen UASB-Reaktoren Raumbelastungen zwischen 2,5 und 3,5  $\text{kg CSB}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  üblich. Die GTZ (2001) empfiehlt eine CSB-Raumbelastung von 2 bis 3  $\text{kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ , um eine CSB-Reduktion von 65 % zu gewähr-

leisten. Laut VAN LIER et al. (2010) sind in Indien CSB-Raumbelastungen von 1,15 bis 1,45 kg/(m<sup>3</sup>·d) üblich. Dabei wird eine CSB-Elimination von 65 % bis 70 % und ein TS-Rückhalt von 75 % bis 80 % erreicht.

Höhere Belastungen führen bei gleicher Zulaufkonzentration zu hohen Auftriebsgeschwindigkeiten, bei denen der Feststoffrückhalt nicht mehr gewährleistet ist. Somit sind kommunale UASB-Reaktoren im Vergleich zu industriellen UASB-Reaktoren eher als Schwachlastanlagen zu bezeichnen. Daraus kann auch gefolgert werden, dass eine Hemmung des biologischen Umsatzes durch Substratüberschuss, extreme pH-Werte etc. eher unwahrscheinlich ist (und in der Literatur nicht berichtet wird).

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

Erhöhte Sulfatkonzentrationen ( $\text{SO}_4 > 100 \text{ mg/l}$ ) können auch in kommunalem Abwasser beobachtet werden. Das Sulfat wird durch sulfatreduzierende Bakterien unter Verwendung des gleichen Substrates wie das der methanogenen Bakterien (Wasserstoff und Acetat) zu Schwefelwasserstoff ( $\text{H}_2\text{S}$ ) reduziert. Das bewirkt einerseits eine verringerte Methanausbeute (vgl. 9.4.5) und andererseits kann das gelöste undissoziierte Sulfid ab Konzentrationen  $> 115 \text{ mg/l}$  die Biomassenaktivität der Methanogenese zunehmend hemmen (URBAN 2009). Unter der Annahme, dass 100 % des zufließenden Sulfates reduziert werden, entspricht das einer theoretischen  $\text{SO}_4$ -Grenzkonzentration von 330 mg/l. Das Sulfid liegt allerdings als gasförmiger Schwefelwasserstoff ( $\text{H}_2\text{S}$ ), als gelöster undissoziierter Schwefelwasserstoff und dissoziiert in Form von  $\text{HS}^-$  und  $\text{S}^{2-}$  vor. Die letztgenannten Anteile stehen durch den Austausch zwischen Gas- und Wasserphase (Gastransfer) sowie über das Dissoziationsgleichgewicht des Schwefelwasserstoffs, das vom pH-Wert und Temperatur vorgegeben wird, in Interaktion miteinander.

In der Praxis hat sich gezeigt, dass industrielle anaerobe Prozesse mit einem CSB/Sulfat-Verhältnis  $> 10$  immer zu einem stabilen Umsatz führen. Unter solchen Randbedingungen werden kritische Sulfid-Konzentrationen aufgrund der Strippung von Schwefelwasserstoff durch eine erhöhte Biogasproduktion nie erreicht (RINZEMA & LETTINGA 1988). Es muss jedoch hervorgehoben werden, dass die vorstehenden Angaben für industrielle Abwässer gemacht wurden. Zudem schwankt nach BISCHOFBERGER et al. (2005) die hemmende Wirkung des Schwefelwasserstoffs auch in Abhängigkeit des verwendeten Substrates und des eingesetzten Inoculums. Somit sind die vorgenannten Werte für die anaerobe Kommunalabwasserbehandlung lediglich als grobe Richtlinie zu verstehen.

### 9.1.5 Treibhausgasemissionen und Potenzial für die Energierückgewinnung

#### 9.1.5.1 Emissionsquellen

Um die Bilanzierung der Methanströme in UASB-Reaktoren ermöglichen zu können, ist eine detaillierte Betrachtung der Stofftransportprozesse des Methans im System nötig. Dabei muss zwischen der Methanlöslichkeit innerhalb des Reaktors und dem Phasenübergang von der Wasserphase in die Gasphase unterschieden werden. In diesem Zusammenhang kann der UASB-Reaktor in zwei unterschiedliche funktionale Gastransferzonen aufgeteilt werden (NELTING 2017):

Die erste Gastransferzone ist der Faulraum, in dem das durch die Biomasse produzierte Methan im Wasser in Lösung geht. In Abhängigkeit von der Methanproduktionsrate und der Sorptionsrate des Methans im Abwasser ergibt sich, wieviel nicht in Lösung gegangenes Methan als Gasblase in der Gasfassung aufgefangen wird. Dieser Gasstrom kann kontrolliert neutralisiert bzw. energetisch verwertet werden und stellt somit im Regelfall keine Emissionsquelle dar.

Die zweite Gastransferzone ist der Absetzraum, in dem das in Lösung gegangene Methan durch eine Abnahme des Methan-Partialdruckes oberhalb der Gas/Wasser-Phasengrenzschicht wieder entlöst wird. Dieser Gasstrom stellt die hauptsächliche potenzielle Gas-Emissionsquelle aus kommunalen UASB-Reaktoren dar. In diesem Zusammenhang ist zwischen Systemen zu unterscheiden, bei denen der obere Wasserspiegel einen direkten Kontakt zur freien Atmosphäre hat (offener Reaktor) oder bei denen der Reaktor abgedeckt ist (geschlossener Reaktor), siehe Bild 9.2. Die Abdeckung von kommunalen UASB-Reaktoren hat meistens das Ziel, Geruchsemissionen durch gelöstes  $H_2S$  zu minimieren.

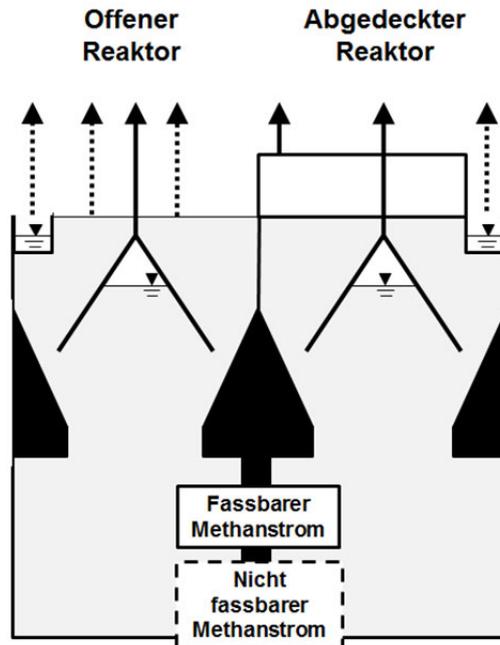


Bild 9.2: Darstellung offener und abgedeckter UASB-Systeme (NELTING 2017)

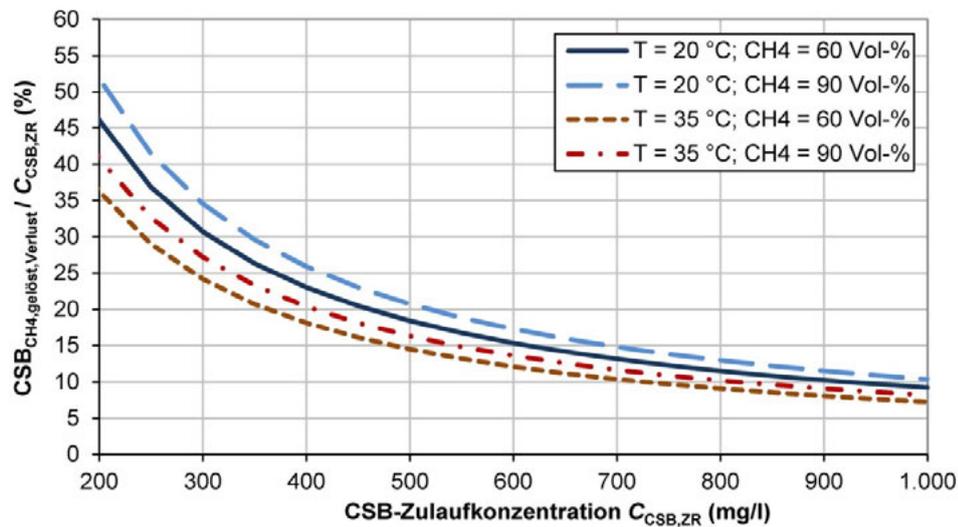
Die zwei Ausführungsvarianten weisen unterschiedliche potenzielle Methan-Emissionsquellen auf. Wie Bild 9.2 zeigt, kann im offenen System ein Teil des produzierten Methans über den offenen Wasserspiegel in die freie Atmosphäre entweichen, sodass sich eine großflächige diffuse Emissionsfläche ergibt. Der Phasenübergang bzw. die Ausgasungsrate wird neben der Aufstiegs geschwindigkeit, den Turbulenzen und dem Quotienten der Phasengrenz-Oberfläche und des Wasservolumens ( $A/V$ ) vom Gradienten der Sättigungskonzentration an der Phasengrenze bestimmt, welche durch den Methan-Partialdruck im Wasserkörper und der freien Atmosphäre vorgegeben ist.

Beim abgedeckten System sind die Emissionen über dem freien Wasserspiegel geringer, da der Partialdruck des Methans innerhalb der Abdeckung viel höher ist als in freier Atmosphäre und somit der Gradient der Sättigungskonzentrationen an der Phasengrenze kleiner ausfällt. Das setzt jedoch voraus, dass die Abdeckung gasdicht ausgeführt und der Abluftstrom kontrolliert abgeführt und neutralisiert bzw. energetisch verwertet wird.

Weiterhin wird das im Abfluss des Reaktors verbleibende gelöste Methan direkt nach der Überfallschwelle der Reaktoren und entlang der Sammelleitungen, wo hohe Turbulenzen herrschen, ausgegast. Dieses Bauteil stellt somit, je nach konstruktiver Ausführung (abgedeckt/offen), eine weitere linienförmige Emissionsquelle dar. Die Unterscheidung zwischen einem offenen und einem geschlossenen System hat auch im Hinblick auf das Methan-Rückgewinnungspotenzial einen deutlichen Einfluss, da, wie oben beschrieben, die potenzielle Menge an gelöstem Methan im Abfluss maßgeblich von den unterschiedlichen Methan-Partialdrücken im oberen Bereich der Reaktoren beeinflusst wird.

### 9.1.5.2 Gelöstes Methan im Abfluss des UASB-Reaktors

Die theoretische Sättigungskonzentration des Methans im Wasser wird maßgeblich von der Abwassertemperatur, der Konzentration anderer gelöster Stoffe (z. B. Salze) und dem Partialdruck des Methans vorgegeben. In Bild 9.3 ist der potenzielle Verlust von gelöstem Methan im Absetzbereich dargestellt, ausgedrückt als das Verhältnis der theoretischen  $\text{CH}_4$ -Sättigungskonzentration unterhalb der Gasfasung bei einer Wassertiefe von 2,0 m (Unterkante des Dreiphasenabscheiders) und CSB-Zulaufkonzentrationen zwischen 200 mg/l und 1.000 mg/l. Weiterhin wird hier zwischen einer Abwassertemperatur von 20 °C und 35 °C und einer  $\text{CH}_4$ -Konzentration von 60 Vol-% und 90 Vol-% unterschieden.



#### Annahmen:

1. Abwasser ist beim Erreichen des 3PA mit  $\text{CH}_4$  gesättigt
2.  $p_{\text{ges,3PA}} = 1,2 \text{ bar}$  (2 m Wassertiefe)

Bild 9.3: Potenzieller Verlust von gelöstem Methan im Absetzbereich eines UASB-Reaktors in Abhängigkeit von der CSB-Zulaufkonzentration, Temperatur und Methankonzentration im Faulgas (NELTING 2017)

Aus Bild 9.3 ist zu entnehmen, dass der potenzielle Methanverlust mit abnehmender Zulaufkonzentration und Abwassertemperatur überproportional steigt. In dem hier aufgezeigten Bereich kann dieser im ungünstigsten Fall (200 mg CSB/l, 90 Vol-%  $\text{CH}_4$  und 20 °C) bis zu 52 % betragen.

### 9.1.5.3 Energierückgewinnungspotenzial

In der folgenden Tabelle 9.3 sind die theoretisch maximal möglichen gelösten Methanmengen den tatsächlich gemessenen gelösten Methanmengen in unterschiedlichen Reaktortiefen großtechnischer kommunaler UASB-Reaktoren gegenübergestellt (NELTING 2017). Zudem sind die gemessene Spannweite der CSB-Konzentrationen im unbehandelten Abwasser sowie der theoretisch mögliche Methanertrag (im Gasabscheider abgefangenes Gas), der durch den anaeroben CSB-Abbau produziert werden kann, angegeben.

Außerdem angegeben ist das theoretisch mögliche prozentuale Rückgewinnungspotenzial durch eine nachgeschaltete Entgasungsstufe, welche sich, durch Gegenüberstellung der gelösten Methanmenge mit dem theoretisch möglichen Methanertrag durch den anaeroben CSB-Abbau (aufgefangen im Gasabscheider), ergibt. Die Kennwerte sind auf 1.000 m<sup>3</sup> anaerob behandeltes Abwasser normiert und beziehen sich auf eine Abwassertemperatur von 20 °C bis 25 °C und eine mittlere Methankonzentration von 75 Vol-%.

Tabelle 9.3: Gegenüberstellung der theoretisch maximal möglichen gelösten Methanmenge mit tatsächlich gemessenen Mengen in großtechnischen UASB-Reaktoren bei 20 °C bis 25 °C (NELTING 2017)

| Reaktortiefe  | CH <sub>4, gel</sub><br>pro 1.000 m <sup>3</sup><br>Abwasser<br>(Nm <sup>3</sup> CH <sub>4</sub> /10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> ) | CSB im<br>Rohabwasser<br>(kg CSB/10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> ) | theoretischer<br>CH <sub>4</sub> -Ertrag <sup>c)</sup><br>(Nm <sup>3</sup> CH <sub>4</sub> /10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> ) | Rückgewinnungspotenzial<br>CH <sub>4, gel</sub> /CH <sub>4, prod</sub><br>(%) |
|---|--|---|--|---|
| theoretisch<br>maximal möglich <sup>a)</sup>  | 27   | 200 – 800   | 45 – 179   | 15 – 60   |
| gemessen in<br>Großtechnik <sup>b)</sup>  | 8,4 – 26,6   |   |  | 5 – 59  |
| ANMERKUNGEN   |  |   |  |   |
| a) Unterkante 3PA bei ca. 2,5 m unter oberem Wasserspiegel  |  |   |  |   |
| b) gemessen in unterschiedlichen Tiefen des Absetzraumes und im Abfluss bei unterschiedlichen Betriebszuständen und einer Abwassertemperatur zwischen 20 °C und 25 °C |  |   |  |   |
| c) CSB-Abbau ca. 0,32 m <sup>3</sup> /kg (η <sub>CSB</sub> ≈ 70 %)  |  |   |  |   |

Aus der Tabelle ist zu entnehmen, dass je nach CSB-Zulaufkonzentration und Betriebszustand des UASB-Reaktors das prozentuale Rückgewinnungspotenzial des gelösten Methans zwischen 5 % und 59 % des produzierten Gases liegen kann. Das bestätigt auch die in Bild 9.3 dargestellte, theoretische Abhängigkeit der potenziellen Methanverluste bzw. -emissionen.

Es wird darauf hingewiesen, dass die oben dargestellten gemessenen Mengen an gelöstem Methan bei unterschiedlichen Betriebszuständen und in verschiedenen Tiefen der UASB-Reaktoren entnommen wurden. Die höheren Werte wurden in 2,5 m Tiefe unter dem freien Wasserspiegel (kurz oberhalb des Dreiphasenabscheiders) gemessen.

Betriebseinstellungen (z. B. Schlammmanagement und hydraulische Aufenthaltszeit) sowie einzelne konstruktive Merkmale der UASB-Reaktoren (z. B. offen oder abgedeckte Wasserspiegeloberfläche) können einen großen Einfluss haben. Messungen von NELTING (2017) im Labor- und großtechnischen Maßstab haben gezeigt, dass die Konzentration des gelösten Methans im Abwasser bei Eintritt in den Absetzraum bei zunehmender hydraulischer Aufenthaltszeit im Faulraum steigt. Dementsprechend schwankt auch die Konzentration des gelösten Methans im Abwasser im Verlauf des Tages entsprechend der Zuflussganglinie und der sich dadurch verändernden hydraulischen Aufenthaltszeit im Faulraum (bis zu 30 %). Der Sättigungsgrad, im Vergleich zur theoretischen Sättigungskonzentration bei Eintritt in den Absetzraum, steigt somit auch bei zunehmender Aufenthaltszeit des Wassers im Faulraum. Eine Sättigung bzw. Übersättigung, wie beispielsweise auch von SOUZA et al. (2011 und 2012) berichtet, wurde von NELTING (2017) erst bei Aufenthaltszeiten > 8 h gemessen. Ferner wurde bestätigt, dass der Methan-Partialdruck oberhalb des Absetzraumes die Menge an gelöstem Methan im Absetzraum beeinflusst. Die Messungen im Labormaßstab zeigen, dass die Menge an gelöstem Methan in einem offenen UASB-Reaktor im Mittel ca. 20 % niedriger ist als bei einem abgedeckten Reaktor bei gleicher Temperatur und hydraulischer Aufenthaltszeit. Beobachtungen von SOUZA et al. (2011 und 2012) wurden bestätigt, dass zwischen Absetzraum und Ablaufsammelschacht (nach Sammelrinne) bereits mehr als 60 % des gelösten Methans entlöst und in die Atmosphäre emittiert wurden.

Es ist festzuhalten, dass die zu behandelnden Abwässer, je nach Einzugsgebiet (häusliche und industrielle Anschlüsse) und Kanalisation (z. B. lange oder kurze Transportwege und eventuelle Infiltration salzhaltigen Wassers) verschiedene chemische Zusammensetzungen haben, die das Lösungsverhalten von Methan maßgeblich beeinflussen.

## 9.2 Erweiterung der üblichen Bemessungsansätze

In der Literatur gibt es eine Vielzahl von Bemessungshinweisen zur Dimensionierung von kommunalen UASB-Reaktoren. Diese können aufgrund ihrer Annahmen und Vorgehensweise grob in drei Gruppen eingeteilt werden (NELTING 2017):

### a) LETTINGA & HULSHOFF-POL (1991), GTZ (2001), VON SPERLING & CHERNICHARO (2005), VAN LIER et al. (2010) und ABNT NBR (2011)

Die Ansätze von LETTINGA & HULSHOFF-POL (1991), GTZ (2001), VON SPERLING & CHERNICHARO (2005), VAN LIER et al. (2010) und ABNT NBR (2011) basieren auf Erfahrungen mit kommunalen UASB-Reaktoren im großtechnischen Maßstab in unterschiedlichen Ländern. Hierbei wird angenommen, dass bei der Einhaltung der vorgegebenen hydraulischen Kennwerten  $t_R$ ,  $B_R$  und  $v_{auf}$  übliche CSB- und Feststoff-Abbaugrade bei einer richtigen Betriebsführung und Anlagenwartung erzielt werden können. Die vorgegebenen Richtwerte hängen maßgeblich von der vorhandenen Abwassertemperatur und stündlichen Zuflussmenge ab. Die Werte und dazugehörige Gleichungen sind in 9.1.4 zusammengestellt.

Brasilien ist zurzeit das einzige Land, das eine nationale Bemessungsnorm für kommunale UASB-Reaktoren hat (ABNT NBR 12209-2011 "Hydraulic and sanitary engineering design for wastewater treatment plants"). Den Ansätzen ist gemeinsam, dass die prozentualen Abbaugrade unabhängig von der Zulaufkonzentration angegeben werden. Der Einfluss der Substratkonzentration auf die biologischen Abbauprozesse wird somit nicht berücksichtigt. Weiterhin erfolgt keine Fraktionierung des CSB in die partikuläre und gelöste Fraktion, weshalb nicht genau zwischen biologischen und mechanischen Prozessen im System unterschieden wird. Die Abschätzung der CSB-Fraktionierung im Ablauf des UASB-Reaktors ist nicht möglich.

Eine Berücksichtigung des Schlammalters, um die Stabilisierung des Schlammes sowie die Erhaltung von langsam wachsenden methanogenen Bakterien im System rechnerisch zu gewährleisten, erfolgt nicht explizit. VON SPERLING & CHERNICHARO (2005) und VAN LIER et al. (2010) geben grobe Richtwerte in Abhängigkeit von der Temperatur an. Für 15 °C werden Bandbreiten für das Schlammalter  $t_{TS}$  zwischen 120 d bis 160 d und bei 40 °C zwischen 10 d bis 20 d angegeben.

VON SPERLING & CHERNICHARO (2005) geben ergänzend Hinweise zur Abschätzung der Ablaufkonzentration  $CSB_{nom}$  und TS als Funktion der hydraulischen Aufenthaltszeit. Weiterhin werden Angaben zur Abschätzung der Biogasproduktion und des Überschussschlammanfalls gemacht.

### b) DECOM MANUAL (1994) analog zu ZEEMAN & LETTINGA (1999)

Das DECOM MANUAL (1994) „Manual for design, construction, operation and maintenance of UASB treatment plants for domestic wastewater“ basiert ebenfalls auf pauschalen CSB-Abbaugraden. Grundlage dieses Ansatzes ist allerdings die Einhaltung eines minimalen Schlammalters, welches in Abhängigkeit von der Temperatur vorgegeben wird. Über eine Feststoffbilanzierung mit Annahme einer pauschalen Schlammakkumulation (inkl. Feststoffrückhalt und -hydrolyse) wird die minimale hydraulische Aufenthaltszeit und die Aufstromgeschwindigkeit berechnet, aus denen dann das erforderliche Reaktorvolumen resultiert.

### c) URBAN (2009) und NELTING (2017)

Das von URBAN (2009) erarbeitete Vorgehen ist zurzeit der einzige Ansatz, der auf einer CSB-Bilanz beruht, die die Fraktionierung des CSB berücksichtigt. Dieser Ansatz gibt empirische Berechnungsansätze an, mit denen die Prozessraten des mechanischen Rückhaltes des partikulären CSB, der Hydrolyse und Methanogenese quantifiziert werden können. Dieser Ansatz ermöglicht somit auch eine Abschätzung der CSB-Fraktionierung im Ablauf.

Die empirischen Ansätze von URBAN (2009) beruhen allerdings auf Messungen in UASB-Reaktoren mit Volumina bis zu 115 l und Reaktorhöhen bis 2,0 m. Eine Übertragung der Ansätze auf großtechnische Anlagen ist, insbesondere in Hinblick auf die Strömungsverhältnisse, nur bedingt möglich.

Der nachfolgende Bemessungsalgorithmus beruht auf ergänzenden Validierungsuntersuchungen zu URBAN (2009), die von NELTING (2017) in UASB-Reaktoren im Labor-, Pilot- und großtechnischem Maßstab durchgeführt wurden.

### 9.3 Verfahrensspezifische Formelzeichen

Die für die Bemessung von kommunalen UASB-Reaktoren erforderlichen verfahrensspezifischen Kurzzeichen sind nachfolgend aufgeführt. Allgemeine Kurzzeichen und Abkürzungen sind in Abschnitt 2 zusammengestellt.

| Kurzzeichen                 | Einheit                        | Bezeichnung  | Kurzzeichen, englisch       | Bezeichnung, englisch  |
|-----------------------------|--------------------------------|--|-----------------------------|--|
| $A_{\text{Reaktor}}$        | $\text{m}^2$                   | Reaktorgrundfläche   | $A_{\text{reactor}}$        | base area of the reactor   |
| $B_{\text{d,anorgTS,akku}}$ | kg/d                           | tägliche akkumulierte Fracht der abfiltrierbaren anorganischen Stoffe im Schlammbett         | $L_{\text{d,inorgSS,akku}}$ | daily load of accumulated inorganic suspended solid in the sludge bed              |
| $B_{\text{d,anorgTS,AR}}$   | kg/d                           | tägliche Fracht der abfiltrierbaren anorganischen Stoffe im Ablauf des Reaktors              | $L_{\text{d,inorgSS,ER}}$   | daily load of inorganic suspended solid at the effluent of the reactor             |
| $B_{\text{d,anorgTS,ZR}}$   | kg/d                           | tägliche Fracht der abfiltrierbaren anorganischen Stoffe im Zulauf zum Reaktor               | $L_{\text{d,inorgSS,IR}}$   | daily load of accumulated inorganic suspended solid at the influent of the reactor |
| $B_{\text{d,CSB,CH}_4}$     | kg<br>CSB/<br>kg $\text{CH}_4$ | täglich verfügbare CSB-Fracht für die Methanogenese  | $L_{\text{d,COD,CH}_4}$     | daily load of COD for the methanogenesis   |
| $B_{\text{d,CSB,SO}_4}$     | kg<br>CSB/<br>kg $\text{SO}_4$ | durch Sulfat-reduzierende-Bakterien abgebaute tägliche CSB-Fracht                            | $L_{\text{d,COD,SO}_4}$     | daily load of COD degraded by sulphate-reducing bacteria                           |
| $B_{\text{d,oTS,akku}}$     | mg /d                          | tägliche akkumulierte Fracht der abfiltrierbaren organischen Stoffe im Schlammbett           | $L_{\text{d,orgSS,akku}}$   | daily load of accumulated organic suspended solid in the sludge bed                |
| $B_{\text{d,oTS,AR}}$       | kg/d                           | tägliche Fracht der abfiltrierbaren organischen Stoffe im Ablauf                             | $L_{\text{d,orgSS,ER}}$     | daily load of organic suspended solid at the effluent of the reactor               |
| $B_{\text{d,oTS,hyd}}$      | kg<br>oTS/d                    | tägliche Fracht der hydrolysierten abfiltrierbaren organischen Stoffe                        | $L_{\text{d,orgSS,hyd}}$    | daily load of hydrolysed organic suspended solids                                  |
| $B_{\text{d,oTS,Rest}}$     | kg<br>oTS/d                    | tägliche restliche verbleibende Fracht der abfiltrierbaren organischen Stoffe im Schlammbett | $L_{\text{d,orgSS,res}}$    | daily load of remaining organic suspended solids in the sludge bed                 |
| $B_{\text{d,oTS,ZR}}$       | kg/d                           | tägliche Fracht der abfiltrierbaren organischen Stoffe im Zulauf zum Reaktor                 | $L_{\text{d,orgSS,IR}}$     | daily load of organic suspended solid at the influent of the reactor               |
| $B_{\text{d,SCSB,abgeb}}$   | kg/d                           | tägliche abgebaute Fracht des gelösten CSB   | $L_{\text{d,SCOD,deg}}$     | daily load of degraded dissolved COD   |
| $B_{\text{d,SCSB,AR}}$      | kg/d                           | tägliche Fracht des gelösten CSB im Ablauf des Reaktors                                      | $L_{\text{d,SCOD,ER}}$      | daily load of dissolved COD at the effluent of the reactor                         |

| Kurzzeichen        | Einheit   | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch   |
|--------------------|---|---|-----------------------|---|
| $B_{d,SCSB,ZR}$    | kg/d  | tägliche Fracht des gelösten CSB im Zulauf des Reaktors                   | $L_{d,SCOD,IR}$       | daily load of dissolved COD at the influent of the reactor                  |
| $B_{d,SO_4,ZR}$    | kg/d  | tägliche Fracht an Sulfat im Zulauf des Reaktors                          | $L_{d,SO_4,IR}$       | daily load of sulphate at the influent of the reactor                       |
| $B_{d,SO_4,abgeb}$ | kg/d  | tägliche abgebaute Sulfat-Fracht  | $L_{d,SO_4,deg}$      | daily load of degraded sulphate   |
| $B_{d,TS,akku}$    | mg/d  | tägliche akkumulierte Fracht des Filtrerrückstandes im Schlammbett        | $L_{d,SS,akku}$       | daily load of accumulated suspended solids in the sludge bed                |
| $B_{d,TS,AR}$      | kg/d  | tägliche Fracht des Filtrerrückstandes im Ablauf des Reaktors             | $L_{d,SS,ER}$         | daily load of suspended solid in the effluent of the reactor                |
| $B_{d,TS,ZR}$      | kg/d  | tägliche Fracht des Filtrerrückstandes im Zulauf des Reaktors             | $L_{d,SS,IR}$         | daily load of suspended solid in the influent of the reactor                |
| $B_{d,XCSB,abgeb}$ | kg/d  | tägliche abgebaute Fracht des partikulären CSB                            | $L_{d,XCOD,deg}$      | daily load of degraded particulate COD                                      |
| $B_{d,XCSB,AR}$    | kg/d  | tägliche Fracht des partikulären CSB im Ablauf des Reaktors               | $L_{d,XCOD,ER}$       | daily load of particulate COD at the effluent of the reactor                |
| $B_{d,XCSB,hyd}$   | kg/d  | tägliche Fracht des hydrolysierten zufließenden partikulären CSB          | $L_{d,XCOD,hyd}$      | daily load of hydrolysed particulate COD                                    |
| $B_{d,XCSB,ZR}$    | kg/d  | tägliche Fracht des partikulären CSB im Zulauf des Reaktors               | $L_{d,XCOD,IR}$       | daily load of particulate COD at the influent of the reactor                |
| $B_R$              | kg/d  | Raumbelastung   | $L_R$                 | volumetric loading rate   |
| $Q_{d,CH_4}$       | Nm <sup>3</sup> CH <sub>4</sub> /d              | täglich produziertes Methanvolumen  | $Q_{d,CH_4}$          | daily produced volume of methane  |
| $Q_{d,CH_4,3PA}$   | Nm <sup>3</sup> CH <sub>4</sub> /d              | täglich fassbare Methanmenge im 3PA                                       | $Q_{d,CH_4,3PA}$      | daily recoverable volume of methane in the three-phases decanter            |
| $Q_{T,d}$          | m <sup>3</sup> /d                               | täglicher Trockenwetterabfluss  | $Q_{DW,d}$            | daily wastewater inflow with dry weather                                    |
| $C_{S,CH_4}$       | Nm <sup>3</sup> CH <sub>4</sub> /m <sup>3</sup> | Sättigungskonzentration des gelösten Methans in der homogenisierten Probe | $C_{S,CH_4}$          | saturation concentration of the dissolved methane in the homogenised sample |
| $C_{SO_4}$         | mg/l  | Konzentration des Sulfats in der homogenisierten Probe                    | $C_{SO_4}$            | concentration of sulphate in the homogenised sample                         |
| $f_{CSB}$          | g CSB/g oTS                                     | Anteil des partikulären CSB am organischen Filtrerrückstand               | $f_{COD}$             | share of particulate COD of organic suspended solids                        |

| Kurzzeichen         | Einheit     | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch  |
|---------------------|-------------|---|-----------------------|--|
| $GV_{TS}$           | %           | Glühverlust des Filtrerrückstandes als $X_{oTS}/X_{TS}$   | $LOI_{SS}$            | loss on ignition of suspended solids as $X_{orgSS}/X_{SS}$                                 |
| $h_{3PA}$           | m           | Höhe des 3-Phasenabscheiders  | $h_{3PA}$             | height of the three-phases decanter  |
| $h_{Faulraum}$      | m           | Höhe des Faulraums  | $h_{dig}$             | height of the digestion volume   |
| $h_{Puffer}$        | m           | Höhe der hydraulischen Pufferzone   | $h_{buffer}$          | height of the hydraulic buffer zone  |
| $h_{Reaktor}$       | m           | gesamte Höhe des UASB-Reaktors  | $h_{reactor}$         | total height of the UASB reactor   |
| $h_{Schlammbett}$   | m           | Höhe des Schlammbeds  | $h_{sludgebed}$       | height of the sludge bed   |
| $M_{oTS}$           | kg oTS      | organische Schlammmasse im Faulraum   | $M_{orgSS}$           | organic sludge mass in the digestion volume  |
| $M_{TS}$            | kg TS       | gesamte Schlammmasse im Faulraum  | $M_{SS}$              | total sludge mass in the digestion volume  |
| $Q_{d,CH_4}$        | $Nm^3/d$    | tägliche produzierte Methanmenge  | $Q_{d,CH_4}$          | daily amount of produced methane   |
| $Q_{d,CH_4,3PA}$    | $Nm^3/d$    | fassbare Methanmenge im 3PA   | $Q_{d,CH_4,3PA}$      | daily amount of recoverable methane in the three-phases decanter                           |
| $Q_{d,CH_4,gel,AR}$ | $Nm^3/d$    | gelöstes Methan im Ablauf des Reaktors  | $Q_{d,CH_4,gel,ER}$   | dissolved methane at the effluent of the reactor   |
| $Q_{T,d,aM}$        | $m^3/d$     | täglicher Trockenwetterabfluss im Jahresmittel  | $Q_{T,d,aM}$          | daily wastewater inflow with dry weather as annual mean                                    |
| $Q_{T,1h,max}$      | $m^3/d$     | maximaler stündlicher Trockenwetterabfluss  | $Q_{T,1h,max}$        | maximum hourly inflow with dry weather   |
| $Q_{ÜS,d,TS}$       | $m^3/d$     | tägliches Überschussschlammvolumen  | $Q_{ES,d,SS}$         | daily flow of excess sludge  |
| $S_{CSB,AR}$        | mg/l        | Konzentration des CSB in der filtrierten Probe (0,45 $\mu m$ Membranfilter) im Ablauf des UASB-Reaktors | $S_{COD,ER}$          | concentration of COD in the filtered sample (0.45 $\mu m$ membrane filter) at the effluent |
| $S_{CSB,ZR}$        | mg/l        | Konzentration des CSB in der filtrierten Probe (0,45 $\mu m$ Membranfilter) im Zulauf des UASB-Reaktors | $S_{CODB,IR}$         | concentration of COD in the filtered sample (0.45 $\mu m$ membrane filter) at the influent |
| $T$                 | $^{\circ}C$ | Temperatur  | $T$                   | temperature  |
| $t_{R,Faulraum}$    | h           | rechnerische hydraulische Aufenthaltszeit im Faulraum   | $t_{R,Faulraum}$      | calculative hydraulic retention time in the digestion volume                               |

| Kurzzeichen        | Einheit           | Bezeichnung  | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch  |
|--------------------|-------------------|--|-----------------------|--|
| $t_{TS}$           | d                 | rechnerische mittlere Schlammverweilzeit des TS im Faulraum bzw. Schlammalter  | $t_{SS}$              | calculative mean sludge retention time in the digestion volume or sludge age                                       |
| $\ddot{U}_{Sd,TS}$ | kg TS/d           | tägliche Überschussschlammproduktion (Feststoffe)  | $SP_{d,SS}$           | daily excess sludge production (solids)  |
| $v_{Auf,Bem}$      | m/h               | Bemessungs-Aufstromgeschwindigkeit   | $v_{up,design}$       | design upflow velocity   |
| $v_{Auf,max}$      | m/h               | maximale Aufstromgeschwindigkeit   | $v_{up,max}$          | maximum upflow velocity  |
| $V_{Faulraum}$     | m <sup>3</sup>    | Faulraumvolumen  | $V_{dig}$             | volume of the digester   |
| $V_{Reaktor}$      | m <sup>3</sup>    | Reaktorvolumen   | $V_{reactor}$         | volume of the reactor  |
| $X_{CSB,AR}$       | mg/l              | Konzentration des partikulären CSB im Ablauf des UASB-Reaktors   | $X_{COD,ER}$          | concentration of the particulate COD at the effluent of the reactor  |
| $X_{CSB,ZR}$       | mg/l              | Konzentration des CSB im Zulauf des UASB-Reaktors  | $X_{COD,ER}$          | concentration of the particulate COD at the influent of the reactor  |
| $X_{oTS,AR}$       | mg/l              | Konzentration der abfiltrierbaren organischen Stoffe im Ablauf des UASB-Reaktors   | $X_{orgSS,ER}$        | concentration of organic suspended solids at the effluent of the reactor   |
| $X_{oTS,Faulraum}$ | kg/m <sup>3</sup> | Konzentration der abfiltrierbaren organischen Stoffe im Faulraum   | $X_{orgSS,dig}$       | concentration of organic suspended solids in the digestion volume  |
| $X_{TS,AR}$        | mg/l              | Konzentration der mit 0,45 µm Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Trocknung bei 105 °C im Ablauf des UASB-Reaktors | $X_{SS,ER}$           | concentration of suspended solids (0.45 µm membrane filters after drying at 105° C) at the effluent of the reactor |
| $X_{TS,\ddot{U}S}$ | g/l               | Konzentration der mit 0,45 µm Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Trocknung bei 105 °C im Überschussschlamm        | $X_{SS,ES}$           | concentration of suspended solids (0.45 µm membrane filters after drying at 105° C) in the excess sludge           |
| $X_{XCSB,AR}$      | mg/l              | Konzentration des partikulären CSB im Ablauf des Reaktors  | $X_{XCOD,ER}$         | concentration of particulate COD at the effluent of the reactor  |
| $\eta_{oTS}$       | %                 | Abbaugrad der abfiltrierbaren organischen Stoffe   | $\eta_{orgSS}$        | degree of degradation of organic suspended solids  |
| $\eta_{SO_4}$      | %                 | Abbaugrad der Sulfatfracht   | $\eta_{SO_4}$         | degree of degradation of the sulphate load   |
| $\eta_{XCSB}$      | %                 | Abbaugrad des partikulären CSB   | $\eta_{XCOD}$         | degree of degradation of the particulate COD   |

## 9.4 Bemessung

### 9.4.1 Ablauf der Bemessung

Wie in Bild 9.4 dargestellt, gliedert sich der Bemessungsablauf für UASB-Reaktoren in vier Teilabschnitte, die nachfolgend detailliert beschrieben werden. Zusätzlich wird die Bemessung im Anhang B.5 anhand eines konkreten Berechnungsbeispiels dargelegt.

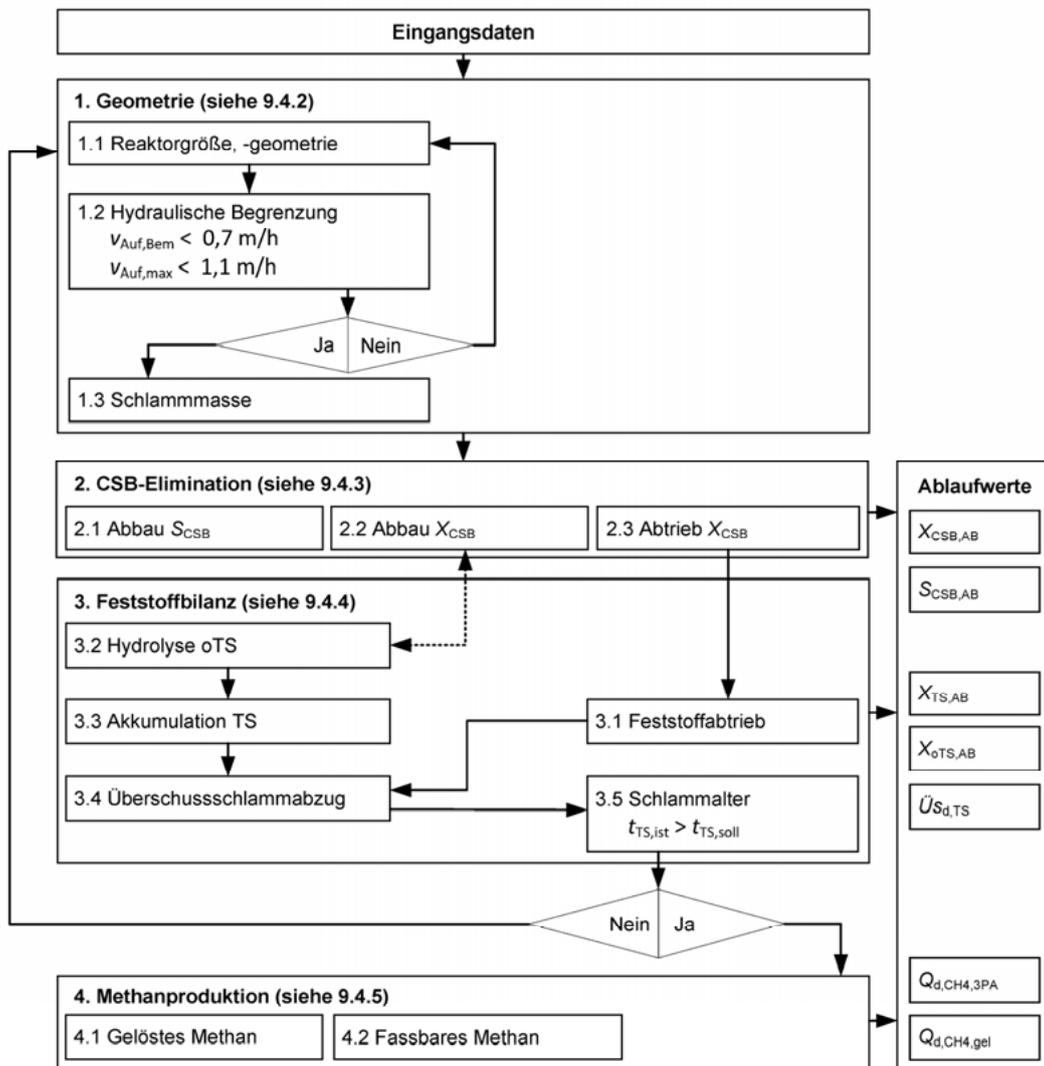


Bild 9.4: Ablauf der Bemessung für kommunale UASB-Reaktoren (NELTING 2017)

Die Bemessungshinweise beziehen sich nur auf UASB-Reaktoren und können nicht ohne Weiteres auf die in einzelnen Ländern verbreiteten Ausführungsvarianten kommunaler UASB-Reaktoren, wie z. B. RALF-Reaktoren in Brasilien (v. HAANDEL et al. 2006), angewendet werden.

### 9.4.2 Geometrie (Schritt 1)

#### 9.4.2.1 Reaktorgeometrie und -größe (Schritt 1.1)

##### Reaktorhöhe ( $h_{\text{Reaktor}}$ )

Wie in Bild 9.5 schematisch dargestellt, kann das Reaktorvolumen in zwei Funktionalitätszonen aufgeteilt werden.

Der Faulraum ist in einen unteren Bereich aufgeteilt, der mit dem Schlammbett gefüllt ist und in dem der biologische Umsatz der gelösten und partikulären Stoffe erfolgt, und in einen darüber liegenden, weitgehend schlammfreien Bereich, der als hydraulischer Puffer agiert. In diesem Pufferraum kann das Schlammbett während hydraulischer Zuflussspitzen expandieren, ohne das Schlamm aus dem Faulraum abgetrieben wird. Übliche Schlammбетhöhen liegen zwischen 2,0 m und 2,5 m und die Pufferzone kann mit ca. 0,5 m abgeschätzt werden. Die Faulraumhöhe liegt somit in der Regel zwischen 2,5 m und 3,0 m.

Der Dreiphasenabscheider (3PA) trennt die Gas-, Schlamm- und Wasserphase und besteht aus einer Gasfassung (inkl. Gasdeflektor) und einem darüber liegenden Absetzbereich. Die übliche 3PA-Höhe liegt zwischen 1,5 m und 2,0 m.

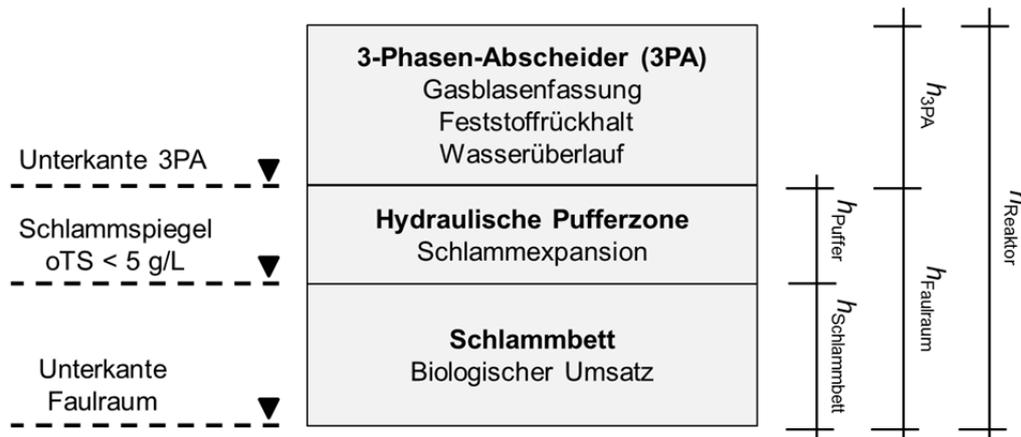


Bild 9.5: Funktionalitätszonen in einem kommunalen UASB-Reaktor (NELTING 2017)

Die Reaktorhöhe kann somit wie folgt berechnet werden:

$$h_{\text{Faulraum}} = h_{\text{Puffer}} + h_{\text{Schlammbett}} \quad (\text{m}) \quad (9.4)$$

und

$$h_{\text{Reaktor}} = h_{3\text{PA}} + h_{\text{Faulraum}} \quad (\text{m}) \quad (9.5)$$

Typische Reaktorhöhen liegen zwischen 4,0 m und 5,0 m. Vereinzelt wird über Reaktorhöhen großtechnischer UASB-Reaktoren zwischen 3,5 m und 6,0 m berichtet. (NELTING 2017)

### Reaktorfläche ( $A_{\text{Reaktor}}$ )

Wie in 9.1.4 erörtert, sind kommunale UASB-Reaktoren aufgrund der niedrigeren CSB-Zulaufkonzentrationen (< 1.000 mg/l) im Vergleich zu industriellen UASB-Reaktoren (> 2.000 mg/l) eher als Schwachlastanlagen einzustufen. Bezieht man diesen Zusammenhang auf den gelösten CSB, der in kommunalem Wasser bis zu 50 % des homogenisierten CSB ausmacht (siehe 3.1.3), ist die Belastung der Biomasse in kommunalen Anlagen tatsächlich noch niedriger. Die Umsatzrate der Biomasse ist hier substratlimitiert und die Substratkonzentration liegt weit unterhalb der Halbsättigungskonzentration, weshalb von einer Kinetik 1. Ordnung ausgegangen werden kann. Der anaerob abbaubare CSB kann folglich unabhängig von der Zulaufkonzentration bei ausreichender Kontaktzeit zwischen Biomasse und Substrat (rechnerische hydraulische Aufenthaltszeit) weitestgehend umgesetzt werden. Die täglich abbaubare Fracht wird somit maßgeblich vom Temperatureinfluss auf die biologische Aktivität und der vorhandenen Biomassenmenge im Schlammbett beeinflusst (NELTING 2017).

In Tabelle 9.4 sind die minimalen rechnerischen hydraulischen Aufenthaltszeiten zusammengestellt, die nötig sind, um in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur und der gewählten Faulraumhöhe den gesamten biologisch anaerob abbaubaren, gelösten CSB zu reduzieren.

Tabelle 9.4: Minimale rechnerische hydraulische Aufenthaltszeit im Faulraum  $t_{R,Faulraum}$  bei einer Höhe des Faulraums von  $h_{Faulraum} = 2,5 - 3,0$  m und in Abhängigkeit von der Temperatur (NELTING 2017)

| Aufenthaltszeit $t_{R,Faulraum}$ (h) in Abhängigkeit von der Temperatur |       |       |
|---|-------|-------|
| 30 °C   | 25 °C | 20 °C |
| 4   | 4 – 6 | 6 – 9 |

Die erforderliche Reaktorfläche ergibt sich aus der hydraulischen Aufenthaltszeit wie folgt:

$$A_{\text{Reaktor}} = \frac{t_{R,Faulraum} \cdot Q_{T,d,aM}}{h_{Faulraum} \cdot 24} \quad (\text{m}^2) \quad (9.6)$$

Für die Berechnung der sich einstellenden Ablaufkonzentration des gelösten CSB wird auf Schritt 2.1 (siehe 9.4.3.1) verwiesen.

#### Reaktorvolumen ( $V_{\text{Reaktor}}$ ) und Faulraumvolumen ( $V_{\text{Faulraum}}$ )

Das Volumen des Reaktors und des Faulraumes ergibt sich aus dem Produkt der Reaktorgrundfläche und der Reaktorhöhe. Dabei wird zwischen dem Reaktor- und dem Faulraumvolumen unterschieden:

$$V_{\text{Reaktor}} = A_{\text{Reaktor}} \cdot h_{\text{Reaktor}} \quad (\text{m}^3) \quad (9.7)$$

$$V_{\text{Faulraum}} = A_{\text{Reaktor}} \cdot h_{\text{Faulraum}} \quad (\text{m}^3) \quad (9.8)$$

### 9.4.2.2 Nachweise der hydraulischen Belastung (Schritt 1.2)

Mit der Begrenzung der hydraulischen Belastung des Reaktors ist sicherzustellen, dass die hydraulische Beschickung des Reaktors durch die berechnete erforderliche Reaktorfläche soweit beschränkt ist, dass einerseits der Austrag von Feststoffen durch die vorherrschende Aufstromgeschwindigkeit über das Tagesmittel  $Q_{T,d}$  eine vorgesehene Ablaufkonzentration nicht überschreitet und andererseits beim maximalen stündlichen Zufluss  $Q_{T,1h,max}$  ein unkontrolliertes Ausschwemmen des Schlammбетtes verhindert wird.

#### Bemessungslastfall für mittlere Belastung

Die Bemessungs-Aufstromgeschwindigkeit ( $v_{\text{Auf,Bem}}$ ) zur Einhaltung der Ablaufkennwerte ergibt sich aus der erforderlichen Reaktorfläche und dem täglichen Trockenwetterabfluss wie folgt:

$$v_{\text{Auf,Bem}} = \frac{Q_{T,d,aM}}{A_{\text{Reaktor}} \cdot 24} \quad (\text{m/h}) \quad (9.9)$$

Die gewählte Bemessungs-Aufstromgeschwindigkeit sollte zwischen 0,2 m/h und 0,7 m/h liegen. Sie wird für die Abschätzung der Ablaufkonzentration partikulärer Stoffe in Schritt 2.3 verwendet. Folgende Bedingung muss eingehalten werden:

$$v_{\text{Auf,Bem}} \leq 0,7 \text{ m/h} \quad (9.10)$$

Wenn die maximale Bemessungs-Aufstromgeschwindigkeit überschritten wird, muss solange iterativ die Reaktorfläche durch Erhöhung der gewählten rechnerischen hydraulischen Aufenthaltszeit im Faulraum vergrößert werden, bis die maximale Bemessungs-Aufstromgeschwindigkeit eingehalten wird (Schritt 1.1).

Die Auslegung der gesamten hydraulischen Zu- und Ablaufkomponenten des UASB-Reaktors erfolgt nach dem mittleren täglichen Trockenwetterabfluss  $Q_{T,d,aM}$ .

### Bemessungslastfall für maximale Belastung

Die maximal zulässige Aufstromgeschwindigkeit bei kurzzeitigem Spitzenzufluss wird wie folgt berechnet, um ein vermehrtes Ausschwemmen des Schlammбетtes aus dem Faulraum zu verhindern:

$$v_{\text{Auf,max}} = \frac{Q_{\text{T,1h,max}}}{A_{\text{Reaktor}}} \quad (\text{m/h}) \quad (9.11)$$

Die gewählte maximal zulässige Aufstromgeschwindigkeit bei kurzzeitigem Spitzenzufluss sollte  $\leq 1,1$  m/h sein:

$$v_{\text{Auf,max}} \leq 1,1 \text{ m/h} \quad (9.12)$$

Wenn die maximale Aufstromgeschwindigkeit bei kurzzeitigem Spitzenzufluss überschritten wird, muss solange iterativ die Reaktorfläche durch Erhöhung der gewählten rechnerischen hydraulischen Aufenthaltszeit im Faulraum vergrößert werden, bis die maximale Aufstromgeschwindigkeit bei kurzzeitigem Spitzenzufluss eingehalten wird (Schritt 1.1).

Grundsätzlich ist der Einsatz von UASB-Reaktoren nur in Trennsystemen zu empfehlen. Für den Fall, dass ein Mischwasserzufluss nicht zu vermeiden ist, sollte je nach Anlagenkonstellation (Einbindung des UASB-Reaktors in gesamte Kläranlage) für Zuflüsse  $> Q_{\text{T,1h,max}}$  eine Drosselung mit eventueller Speicherung (vor allem bei Kombination mit einer Belebungs- oder Tropfkörperanlage) oder ein Bypass um den UASB-Reaktor herum (bei Kombination mit einer Abwasserteichanlage), vorgesehen werden.

### 9.4.2.3 Schlamm-masse (Schritt 1.3)

Die mittlere organische Schlammkonzentration in Abhängigkeit von der gewählten Faulraum- und Schlammбетhöhe kann mit den in Tabelle 9.5 zusammengestellten Werten abgeschätzt werden.

Tabelle 9.5: Schätzwerte für die mittlere organische Schlammkonzentration  $X_{\text{oTS,Faulraum}}$  in Abhängigkeit von der Faulraum- und Schlammбетhöhe ( $GV_{\text{TS}} = 0,6$ ) (NELTING 2017)

| Faulraumhöhe (m) | Schlammбетhöhe* <sup>1</sup> (m) | $X_{\text{oTS,Faulraum}}$ ** <sup>2</sup> (kg oTS/m <sup>3</sup> ) |
|------------------|----------------------------------|--|
| 2,5              | 2,0                              | 14 – 20  |
| 3,0              | 2,5                              | 17 – 25  |

ANMERKUNG  
 \*) hydraulische Pufferzone im Faulraum: 0,5 m  
 \*\*) Schlamm Spiegel (5 g oTS/l) begrenzen auf 0,5 m unterhalb des Dreiphasenabscheiders

Die gesamte organische Schlamm-masse im Faulraum ( $M_{\text{oTS}}$ ) kann dann wie folgt abgeschätzt werden:

$$M_{\text{oTS}} = X_{\text{oTS,Faulraum}} \cdot V_{\text{Faulraum}} \quad (\text{kg oTS}) \quad (9.13)$$

Der mittlere Glühverlust ( $X_{\text{oTS}}/X_{\text{TS}}$ ) im Schlammбет liegt zwischen 50 % und 60 %. Ein typischer Wert ist 60 %, wenn eine gute mechanische Vorreinigung gewährleistet werden kann (geringer Eintrag mineralischer Stoffe). Für die Berechnung der gesamten Schlamm-masse im Faulraum ( $M_{\text{TS}}$ ) gilt somit:

$$M_{\text{TS}} = \frac{M_{\text{oTS}} \cdot 100}{GV_{\text{TS}}} \quad (\text{kg TS}) \quad (9.14)$$

Die in Tabelle 9.5 angegebenen Kennwerte sind nur unter folgenden Randbedingungen gültig:

- Die Schlammbettgrenze ist bei 0,5 m unterhalb der Unterkante des Dreiphasenabscheiders durch eine oTS-Konzentration von < 5 g/l definiert. Sollte die Schlamm Spiegelgrenze darüber liegen, steigt die Kompression der Feststoffe über das gesamte Schlammbett und die mittlere Schlammkonzentration im Faulraum nimmt dann entsprechend zu.
- Die Probenahme des Schlammprofils erfolgt zum Zeitpunkt, an dem der stündliche Zufluss in etwa  $Q_{T,d,aM}$  entspricht.
- Die mittlere Aufstromgeschwindigkeit ist < 0,7 m/h.
- Die während des Betriebes tatsächlich vorhandene TS-Konzentration sollte regelmäßig in verschiedenen Höhen des Schlammbettes gemessen werden. Die hier angegebenen TS-Konzentrationen sind nur als grobe Richtwerte für die Auslegung der Anlage zu verstehen.

### 9.4.3 CSB-Elimination (Schritt 2)

#### 9.4.3.1 Elimination des gelösten CSB (Schritt 2.1)

Wie in 9.4.2.1 erläutert, kann der anaerob abbaubare CSB unabhängig von der Zulaufkonzentration bei Einhaltung der in Tabelle 9.4 angegebenen rechnerischen hydraulischen Aufenthaltszeiten im Faulraum weitestgehend abgebaut werden. Somit nimmt der prozentuale Wirkungsgrad des CSB-Abbaus mit steigender Zulaufkonzentration zu. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass sich die anaerob nicht abbaubare Fraktion des gelösten CSB mit zunehmender Zulaufkonzentration erhöht. Das hat zur Folge, dass sich die Ablaufkonzentration mit zunehmender Zulaufkonzentration etwa um den Betrag der Zunahme des anaerob nicht abbaubaren Anteils erhöht (NELTING 2017). Der Umsatz des bei der Hydrolyse von organischen Feststoffen freigesetzten CSB ist hier implizit berücksichtigt und hat keinen direkten Einfluss auf die Ablaufkonzentration. Die mittlere Tagesablaufkonzentration des gelösten CSB kann aus Tabelle 9.6 entnommen werden. Zwischenwerte sind linear zu interpolieren.

**Tabelle 9.6: Ablaufkonzentration des gelösten CSB  $S_{CSB,AR}$  in Abhängigkeit von der Zulaufkonzentration  $S_{CSB,ZR}$  (NELTING 2017)**

| Zulaufkonzentration<br>$S_{CSB,ZR}$ (mg/l) | Ablaufkonzentration $S_{CSB,AR}$ (mg/l) |     |
|--|---|-----|
|  | von                                     | bis |
| 100  | 60                                      | 90  |
| 200  | 70                                      | 100 |
| 300  | 80                                      | 110 |
| 400  | 90                                      | 120 |
| 500  | 100                                     | 130 |

Die tägliche Fracht des gelösten CSB im UASB-Ablauf und die täglich abgebaute Fracht berechnen sich wie folgt:

$$B_{d,CSB,gel,AR} = S_{CSB,AR} \cdot Q_{T,d,aM} \cdot 10^{-3} \quad (\text{kg CSB/d}) \quad (9.15)$$

$$B_{d,CSB,gel,abgeb} = B_{d,CSB,gel,ZR} - B_{d,CSB,gel,AR} \quad (\text{kg CSB/d}) \quad (9.16)$$

### 9.4.3.2 Abbau des partikulären CSB (Schritt 2.2)

Für die Hydrolyse der partikulären Fraktion des CSB wird davon ausgegangen, dass das dem UASB-Reaktor zufließende kommunale Rohabwasser über einen Anteil von ca. 60 % organischer Feststoffe an den abfiltrierbaren Feststoffen ( $X_{oTS}/X_{TS}$ ) verfügt. Dabei wird angenommen, dass bei den für UASB relevanten, hohen Abwassertemperaturen bereits ein Teil der organischen Fracht in der Kanalisation umgesetzt worden ist (siehe 3.1.3). Wenn bei vorgegebener Temperatur das erforderliche Mindestschlammalter eingehalten wird, kann ein Abbaugrad der organischen Substanz von > 35 % angenommen werden (NELTING 2017). Somit gilt für die Berechnung der hydrolysierten CSB-Fracht folgender Zusammenhang:

$$B_{d,CSB,part,hyd} = \eta_{CSB,part} \cdot B_{d,CSB,part,ZR}/100 \quad (\text{kg CSB/d}) \quad (9.17)$$

Für die Berechnung des vorhandenen und erforderlichen Schlammalters wird auf Schritt 3.5 (siehe 9.4.4.5) verwiesen.

### 9.4.3.3 Abtrieb von partikulärem CSB (Schritt 2.3)

Der Gehalt an Feststoffen im Ablauf des Reaktors wird durch die Menge an ausgeschwemmtem Schlamm aus den oberen Schlammschichten im Faulraum bestimmt. Diese Menge wird durch die Aufstromgeschwindigkeit und Schlammspiegelhöhe maßgeblich beeinflusst. Die Konzentration von Feststoffen im Zulauf hat somit keinen direkten Einfluss auf die Ablaufkonzentration. Die mittlere Tagesablaufkonzentration des partikulären CSB kann aus Tabelle 9.7 entnommen werden.

**Tabelle 9.7: Ablaufkonzentration des partikulären CSB  $X_{CSB,AR}$  in Abhängigkeit von der Aufstromgeschwindigkeit  $v_{Auf}$  (NELTING 2017)**

|              | Ablaufkonzentration $X_{CSB,AR}$ (mg/l) in Abhängigkeit von $v_{Auf}$ |         |         |         |         |         |
|--------------|---|---------|---------|---------|---------|---------|
|              | 0,2 m/h   | 0,3 m/h | 0,4 m/h | 0,5 m/h | 0,6 m/h | 0,7 m/h |
| Median       | 70  | 75      | 80      | 85      | 90      | 95      |
| 0,75-Quartil | 110   | 115     | 120     | 125     | 130     | 135     |

Die tägliche Fracht des partikulären CSB im Ablauf des UASB-Reaktors wird wie folgt berechnet:

$$B_{d,CSB,part,AR} = X_{CSB,AR} \cdot Q_{T,d,aM} \cdot 10^{-3} \quad (\text{kg CSB/d}) \quad (9.18)$$

Der in Tabelle 9.7 angegebene, empirisch ermittelte Zusammenhang ist nach NELTING (2017) nur bei Einhaltung der folgenden Randbedingungen gültig:

#### 1. Schlammspiegelbegrenzung

Die Höhe des Schlammspiegels im Faulraum ist auf ein oTS-Gehalt < 5 g/l in einem Abstand von 0,5 m unterhalb der Unterkante des 3PA zu begrenzen. Je nach Ausprägung der Zufluss-Tagesganglinie wird sich das Schlammbett in Abhängigkeit von der vorliegenden Aufstromgeschwindigkeit im Faulraum komprimieren oder expandieren. Entsprechend variiert die Schlammspiegelhöhe im Faulraum. Wenn das Verhältnis  $Q_{T,1h,max}/Q_{T,d} \leq 1,4$  ist, kann unter Berücksichtigung der hier betrachteten Datengrundlage davon ausgegangen werden, dass der Einfluss durch die Expansion des Schlammbettes während des täglichen maximalen Zuflusses nicht dominant wird.

## 2. Aufstromgeschwindigkeit

Der gewählte lineare Zusammenhang ist nur bis zu einer maximalen Aufstromgeschwindigkeit von 0,5 m/h mit einer ausreichenden Datenmenge großtechnisch validiert. An den untersuchten großtechnischen Standorten wurde an keinem Messtag eine Aufstromgeschwindigkeit > 0,7 m/h gemessen. Bei höheren Aufstromgeschwindigkeiten ist der Zusammenhang nicht mehr linear und ab einer Aufstromgeschwindigkeit von ca. > 1,1 m/h steigt die Wahrscheinlichkeit eines Schlammspiegeldurchbruches deutlich. Diese Beobachtung beruht allerdings nur auf wenigen Messungen im Pilotmaßstab.

Die in Tabelle 9.2 empfohlenen maximalen Aufstromgeschwindigkeiten aus der Literatur werden für den mittleren Tageszufluss auf 0,7 m/h begrenzt. Für einen kurzfristigen Spitzenzufluss werden Aufstromgeschwindigkeiten bis zu 1,1 m/h empfohlen. Literaturangaben zeigen, dass die Aufstromgeschwindigkeit von großtechnisch ausgeführten kommunalen UASB-Reaktoren zwischen 0,4 m/h und 0,75 m/h liegt. Der Gültigkeitsbereich des hier gewählten, empirischen Ansatzes deckt sich somit mit üblichen Aufstromgeschwindigkeiten von kommunalen UASB-Reaktoren in der Praxis.

## 3. Überfallkantenbeschickung

Die Überfallkantenbeschickung (einseitig) sollte zwischen 0,4 und 0,6 m<sup>3</sup>/(m·h) liegen. Im Vergleich hierzu wird für einen effektiven Rückhalt des anaeroben Schlammes in einem Nachklärbecken anaerober Belebungsanlagen zur Behandlung industrieller Abwässer eine Überfallkantenbeschickung zwischen 0,3 bis 0,4 m<sup>3</sup>/(m·h) empfohlen (SAAKE 1986).

## 4. Schwimmschlamm

Auf dem freien Wasserspiegel im Absetzraum bildet sich in der Regel eine Schwimmschlamm-schicht, die die Konzentration von Feststoffen im Ablauf deutlich erhöht. Der hier angegebene empirische Ansatz ist nur bedingt gültig, wenn der Schwimmschlamm durch die Anordnung von Tauchwänden gezielt im System zurückgehalten und anschließend manuell entfernt wird. Alternativ kann dieser durch eine hohe Beschickung des Überfallwehres aus dem System ausgetrieben und in nachgeschalteten Stufen gezielt aufgefangen werden. Auch die Anordnung eines Fettfanges in der mechanischen Reinigungsstufe kann die Bildung von Schwimmschlamm deutlich reduzieren.

### 9.4.4 Feststoffbilanz (Schritt 3)

#### 9.4.4.1 Feststoffabtrieb (Schritt 3.1)

##### Organische Trockensubstanz im Ablauf des UASB-Reaktors ( $B_{d,OTS,AR}$ )

Der partikuläre CSB aus der organischen Trockensubstanz kann im Rohabwasser je nach standortspezifischen Randbedingungen, abweichend von den typischen Angaben in 3.1.3, aufgrund örtlicher Randbedingungen im Extremfall zwischen Werten von 1,4 bis 3,0 g CSB/g oTS liegen (NELTING 2017, Zusammenstellung von Literaturangaben aus kommunalen Kläranlagen in Palästina, Jordanien, Ägypten, Türkei, Niederlande, Deutschland, Brasilien, Kolumbien). Die Menge an organischen Feststoffen korreliert im Ablauf des UASB-Reaktors mit dem CSB. Hier ist allerdings eine Reduzierung des organischen Anteils durch die Hydrolyse im Schlammbett von ca. 10 % während der Durchströmung zu berücksichtigen.

Somit kann die Konzentration des organischen Filtrerrückstandes, unter Berücksichtigung der geschätzten CSB-Konzentration im Ablauf des UASB-Reaktors, mit folgender Beziehung abgeschätzt werden:

$$X_{OTS,AR} = X_{CSB,AR} / (f_{CSB} \cdot (1 - 0,1)) \quad (\text{mg/l}) \quad (9.19)$$

mit (1 - 0,1) als Reduktionsfaktor des organischen Anteils.

Die tägliche Fracht des organischen Filtrerrückstandes im UASB-Ablauf berechnet sich wie folgt:

$$B_{d,oTS,AR} = X_{oTS,AR} \cdot Q_{T,d,aM} \cdot 10^{-3} \quad (\text{kg oTS/d}) \quad (9.20)$$

### Trockensubstanz im Ablauf des UASB-Reaktors ( $B_{d,TS,AR}$ )

Der Glühverlust der Trockensubstanz (Filtrerrückstand) liegt im Ablauf von kommunalen UASB-Reaktoren je nach Stabilisierungsgrad des Schlammes zwischen 40 % und 60 %. Somit kann der TS im Ablauf des UASB-Reaktors anhand der nachstehenden Gleichung abgeschätzt werden:

$$X_{TS,AR} = X_{oTS,AR} \cdot 100 / GV_{TS} \quad (\text{mg/l}) \quad (9.21)$$

Die tägliche Fracht des Filtrerrückstandes im UASB-Ablauf berechnet sich wie folgt:

$$B_{d,TS,AR} = X_{TS,AR} \cdot Q_{T,d,aM} \cdot 10^{-3} \quad (\text{kg TS/d}) \quad (9.22)$$

### Anorganische Trockensubstanz im Ablauf des UASB-Reaktors ( $B_{d,anorgTS,AR}$ )

Die abfiltrierbaren Stoffe (TS) im Ablauf des UASB-Reaktors setzen sich aus der Summe der organischen und der anorganischen Fraktion zusammen (orgTS und anorgTS). Somit kann die tägliche Fracht des anorganischen Filtrerrückstandes im UASB-Ablauf mit folgender Bilanz abgeschätzt werden:

$$B_{d,anorgTS,AR} = B_{d,TS,AR} - B_{d,orgTS,AR} \quad (\text{kg anorgTS/d}) \quad (9.23)$$

## 9.4.4.2 Hydrolyse der organischen Feststoffe (Schritt 3.2)

Die in Schritt 2.2 (siehe 9.4.3.2) berechnete hydrolysierte Fracht des partikulären CSB ist direkt proportional zur hydrolysierten oTS-Fracht. Unter Verwendung des CSB/oTS-Verhältnisses im Zulauf kann die oTS-Hydrolyse als hydrolysierte Fracht des organischen Filtrerrückstandes ( $B_{d,oTS,hyd}$ ) wie folgt berechnet werden:

$$B_{d,oTS,hyd} = B_{d,CSB,part,hyd} / f_{CSB} \quad (\text{kg oTS/d}) \quad (9.24)$$

Für die Berechnung des vorhandenen und erforderlichen Schlammalters wird auf Schritt 3.5 (siehe 9.4.4.5) verwiesen.

Die restliche oTS-Fracht, die täglich nicht hydrolysiert wird, ergibt sich dann aus der Differenz der täglich zufließenden und hydrolysierten Fracht wie folgt:

$$B_{d,oTS,Rest} = B_{d,oTS,ZR} - B_{d,oTS,hyd} \quad (\text{kg oTS/d}) \quad (9.25)$$

## 9.4.4.3 Akkumulation der Feststoffe (Schritt 3.3)

### Akkumulation der organischen Trockensubstanz im Schlammbett ( $B_{d,oTS,akku}$ )

Die sich täglich akkumulierende oTS-Fracht im Schlammbett des Faulraumes ergibt sich aus der Differenz der nach der Hydrolyse verbleibenden und der täglich abgetriebenen oTS-Fracht aus den oberen Schlammschichten:

$$B_{d,oTS,akku} = B_{d,oTS,Rest} - B_{d,oTS,AR} \quad (\text{kg oTS/d}) \quad (9.26)$$

**Akkumulation der anorganischen Trockensubstanz im Schlammbett ( $B_{d,\text{anorgTS},\text{akku}}$ )**

Analog zur Berechnung der täglichen Fracht des anorganischen Filtrerrückstandes im Ablauf des UASB-Reaktors gilt für die Fracht im Zulauf auch folgender Zusammenhang:

$$B_{d,\text{anorgTS},\text{ZR}} = B_{d,\text{TS},\text{ZR}} - B_{d,\text{oTS},\text{ZR}} \quad (\text{kg anorgTS/d}) \quad (9.27)$$

Da der anorganische Filtrerrückstand nicht biologisch umgesetzt wird, ergibt sich die täglich akkumulierte Fracht im Schlammbett aus der Bilanz der zufließenden und der im Ablauf abgetriebenen Fracht wie folgt:

$$B_{d,\text{anorgTS},\text{akku}} = B_{d,\text{anorgTS},\text{ZR}} - B_{d,\text{anorgTS},\text{AR}} \quad (\text{kg anorgTS/d}) \quad (9.28)$$

**Akkumulation der Trockensubstanz im Schlammbett ( $B_{d,\text{TS},\text{akku}}$ )**

Die abfiltrierbaren Stoffe im Ablauf des UASB-Reaktors setzen sich aus der organischen und der anorganischen Fraktion zusammen. Somit kann die sich täglich akkumulierende Fracht des Filtrerrückstandes im Schlammbett des UASB-Reaktors mit folgendem Zusammenhang berechnet werden:

$$B_{d,\text{TS},\text{akku}} = B_{d,\text{anorgTS},\text{akku}} + B_{d,\text{oTS},\text{akku}} \quad (\text{kg TS/d}) \quad (9.29)$$

**9.4.4.4 Überschussschlammabzug (Schritt 3.4)**

Um einen möglichst konstanten Schlamm Spiegel im Faulraum zu erhalten (Sicherstellung des Feststoffrückhalts), muss eine über das gewünschte Schlammalter hinausgehende Akkumulation von Feststoffen im System vermieden werden. Somit entspricht die zu entnehmende ÜS-Menge der täglich akkumulierten Fracht des Filtrerrückstandes:

$$\ddot{U}_{d,\text{TS}} = B_{d,\text{TS},\text{akku}} \quad (\text{kg TS/d}) \quad (9.30)$$

Das zu entnehmende ÜS-Volumen ergibt sich aus der Feststoffkonzentration in der Schlammбетhöhe, aus der der Überschussschlamm entnommen wird, gemäß folgendem Zusammenhang:

$$Q_{\ddot{U}\text{S},d,\text{TS}} = \frac{\ddot{U}_{d,\text{TS}}}{X_{\text{TS},\ddot{U}\text{S}}} \quad (\text{m}^3/\text{d}) \quad (9.31)$$

Typische Feststoffkonzentrationen in verschiedenen Faulraumhöhen in Abhängigkeit von der gewählten Schlammбетhöhe sind in Tabelle 9.8 zusammengestellt.

**Tabelle 9.8: Feststoffkonzentration  $X_{\text{TS},\ddot{U}\text{S}}$  in verschiedenen Faulraumhöhen als Funktion der gesamten Schlammбетhöhe; Schlamm Spiegelgrenze 0,5 m unterhalb der Unterkante des Dreiphasenabscheiders ( $X_{\text{oTS}} \leq 5 \text{ g/l}$ ) (NELTING 2017)**

| Abstand zur Unterkante des 3PA (m) | Feststoffkonzentration $X_{\text{TS},\ddot{U}\text{S}}$ (g/l) in Abhängigkeit von der Schlammбетhöhe über dem Reaktorboden |           |
|------------------------------------|--|-----------|
|                                    | 2,5 m  | 2,0 m     |
| 0,0                                | < 0,1  | < 0,1     |
| 0,5                                | ≤ 4 – 12   | ≤ 4 – 12  |
| 1,0                                | 19 – 27  | 19 – 27   |
| 1,5                                | 33 – 41  | 33 – 41   |
| 2,0                                | 47 – 55  | 47 – 55   |
| 2,5                                | 60 – 70  | (47 – 55) |
| 3,0                                | (60 – 70)  | –         |

Die beim Betrieb tatsächlich vorhandene TS-Konzentration sollte regelmäßig in verschiedenen Höhen des Schlammbettes gemessen werden. Die in Tabelle 9.8 angegebenen TS-Konzentrationen sind nur als grobe Richtwerte für die Auslegung der Anlage zu verstehen.

#### 9.4.4.5 Schlammalter (Schritt 3.5)

Das Schlammalter bzw. die mittlere Schlammverweilzeit ( $t_{TS}$ ) gibt an, wie lange im Mittel der Schlamm im UASB-Reaktor verbleibt, bevor er den Reaktor über den Ablauf oder Überschussschlamm verlässt. Das Schlammalter wird wie folgt berechnet:

$$t_{TS} = \frac{M_{TS}}{B_{d,TS,AR} + \ddot{U}S_{d,TS}} \quad (\text{d}) \quad (9.32)$$

Das vorhandene Schlammalter muss einerseits groß genug sein, um zu gewährleisten, dass mindestens die Verdoppelungszeit der am Prozess beteiligten Biozönose eingehalten wird, um den Erhalt der Bakterien im System zu ermöglichen. Gleichzeitig muss eine ausreichende Schlammstabilisierung der Organik im Schlamm durch Hydrolyse und endogene Prozesse erreicht werden. In Tabelle 9.9 sind in Abhängigkeit von der Temperatur empfohlene Schlammaufenthaltszeiten zusammengestellt, um einen Abbaugrad der organischen Substanz von > 35 % zu erreichen (vgl. Schritt 2.2 und 3.2). Die Werte beruhen auf Literaturwerten und aktuellen Untersuchungen (NELTING 2017).

Tabelle 9.9: Empfohlenes Schlammalter  $t_{TS,soll}$  in Abhängigkeit von der Temperatur (NELTING 2017)

| Temperatur [°C]                | 30      | 25      | 20      |
|--------------------------------|---------|---------|---------|
| Schlammalter $t_{TS,soll}$ (d) | 25 – 35 | 36 – 46 | 47 – 63 |

Abschließend muss folgende Bedingung eingehalten werden:

$$t_{TS,ist} \geq t_{TS,soll} \quad (9.33)$$

Wenn das berechnete Schlammalter kleiner als das empfohlene Mindestschlammalter ist, muss iterativ die Schlammmenge im Schlammbett durch Vergrößerung der gewählten Reaktorgrundfläche erhöht werden (Schritt 1.1). Die Vergrößerung der Reaktorgrundfläche bewirkt zudem eine Reduzierung der Aufstromgeschwindigkeit und folglich auch eine Verringerung der täglich abgetriebenen Feststofffracht.

Das beim Betrieb tatsächlich vorhandene Schlammalter sollte auf Grundlage der Frachten aus dem Betriebsmonitoring in regelmäßigen Abständen mit der beschriebenen Bilanzierung überwacht werden. Die unter Schritt 3.4 geschätzte ÜS-Menge ist dann entsprechend im Betrieb anzupassen.

#### 9.4.5 Methanproduktion (Schritt 4)

Zu den Methanmengen in der Gasfassung großtechnischer, kommunaler UASB-Reaktoren liegen keine veröffentlichten Daten vor. Verfügbare Werte für kommunale UASB-Reaktoren im Labor- und Pilotmaßstab sind in Tabelle 9.10 zusammengestellt. Die Zunahme des fassbaren Methans mit steigender Temperatur ist hauptsächlich dadurch begründet, dass die mögliche gelöste Methanmenge im Wasser mit steigender Temperatur abnimmt (NELTING 2017).

**Tabelle 9.10: Anhaltswerte für die fassbare Methanmenge im Dreiphasenabscheider  $Q_{d,CH_4,3PA}$  in Abhängigkeit der Abwassertemperatur (NELTING 2017)**

| Temperatur [°C]   | 20        | 25        | 30        | 35        |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Methanmenge $Q_{d,CH_4,3PA}$ (NI $CH_4$ /kg CSB <sub>elim</sub> )* <sup>1</sup>   | 125 – 225 | 140 – 240 | 155 – 255 | 170 – 270 |
| ANMERKUNG   |           |           |           |           |
| *) Der Einfluss der Sulfat-Konkurrenz auf das Methanpotenzial ist in den angegebenen Anhaltswerten nicht quantifiziert. |           |           |           |           |

Für eine genauere Bilanzierung der Methanströme in UASB-Reaktoren ist eine differenzierte Betrachtung der Stofftransportprozesse des Methans im System nötig. Dabei ist zwischen der biologischen Methanproduktion, der Methanlöslichkeit innerhalb des Reaktors und dem Phasenübergang von der Wasserphase in die Gasphase (Dreiphasenabscheider) zu unterscheiden (siehe 9.1.5).

Der im Abwasser enthaltene CSB wird beim anaeroben Abbau in Methan umgewandelt, zusätzlich wird entsprechend der Substratzusammensetzung Kohlendioxid gebildet. Aus der Zersetzung von Eiweißen wird bei der Hydrolyse auch Schwefelwasserstoff gebildet. Parallel zur Methanogenese findet, unter Verbrauch von Acetat, eine Reduzierung des Sulfates zu Sulfit statt. Das für die Methanogenese zur Verfügung stehende Acetat wird somit vermindert. In Abhängigkeit vom Ertragskoeffizienten der vorhandenen Biozönose wird ein Teil des abgebauten CSB in Biomasse umgesetzt. Somit reduziert sich der spezifische Methanertrag entsprechend der oben erwähnten Prozesse.

Die Bestandteile des Biogases werden in der wässrigen Phase gebildet. Entsprechend der Sättigungskonzentration, welche von dem Gas selbst, der Wassertemperatur, dem Umgebungsdruck sowie dem Partialdruck vorgegeben wird, bleibt ein Teil des produzierten Biogases in der Wasserphase gelöst und wird in den Absetzbereich des UASB-Reaktors geleitet. Das restliche Biogas diffundiert bei Überschreitung der Sättigungskonzentration in die Gasphase und bildet Gasblasen im Faulraum, die in der Gasfassung gefangen werden. Aus dem in der Gasfassung aufgefangenen Gas ergibt sich das im UASB-Reaktor fassbare Methan.

#### 9.4.5.1 Gelöste Methanmenge im Ablauf des UASB-Reaktors (Schritt 4.1)

Wie in 9.1.5.2 ausführlich erläutert, wird die theoretische Sättigungskonzentration des Methans neben der Temperatur und anderer gelöster Stoffe (z. B. Salze) im Wasser maßgeblich vom Partialdruck des Methans beeinflusst. Anhaltswerte hierzu sind in Tabelle 9.11 für unterschiedliche Temperaturen und Methankonzentrationen im Biogas zusammengestellt. Die Kennwerte sind auf 1 m<sup>3</sup> anaerob behandeltes Abwasser normiert und auf eine Wassertiefe von 2,0 m bezogen, was in etwa der Unterkante des Dreiphasenabscheiders entspricht.

**Tabelle 9.11: Anhaltswerte für die Sättigungskonzentration von gelöstem Methan  $C_{S,CH_4}$  (Nm<sup>3</sup> CH<sub>4</sub>-gel/m<sup>3</sup> Abwasser) an der Unterkante des Dreiphasenabscheiders (NELTING 2017)**

| CH <sub>4</sub> -Konz. (Vol-%) | $C_{S,CH_4}$ (Nm <sup>3</sup> CH <sub>4</sub> -gel/m <sup>3</sup> Abwasser) in Abhängigkeit von der Temperatur |       |       |
|--------------------------------|--|-------|-------|
|                                | 30 °C  | 25 °C | 20 °C |
| 60                             | 0,019  | 0,022 | 0,024 |
| 70                             | 0,022  | 0,026 | 0,028 |
| 80                             | 0,025  | 0,030 | 0,032 |

Die gelöste Methanmenge im Ablauf des UASB-Reaktors ergibt sich wie folgt:

$$Q_{d,CH_4,gel,AR} = C_{S,CH_4} \cdot Q_{T,d,aM} \quad (\text{Nm}^3\text{CH}_4/\text{d}) \quad (9.34)$$

### 9.4.5.2 Fassbare Methanmenge im Dreiphasenabscheider (Schritt 4.2)

#### Reduktion des Methanertrages durch Sulfatreduktion

In der anaeroben Kommunalabwasserreinigung kann der Abbaugrad der zufließenden  $\text{SO}_4$ -Fracht ( $\eta_{\text{SO}_4}$ ) in der Regel zwischen 60 % und 90 % abgeschätzt werden. Damit berechnet sich die täglich abgebaute Sulfatfracht wie folgt:

$$B_{\text{d,SO}_4,\text{abgeb}} = B_{\text{d,SO}_4,\text{ZR}} \cdot \eta_{\text{SO}_4}/100 \quad (\text{kg SO}_4/\text{d}) \quad (9.35)$$

Für die Sulfatreduktion ergibt sich ein stöchiometrischer CSB-Bedarf von 0,67 kg CSB/kg  $\text{SO}_4$ ,abgeb. Die abgebaute CSB-Fracht durch Sulfat-reduzierende Bakterien ergibt sich somit wie folgt:

$$B_{\text{d,CSB,SO}_4} = B_{\text{d,SO}_4,\text{abgeb}} \cdot 0,67 \text{ kg CSB/kg SO}_4,\text{abgeb} \quad (\text{kg CSB/d}) \quad (9.36)$$

#### Potenzieller Methanertrag

Die CSB-Fracht, die durch die Methanogenese potenziell in Methan umgesetzt werden kann, ergibt sich aus der Bilanz des abgebauten CSB:

$$B_{\text{d,CSB,CH}_4} = (B_{\text{d,CSB,part,hyd}} + B_{\text{d,CSB,gel,abgeb}}) - B_{\text{d,CSB,SO}_4} \quad (\text{kg CSB/d}) \quad (9.37)$$

Der im Abwasser enthaltene CSB hat unter Normbedingungen (0 °C bzw. 273,15 K und 1,013 bar) beim anaeroben Abbau einen theoretischen Methanertrag von 0,35  $\text{Nm}^3 \text{CH}_4/\text{g CSB}$ . In Abhängigkeit vom Ertragskoeffizienten der vorliegenden Bioszönose wird ein Teil des abgebauten CSB in Biomasse umgesetzt, weshalb sich der spezifische Methanertrag entsprechend reduziert. In der Praxis können etwa 0,32  $\text{Nm}^3 \text{CH}_4/\text{g CSB}$  erreicht werden. Somit kann dann abschließend das täglich produzierte Methanvolumen berechnet werden:

$$Q_{\text{d,CH}_4} = B_{\text{d,CSB,CH}_4} \cdot 0,32 \quad (\text{Nm}^3 \text{CH}_4/\text{d}) \quad (9.38)$$

Abschließend kann die fassbare Methanmenge in UASB-Reaktoren wie folgt abgeschätzt werden:

$$Q_{\text{d,CH}_4,3\text{PA}} = Q_{\text{d,CH}_4} - Q_{\text{d,CH}_4,\text{gel}} \quad (\text{Nm}^3 \text{CH}_4/\text{d}) \quad (9.39)$$

## 9.5 Nachbehandlungsschritte

Die notwendigen Nachbehandlungsschritte für den Reaktorablauf richten sich nach der geforderten Reinigungsleistung, vorgegeben durch Ablaufgrenzwerte.

### 9.5.1 Elimination von Kohlenstoff und Feststoffen

UASB-Reaktoren erreichen bei guter Betriebsführung (Schlammmanagement etc.) eine maximale CSB-Reduktion von bis zu 85 %. In der Praxis liegt diese aber eher zwischen 45 % und 70 %. Das Verfahren gewährleistet somit für sich alleine keine ausreichende Kohlenstoffelimination, um übliche Ablaufgrenzwerte einzuhalten.

Der Einsatz von UASB-Reaktoren empfiehlt sich somit nur in Kombination mit nachgeschalteten Behandlungsschritten wie z. B. Tropfkörpern, einer aeroben Belebungsstufe oder Abwasserteichanlagen. In von SPERLING & CHERNICHARO (2005) findet sich eine umfangreiche Zusammenstellung von Verfahrenskombinationen.

### 9.5.2 Nährstoffelimination

Die im Abwasser enthaltenen Nährsalze, vor allem Stickstoff und Phosphor, werden in einem Anaerobreaktor nur unwesentlich eliminiert. Dies erfolgt nicht, wie z. B. im Belebungsverfahren über eine Verstoffwechslung (Nitrifikation/Denitrifikation bzw. Bio-P), sondern durch die Inkorporation in den Überschussschlamm. Hierdurch ergeben sich Eliminationsraten von maximal 10 % (ABDEL-HALIM 2005, URBAN et al. 2009). Reinigungsanforderungen bezüglich der Nährstoffelimination sind daher, analog zur weitergehenden Kohlenstoffelimination, durch die Kombination mit weiteren, nachgeschalteten Behandlungsschritten zu erfüllen.

### 9.5.3 Desinfektion

Soll das Abwasser wiederverwendet werden, beispielsweise für Bewässerungszwecke, dann sind Anforderungen an die Keimreduktion einzuhalten. UASB-Reaktoren erzielen in Bezug auf coliforme Keime in der Regel eine Reduktion von 1 Log-Stufe und in Bezug auf Helminthen-Eier einen Rückhalt von 60 % bis 90 % (VON SPERLING & CHERNICHARO 2005). Somit muss für eine Wiederverwendung als Bewässerungswasser immer eine nachgeschaltete Desinfektion vorgesehen werden. Hierfür eignen sich auch naturnahe Verfahren wie Abwasserteiche (URBAN 2009).

Technische Verfahren für die direkte Desinfektion des Ablaufs eines UASB-Reaktors sind aufgrund der hohen Konzentration an organischen Inhaltstoffen und Nährstoffen (vor allem Ammonium in Bezug auf eine Chlorung) nicht geeignet. Darüber hinaus besteht ein hohes Potenzial von Biofilmwachstum und Wiederverkeimung in Speichern und Verteilungsnetzen (URBAN 2009).

Für Hinweise zur Wahl geeigneter Verfahrensstufen und weiterer Randbedingungen bei der Wasserwiederverwendung wird auf den DWA-Themenband „Verfahrensstufen zur Abwasseraufbereitung für die Wiederverwendung“ (DWA 2008) verwiesen.

### 9.5.4 Rückgewinnung von gelöstem Methan

Um den Effekt einer anaeroben Vorbehandlung auf die Energie- und CO<sub>2</sub>-Bilanz von kommunalen Kläranlagen quantifizieren zu können, ergab eine von URBAN (2009) vorgenommene Gegenüberstellung verschiedener Verfahrenskombinationen mit und ohne Implementierung einer anaeroben Stufe, dass eine anaerobe Vorbehandlung ohne die Verwertung des im Ablauf gelösten Methans hinsichtlich der Treibhausgasemissionen nicht vertretbar ist. Bei allen Varianten fiel die CO<sub>2</sub>-Emission von Verfahrenskombinationen mit anaerober Stufe deutlich höher aus, als bei rein aeroben Verfahren. Wenn das gelöste Methan jedoch energetisch verwertet wird, kann die anaerobe Behandlung hinsichtlich seiner CO<sub>2</sub>-Emissionen gegenüber einer rein aeroben Behandlung günstiger bewertet werden. Dieser Vorteil wird mit steigender Abwassertemperatur größer.

Somit stellt die kontrollierte Rückgewinnung und energetische Verwertung des gelösten Methans im Ablauf des Reaktors einen zwingenden Nachbehandlungsschritt dar. Als technische Lösung kann grundsätzlich zwischen Verfahren unterschieden werden, die das gelöste Methan mit einem Luftstrom aus dem Abwasser ausstripfen, und solchen, die das Methan durch Aufbringung eines Partialdruckgefälles oder durch Erhöhung der Abwassertemperatur entlösen. Alternativ können eingetauchte Membran-Kontaktoren eingesetzt werden, die das gelöste Methan selektiv durch Permeation rückgewinnen. Alle Systemvarianten haben gemeinsam, dass sie so auszuführen sind, dass eine möglichst große Gastransferoberfläche zur Verfügung gestellt wird. Für die Strippung und Vakuumentgasung können, ähnlich wie bei der Trinkwasseraufbereitung oder Rückgewinnung von gelösten leicht flüchtigen Kohlenwasserstoffen in der Industrie, Füllkörper, Rieseler, Verdüngen, Wellbahnen oder Fallfilme eingesetzt werden.

Wird das rückgewonnene Methan ebenso wie das im Reaktor aufgefangene Methan einer energetischen Verwertung zugeführt, kann der resultierende Energieertrag mit dem Energieverbrauch der Methanrückgewinnung gegengerechnet werden. Hinsichtlich der weiteren Verwertung des Biogas-Luftgemisches aus der Strippung ist jedoch zu beachten, dass ein explosives Gemisch erzeugt wird, das entweder direkt der Verwertung zugeführt oder abgefackelt werden muss (URBAN 2009). Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass durch den geringen Methananteil eine elektrische Verwertung durch Verbrennungsmotoren ( $\text{CH}_4$ -Anteil von  $>35\%$  erforderlich) erschwert wird und den Einsatz einer Schwachgasverbrennung bzw. Schwachgasnachbehandlung erforderlich machen kann. Dagegen findet im Falle der Vakuumentgasung oder Membran-Kontaktoren keine Vermischung des Gasstromes mit Sauerstoff statt. Somit ist hier eine gemeinsame Speicherung, Konditionierung und energetische Verwertung des gelösten Methans mit dem im UASB-Reaktor erfassten Methans ohne Weiteres möglich.

Zum jetzigen Zeitpunkt existiert für diese Systemvarianten allerdings weltweit keine großtechnisch ausgeführte Referenzanlage. Daher liegen keine Kennwerte für die Auslegung, den erzielbaren Rückgewinnungsgrad und zu Bau-, Energie- und Betriebskosten vor.

## 9.6 Planerische und betriebliche Aspekte

### 9.6.1 Vorbehandlung

Wie bei anderen biologischen Abwasserbehandlungsverfahren ist eine mechanische Vorbehandlung vor der UASB-Reaktorstufe unerlässlich, um Grobstoffe, mineralische Feststoffe und aufschwimmende Stoffe (Fette, Öle) zu entfernen. Bei UASB-Reaktoren beschränkt die Vorbehandlung sich allerdings auf Rechen, Sandfang und im Idealfall einen Fettfang, um das Schwimmschlammpotenzial in der Gasfassung und im Absetzraum möglichst zu minimieren. In Tabelle 9.12 sind typische Spaltweiten für Rechen in Anlagen mit UASB-Reaktoren zusammengestellt. Für Spaltweiten  $\leq 6$  mm ist eine Automatisierung der Rechengutentfernung notwendig, weshalb die mechanische Reinigung in vielen Anlagen die teuerste Komponente darstellt (VAN LIER et al. 2010). Eine Vorklärung ist nicht nötig, da der UASB-Reaktor diese Aufgabe übernimmt. Es ist zu beachten, dass Kläranlagen mit UASB-Reaktoren nicht über eine getrennte Faulung zur Aufnahme anfallender Reststoffe verfügen.

Tabelle 9.12: Zusammenstellung von Auslegungswerten für die mechanische Vorreinigung bei kommunalen UASB-Reaktoren

| Quelle                            | Grobrechen (mm) | Feinrechen (mm) |
|-----------------------------------|-----------------|-----------------|
| DECOM MANUAL (1994)               | 50 – 80         | 15 – 25         |
| VON SPERLING & CHERNICHARO (2005) | -               | 2 – 6           |
| VAN LIER et al. (2010)            | 30 – 80         | 6               |
| HEFFERMANN et al. (2011)          | 30 – 100        | 6 – 20          |

### 9.6.2 Zulaufverteilung

Die gleichmäßige Verteilung des zufließenden Abwassers im Boden des Faulraumes ist von entscheidender Bedeutung, um eine ausreichende Durchmischung des Schlamm-Abwassergemisches zu ermöglichen und Kurzschlussströmungen mit hydraulischen Totzonen ohne Vermischung auszuschließen. Damit soll einerseits verhindert werden, dass sich mineralische Feststoffe am Reaktorboden absetzen und andererseits, dass ein möglichst effektiver biologischer Abbau der zufließenden Stoffe ermöglicht wird. Das ist besonders bei Abwasser mit geringen Substratkonzentrationen

und Temperaturen von Bedeutung, da in diesen Fällen die zusätzliche Durchmischung durch aufsteigende Biogasblasen minimal ist.

### Verteilungskammern

Die Zuflussverteilung eines UASB-Reaktors erfolgt im freien Gefälle aus einer Zuflussverteilungskammer, die einzelne in den Faulraum führende Zuflussleitungen beschickt.

Verteilungskammern werden als runde oder viereckige Behälter ausgeführt, die mittels Überfallwehren das Wasser gezielt in einzelne in den Faulraumboden führende Leitungen führen. Die getrennte Beschickung jedes Rohres hat den Vorteil, dass der Durchfluss in jedem einzelnen Rohr gemessen und angepasst werden kann. Weiterhin sind Verstopfungen einzelner Rohre durch einen Wasseraufstau zu erkennen und zu beheben (VON SPERLING & CHERNICHARO 2005). Bei der Ausführung der Kammern sollte auf folgende Punkte geachtet werden:

- Symmetrische Anordnung der Wehre, um eine gleichmäßige Verteilung des Wassers in die einzelnen Zuflussleitungen zu gewährleisten.
- Das DECOM MANUAL (1994) empfiehlt, eine Verteilungskammer pro 40 m<sup>2</sup> bis 70 m<sup>2</sup> Reaktorfläche anzuordnen.
- VAN LIER et al. (2010) empfehlen, die Wehre als höhenverstellbare „V-Notch Wehre“ auszuführen, um bei der Inbetriebnahme eventuelle Ungleichmäßigkeiten durch eine nachträgliche Höhenverstellung ausgleichen zu können.
- Um ein ausreichendes hydraulisches Gefälle für einen ungehinderten Zufluss in den Faulraum zu sichern, sollte der Abstand zwischen dem Wasserspiegel in der Verteilungskammer und dem oberen Wasserspiegel im UASB-Reaktor mindestens 0,2 m betragen.

### Zuflussleitungen

Die Zuflussleitungen führen das Abwasser aus den Verteilungskammern in den unteren Bereich des Faulraumes. In Tabelle 9.13 sind die wichtigsten Kennwerte für die Auslegung der Zuflussleitungen zusammengestellt.

Tabelle 9.13: Auslegung der Zuflussverteilung

| Auslegungsgröße  | Einheit               | VON SPERLING & CHERNICHARO (2005) | DECOM MANUAL (1994) | VAN LIER et al. (2010) |
|--|-----------------------|-----------------------------------|---------------------|------------------------|
| Höhenunterschied zwischen Wasserspiegel in der Verteilungskammer und Wasserspiegel im UASB-Reaktor | m                     | 0,2 – 0,3                         | –                   | > 0,5                  |
| Eintrittsgeschwindigkeit   | m/s                   | 0,2                               | 0,3                 | –                      |
| Durchmesser der Zulaufrohre  | mm                    | 75 – 100                          | –                   | 100                    |
| Durchmesser an der Austrittsöffnung  | mm                    | 40 – 50                           | –                   | –                      |
| Bodenfreiheit der Austrittsöffnung   | m                     | 0,1 – 0,15                        | –                   | –                      |
| Austrittsgeschwindigkeit   | m/s                   | > 0,4                             | 0,5 – 4,0           | –                      |
| Flächenbeschickung pro Verteilungsrohr   | m <sup>2</sup> /Stück | 1,5 – 3                           | 4                   | max. 4                 |

Die Zuflussgeschwindigkeit von der Beschickungskammer in das Rohr sollte 0,2 m/s nicht überschreiten, um das Mitreißen von Luftblasen in den Reaktor zu verhindern. Damit kann die Bildung aerober Verhältnisse im Schlammbett, die Erzeugung eines explosiven Gasgemisches im aufsteigenden Biogas sowie eine unnötige Flotation von Schlamm und Fetten durch die Erhöhung der Gasbeschickung im Reaktor verhindert werden (VAN HAANDEL & LETTINGA 1994). Andererseits sollte beim

Austritt des Abwassers in den Faulraumboden sichergestellt werden, dass eine ausreichend hohe Austrittsgeschwindigkeit eingehalten wird, um eine gute Durchmischung zu ermöglichen und das Absetzen von partikulärem Material am Reaktorboden zu verhindern. Die Austrittsgeschwindigkeit sollte daher mit 0,4 m/s und 5 m/s höher als die übliche Absetzgeschwindigkeit im Sandfang liegen.

LETTINGA & HULSHOFF-POL (1991) empfehlen die in Tabelle 9.14 zusammengestellten Flächenbeschickungen pro Zulaufrohr in Abhängigkeit von der Schlammstruktur und Raumbelastung:

**Tabelle 9.14: Empfohlene Flächenbeschickung pro Zuflussrohr in Abhängigkeit von der Schlammstruktur und Raumbelastung** (nach LETTINGA & HULSHOFF-POL 1991)

| Schlammstruktur   | Raumbelastung (kg CSB/(m <sup>3</sup> ·d)) | Flächenbeschickung pro Zuflussrohr (m <sup>2</sup> /Stück) |
|---|--|--|
| dichter flockiger Schlamm, > 40 kg TS/m <sup>3</sup>            | < 1,0                                      | 0,5 – 1,0  |
|   | 1,0 – 2,0                                  | 1,0 – 2,0  |
|   | > 2,0                                      | 2,0 – 3,0  |
| relativ dichter flockiger Schlamm, 20 – 40 kg TS/m <sup>3</sup> | < 1,0 – 2,0                                | 1,0 – 2,0  |
|   | > 3,0                                      | 2,0 – 5,0  |
| Pelletschlamm   | < 2,0                                      | 0,5 – 1,0  |
|   | 2,0 – 4,0                                  | 0,5 – 2,0  |
|   | > 4,0                                      | > 2,0  |

Weitere Erläuterungen zur Ausführung der Zuflussrohre sind z. B. dem DECOM MANUAL (1994) zu entnehmen.

### 9.6.3 Reaktorform und -höhe

Kommunale UASB-Reaktoren werden rechteckig oder rund ausgeführt. Runde Reaktoren weisen einen geringeren Baumaterialbedarf auf als viereckige Reaktoren und eignen sich besonders für kleine dezentrale Anlagen. Dafür ist allerdings der Bau eines runden 3PA komplizierter. Das DECOM MANUAL (1994) empfiehlt, runde Reaktoren nicht größer als 300 m<sup>3</sup> auszuführen.

Rechteckige Reaktoren eignen sich für größere Anlagen und ermöglichen eine modularisierte Erweiterung. Wegen thermischer Ausdehnungen sollten die Abmessungen einzelner Reaktormodule 50 m x 50 m nicht überschreiten (VAN LIER et al. 2010, VON SPERLING & CHERNICHARO 2005).

### 9.6.4 Phasentrennung (3PA)

#### Funktion

Der Dreiphasenabscheider (3PA) besteht aus einer Gasfassung (inkl. Gasdeflektor), in der hauptsächlich die aufsteigenden Biogasblasen aufgefangen werden, und einem darüber liegenden Absetzbereich (siehe Bild 9.1). Dort setzt sich ein Teil der aus dem Faulraum ausgetriebenen Feststoffe ab und sinkt zurück in den Faulraum, ein anderer Teil wird über die Sammelrinne aus dem Reaktor ausgeschwemmt.

#### Gasfassung

Die Gasfassung sollte so ausgelegt werden, dass sie eine ausreichende Wasser-Gas-Grenzschicht zur Verfügung stellt, damit das aufsteigende Gasvolumen aufgefangen werden kann. Die Neigung der Deflektoren und der Gasfassung darf einerseits nicht zu flach sein, um den Verlust von Gasblasen in den

Absetzbereich zu verhindern, und andererseits darf sie nicht zu steil sein, um die Höhe des 3PA zu begrenzen. Die Öffnung zwischen Gasfassung und Deflektor sollte nicht mehr als 15 % bis 20 % der gesamten Reaktoroberfläche ausmachen. Damit soll die Aufstromgeschwindigkeit soweit begrenzt werden, dass ein Mitreißen von Schlammpartikeln aus dem Faulraum in den darüber liegenden Absetzraum verhindert wird (LETTINGA & HULSHOFF-POL 1995). Weiterhin empfiehlt sich eine Überlappung der Gasabscheider und Deflektoren. In Tabelle 9.15 sind die wichtigsten Kennwerte für die Ausführung der Gasfassung zusammengestellt. Für weitere Ausführungen zur konstruktiven Ausführung und Bemessung des 3PA wird auf VAN LIER et al. (2010) und das DECOM MANUAL (1994) verwiesen.

**Tabelle 9.15: Auslegung der Gasfassung** (VON SPERLING & CHERNICHARO 2005, DECOM MANUAL 1994, VAN LIER et al. 2010)

| Phasentrennung                 | Einheit                             | VON SPERLING & CHERNICHARO (2005) | DECOM MANUAL (1994) | VAN LIER et al. (2010) |
|--------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|---------------------|------------------------|
| Überlappung der Gasfallen      | m                                   | 0,1 – 0,15                        | 0,15                | 0,15                   |
| minimale Neigung der Gasfallen | –                                   | 45                                | –                   | –                      |
| optimale Neigung der Gasfallen | –                                   | 50 – 60                           | –                   | 50                     |
| Tiefe der Absetzzone (3PA)     | m                                   | 1,5 – 2,0                         | –                   | –                      |
| minimale Gasbeschickung        | $\text{m}^3/(\text{m}^2 \text{ d})$ | 1,0                               | 1,0                 | –                      |
| maximale Gasbeschickung        | $\text{m}^3/(\text{m}^2 \text{ d})$ | 3,0 – 5,0                         | 3,0                 | 1,0                    |

### Absetzzone

Um ein ungehindertes Absetzsetzen von Feststoffen im Absetzbereich zu gewährleisten, sollten die in Tabelle 9.16 zusammengestellten Werte zur hydraulischen Beschickung eingehalten werden.

**Tabelle 9.16: Bemessungswerte für Aufstromgeschwindigkeiten und hydraulische Aufenthaltszeiten im Dreiphasenabscheider für kommunales Abwasser** (VON SPERLING & CHERNICHARO 2005)

| Auslegungsgröße   | Einheit                                  | mittlerer Zufluss | maximaler Zufluss | Stoßbelastung <sup>*)</sup> |
|---|--|-------------------|-------------------|-----------------------------|
| Fließgeschwindigkeit in der Öffnung zwischen Deflektor und Gasfassung <sup>**)</sup>  | m/h                                      | < 2,0 – 2,3       | < 4,0 – 4,2       | < 5,5 – 6,0                 |
| Oberflächenbeschickung  | $\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ | 0,6 – 0,8         | < 1,2             | 1,6                         |
| Hydraulische Aufenthaltszeit im 3PA   | h  | 1,5 – 2,0         | > 1,0             | > 0,6                       |
| ANMERKUNG   |  |                   |                   |                             |
| *) Spitzenzuflüsse mit einer Ereignisdauer von 2 h bis 4 h  |  |                   |                   |                             |
| **) Die Oberfläche in den 3PA-Öffnungen sollte zwischen 15 % und 20 % der gesamten Reaktorfläche ausmachen (LETTINGA & HULSHOFF-POL 1991) |  |                   |                   |                             |

Die Oberflächenbeschickung in herkömmlichen Vorklärbecken liegt zwischen 2,5 bis 4,0  $\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$  (DWA 2003) und für Nachklärbecken zwischen 1 bis 2  $\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$  (ATV 1997). Für Nachklärbecken in anaeroben Belebungssystemen liegt sie zwischen 0,08 und 0,3  $\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$  (ROSENWINKEL et al. 2015).

### Reaktorablauf

Der Ablauf aus der Absetzzone erfolgt analog zu herkömmlichen Vor- bzw. Nachklärbecken über Sammelrinnen. Dabei ist eine sehr gute Nivellierung wichtig, um einen gleichmäßigen Ablauf bzw. gleichmäßige Aufstromgeschwindigkeiten über den gesamten Absetzbereich zu gewährleisten. VAN LIER et al. (2010) empfehlen daher die Verwendung von „V-Notch Wehren“ oder getauchten Rohren. Die Anzahl der Überfallwehre (V-Notch) bzw. die Lochanzahl sollte in Abhängigkeit von der gewählten Auftriebsgeschwindigkeit im UASB-Reaktor bzw. im Absetzraum ausgelegt werden (vgl. DIN 19558 2002).

Für den Umgang mit Schwimmschlamm auf dem freien Wasserspiegel der Absetzzone bieten sich zwei mögliche Strategien an (VAN LIER et al. 2010): Einerseits kann die Beschickung des Überfallwehres so hoch gewählt werden, dass der Schwimmschlamm aus dem System ausgetrieben wird. Andererseits kann durch die Anordnung von Tauchwänden dieser gezielt im System angereichert und anschließend manuell entfernt werden. VON SPERLING & CHERNICHARO (2005) empfehlen eine Eintauchtiefe von 0,2 m bis 0,3 m für einen wirksamen Rückhalt von Schwimmschlamm. Diese Strategie wird oft dort angewendet, wo der Schwimmschlamm in nachgeschaltete Behandlungsstufen verlagert würde und durch Ansammlung auf der Wasseroberfläche zu Geruchsproblemen führen könnte. Die Ausführung kann allerdings nur bei UASB-Reaktoren zur Anwendung kommen, bei denen die freie Wasseroberfläche nicht abgedeckt ist, da sonst die manuelle Schlammfernung nicht durchgeführt werden kann.

### 9.6.5 Peripheres Gassystem

Für die Planung der peripheren Gassysteme (Gastransport, -speicherung, -aufbereitung und -verwertung) sowie für Sicherheitsaspekte beim Umgang mit Faulgas wird auf die Merkblätter DWA-M 212 „Technische Ausrüstung von Faulgasanlagen auf Kläranlagen“ (2008), DWA-M 363 „Herkunft, Aufbereitung und Verwertung von Biogasen“ (2010) und DWA-M 376 „Sicherheitsregeln für Biogasbehälter mit Membrandichtung“ (2006) sowie auf das Handbuch „Anaerobtechnik“ (ROSENWINKEL et al. 2015) verwiesen.

### 9.6.6 Schlammmanagement

#### Überschussschlamm-Entnahme

Um eine optimale Abbauleistung im Reaktor zu erzielen, muss eine ausreichend große Schlammmenge im Faulraum angesammelt werden, die die potenziell aktive Biomasse für den biologischen CSB-Abbau bereitstellt sowie durch eine hohe Dichte eine möglichst gute Filterwirkung (Rückhalt partikulärer Stoffe) ermöglicht. Andererseits muss der Schlamm Spiegel begrenzt werden, um ein Ausschwemmen des Schlammes zu verhindern.

Wenn der Schlamm Spiegel aufgrund von Schlammakkumulation seine maximale Höhe erreicht hat (d. h. Anstieg der Schlammkonzentration über einen definierten Maximalwert auf einer definierten Höhe, z. B. 0,5 m unterhalb der Unterkante des Dreiphasenabscheiders), muss die entsprechende ÜS-Menge entnommen werden (vgl. berechnete ÜS-Menge in 9.4.4.4). Hierbei sollte die tatsächlich vorhandene TS-Konzentration im Schlamm Bett auf der Höhe der ÜS-Entnahmestelle ermittelt werden.

Van Lier et al. (2010) empfehlen die Anordnung von ÜS-Entnahmestellen an mindestens drei unterschiedlichen Höhen des Faulraumes. Die eine etwa 15 cm bis 20 cm über dem Reaktorboden, die zweite in halber Faulraumhöhe (zwischen Unterkante des Dreiphasenabscheiders und Reaktorboden) und eine dritte Entnahmestelle 50 cm bis 75 cm unterhalb des Deflektors. Weiterhin sollte ein Grundablass für eine vollständige Leerung des Reaktors und ein Mannloch (Durchmesser ca. 900 mm) für Wartungsarbeiten vorgesehen werden. Die ÜS-Entnahme sollte hauptsächlich in den oberen Entnahmestellen erfolgen, um einerseits möglichst weit stabilisierten Schlamm zu entnehmen (höhere Schlammverweilzeit) und andererseits den biologisch aktiveren Schlamm im unteren Bereich des Schlamm Bettes im System zu erhalten. In unregelmäßigen Abständen sollte die Entnahme auch aus der unteren Entnahmestelle bzw. aus dem Grundablass erfolgen, um die Ansammlung inerten oder mineralischen Materials im Faulraumboden zu verhindern. Die Durchmesser der Entnahmerohre sollten zwischen 100 mm und 150 mm liegen (VON SPERLING & CHERNICHARO 2005).

Für die Bestimmung der gesamten oTS-Masse im System sowie für das Monitoring des Schlamm Spiegels sind Schlammprobestellen in Abständen von 50 cm ab der Faulraumunterkante bis zur Unterkante des 3PA vorzusehen.

### Schlammwässerung und -trocknung

Laut SPERLING & CHERNICHARO (2005) liegt die Feststoffkonzentration im Überschussschlamm zwischen 30 g TR/l und 50 g TR/l. Der Überschussschlamm ist bei Einhaltung des Mindestschlammalters stabilisiert, Geruchsemissionen aus der Schlamm-trocknung sind nicht zu erwarten (VAN HAANDEL & LETTINGA 1994). Bei einer Überschussschlamm-trocknung auf Trockenbeeten empfiehlt das DECOM MANUAL (1994) eine Beschickung von ca. 0,7 bis 1,4 kg TS/(m<sup>2</sup>·d) in Abständen von ca. 14 d (siehe Abschnitt 12 zur solaren Klärschlamm-trocknung).

### 9.6.7 Inbetriebnahme

Die Inbetriebnahme kommunaler UASB-Reaktoren kann durch die Verwendung eines Impfschlammes beschleunigt werden. Bei einer Inbetriebnahme ohne Impfschlamm wird von einer Inbetriebnahmezeit von bis zu 6 Monaten ausgegangen.

VON SPERLING & CHERNICHARO (2005) empfehlen, die Menge des erforderlichen Impfschlammes bzw. die Schlammbelastung anhand der spezifischen Methanaktivität des Inokulums auszulegen. Dafür wird im Vorfeld eine Bestimmung der spezifischen Methanaktivität des Inokulums angeraten. Sollte das nicht möglich sein, kann eine spezifische Schlammbelastung zwischen 0,1 und 0,5 kg CSB/(kg oTR·d) gewählt werden. Das entspricht der typischen Bandbreite von spezifischen Umsatzraten kommunaler UASB-Reaktoren. Weiterhin wird empfohlen, die hydraulische Belastung des Reaktors anfangs niedrig zu halten und stufenweise alle 15 Tage zu erhöhen. Dabei wird empfohlen, vor Erhöhung der hydraulischen Belastung auf Anzeichen einer Versäuerung zu achten (pH-Wert zwischen 6,8 bis 7,4 und Acetatkonzentrationen < 200 mg/l).

Neuere Untersuchungen weisen allerdings darauf hin, dass die Inbetriebnahme von UASB-Reaktoren ohne Impfschlamm eine attraktive Alternative zur herkömmlichen Inbetriebnahme mit Impfschlamm sein kann. CHERNICHARO et al. (2009) begleiteten beispielsweise die Inbetriebnahme eines UASB-Reaktors im Vollmaßstab (8 x 605 m<sup>3</sup>): Ein Reaktorblock wurde ohne Impfschlamm mit einer Raumbelastung von 0,75 kg CSB/(m<sup>3</sup>·d) betrieben und zwei weitere Reaktoren mit Impfschlamm bei einer geringeren Belastung von 0,25 kg CSB/(m<sup>3</sup>·d). Der Feststoffrückhaltegrad ist von Anfang an in allen drei Blöcken gleich gut. Allerdings dauert es ca. 40 d, bis der Reaktorblock ohne Impfschlamm den gleichen CSB-Eliminationsgrad wie die Reaktoren mit Impfschlamm erreicht. Angesichts der überschaubaren Inbetriebnahmezeit von 40 d bis zur Erzielung eines vergleichbaren Betriebs ohne Impfschlamm und unter Berücksichtigung der Einsparungen für den Antransport von Impfschlamm kann die Inbetriebnahme von UASB-Reaktoren ohne Impfschlamm mit einer CSB-Raumbelastung von 0,75 kg/(m<sup>3</sup>·d) eine sinnvolle Alternative sein.

## 9.7 Kostenverursachende Größen

Die anfallenden Kosten hängen stark von Verfahrensspezifika und Einsatzort ab; im Folgenden werden die wichtigsten Einflüsse auf die Kosten und den Energieverbrauch wiedergegeben.

### Energieverbrauch/-produktion (HINKEN et al. 2010)

In Abhängigkeit 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 °C bis 25 °C und der damit verbundenen höheren Löslichkeit von CO<sub>2</sub>, können im Biogas hohe Methankonzentrationen von 75 % bis 95 % erreicht werden.

Zur energetischen Nutzung des Biogases stehen grundsätzlich unterschiedliche Möglichkeiten zur Verfügung. Aus dem Biogas kann in einem Blockheizkraftwerk (BHKW) elektrische Energie erzeugt werden (Wirkungsgrad  $\eta_{el}$  = 36 % bis 42 %). Es wird dann eine Entschwefelung des Biogases notwendig (Anforderungen entsprechend Herstellerangaben; H<sub>2</sub>S-Konzentrationen im Biogas bei anaerober

Kommunalabwasserbehandlung: ~2.000 ppm). Wirtschaftlich sinnvoller ist häufig eine direkte thermische Verwertung vor Ort, bei der i. d. R. keine weitere Aufbereitung des Biogases notwendig ist.

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

**Kosten (HINKEN et al. 2010)**

Die Kosten für die anaerobe Behandlung sind zum einen eine Funktion des Reinigungsziels und zum anderen von den verwendeten Baumaterialien bzw. deren lokalen Preisen abhängig. Sie können daher nicht pauschal angegeben werden. In Bild 9.6 sind einzelne Baugruppen für UASB-Reaktoren zusammengestellt, aus deren Einzelkosten sich die Kosten der Gesamtanlage ergeben. In Tabelle 9.17 sind die wichtigsten Einflüsse auf die zu veranschlagenden Kosten wiedergegeben.

Aufgrund der korrosiven Inhaltstoffe des Biogases (vor allem H<sub>2</sub>S) ist an 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 Ort durch einen Kundendienst betreut werden kann.

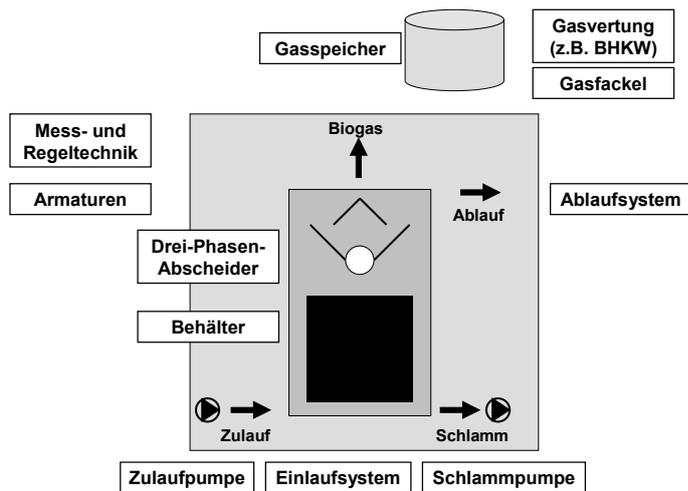


Bild 9.6: Baugruppen von UASB-Reaktoren (HINKEN et al. 2010)

Tabelle 9.17: Wichtigste Kostenpositionen bei der anaeroben Kommunalabwasserbehandlung (HINKEN et al. 2010)

| Position                           | Einflussfaktoren   |
|------------------------------------|--|
| Reaktoren                          | Baumaterial (z. B. Beton, Stahl, Kunststoff), Bauweise (unterirdisch, oberirdisch) |
| Verteilersystem, 3-Phasen-Trennung | Baumaterial (z. B. Kunststoff)   |
| Pumpen                             | Pumpenart, Fördermenge, Förderhöhe   |
| MSR-Technik                        | Automatisierungsgrad   |
| Personal                           | Ausbildung, Lohnniveau, Automatisierungsgrad                                       |
| Gasverwertung                      | Gasspeicher, Explosionsschutz, Gasfackel   |

## 10 Abwasserteichanlagen

### 10.1 Einleitung und Anwendungsbereiche

#### 10.1.1 Anwendung

Teichanlagen gibt es in der Wasserwirtschaft seit dem Altertum. Heute werden sie als Standardverfahren weltweit für die Behandlung von kommunalem und industriellem Abwasser genutzt.

Aufgrund der relativ einfachen Technik, der naturnahen Abwasserbehandlung, der Unempfindlichkeit gegenüber Belastungsschwankungen und der geringen betrieblichen Anforderungen sind sie einfach zu bedienen und sehr zuverlässig.

Stehen ausreichend große Flächen zur Verfügung, so bieten Abwasserteichanlagen eine kostengünstige Grundausstattung zur Abwasserreinigung auch für größere Bevölkerungszahlen insbesondere in Regionen, in denen die Bedingungen für einen anspruchsvollen technischen Klärwerksbetrieb aufgrund der Infrastruktur (z. B. unzuverlässige Stromversorgung) nicht gegeben sind.

Im Vergleich zu anderen Reinigungsverfahren sind unbelüftete Abwasserteiche deutlich stärker von Umgebungseinflüssen geprägt, insbesondere durch Temperatur, Wind und Sonneneinstrahlung.

#### 10.1.2 Typen von Abwasserteichen

Es existiert eine Vielzahl von unterschiedlichen Teichtypen, Konfigurationsmöglichkeiten und Mischverfahren. Im Folgenden werden die Bemessung und Anwendungsbereiche der international am weitesten verbreiteten und bewährten Teichtypen beschrieben:

Tabelle 10.1: Typen und Bezeichnungen von Abwasserteichen

| Bezeichnung gemäß DWA A-201 (2005)   | International übliche Bezeichnung | Hier verwendete deutsche Bezeichnung | Wesentliches Reinigungsziel | siehe  |
|--|-----------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|--------|
| Absetzteich*   | anaerobic pond                    | Anaerobteich* <sup>1</sup>           | Feststoffabscheidung        | 10.4.3 |
| unbelüfteter Teich   | facultative pond                  | Fakultativteich                      | Kohlenstoffelimination      | 10.4.4 |
| belüfteter Teich   | aerated pond                      | belüfteter Teich                     | Kohlenstoffelimination      | 10.4.5 |
| Schönungsteich   | maturation pond                   | Schönungsteich                       | Desinfektion                | 10.4.6 |
| Anmerkung  |                                   |                                      |                             |        |
| *) Bei den in Deutschland vorherrschenden klimatischen Bedingungen steht die Sedimentationswirkung gegenüber dem anaeroben Abbau im Vordergrund. |                                   |                                      |                             |        |

Bei belüfteten Teichen wird international zwischen zwei verschiedenen Verfahren unterschieden: Belüftete Teiche mit überwiegend sessiler Biomasse und solche auf der Grundlage von suspendierten Belebtschlammflocken. Letztere finden hier keine Berücksichtigung.

Anders als in Deutschland werden nachgeschaltete Teiche (im deutschen Sprachgebrauch als Schönungsteiche bezeichnet) weltweit auch zur gezielten Reduktion von Krankheitserregern genutzt.

## 10.2 Erweiterung gegenüber der üblichen Bemessung in Deutschland

In Deutschland erfolgt die Bemessung von Abwasserteichen gemäß Arbeitsblatt DWA-A 201 (2005), das jedoch keine Möglichkeiten zu Anpassung an andere klimatische Verhältnisse enthält. Daneben wird in der DIN EN 12255-5 "Abwasserbehandlung in Teichen" (1999) schwerpunktmäßig die konstruktive Gestaltung dargelegt. Weitere Ausführungen finden sich im ATV-Handbuch „Biologische Abwasserreinigung“ (1997). Die nachfolgend beschriebenen Bemessungsansätze erweitern die Anwendung unter Berücksichtigung der Einflüsse von Temperatur und Solarstrahlung.

## 10.3 Verfahrensspezifische Formelzeichen

Die für die Bemessung von Abwasserteichen erforderlichen verfahrensspezifischen Kurzzeichen sind nachfolgend aufgeführt. Allgemeine Kurzzeichen und Abkürzungen sind in Abschnitt 2 zusammengestellt.

| Kurzzeichen    | Einheit                | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch   |
|----------------|------------------------|---|-----------------------|---|
| $B_{d,CSB,ZT}$ | kg/d                   | Tagesfracht des Parameters CSB im Teichzulauf                                     | $L_{d,COD,IP}$        | daily load of COD at the influent of the pond                       |
| $C_{CSB,AT}$   | mg/l                   | CSB-Konzentration im Ablauf vom Teich   | $C_{COD,EP}$          | concentration of COD at the effluent of the pond                    |
| $C_{CSB,ZT}$   | mg/l                   | CSB-Konzentration im Zulauf zum Teich   | $C_{COD,IP}$          | concentration of COD at the influent of the pond                    |
| $C_S$          | mg/l                   | Sauerstoffsättigungskonzentration   | $C_S$                 | oxygen saturation concentration                                     |
| $C_X$          | mg/l                   | Sauerstoffkonzentration an einer bestimmten Stelle                                | $C_X$                 | oxygen concentration at a specific location                         |
| $f_{sol}$      | -                      | Faktor zur Berücksichtigung der Solarstrahlung (Globalstrahlung)                  | $f_{sol}$             | factor for consideration of solar radiation                         |
| $\eta_{CSB}$   | %                      | prozentualer Anteil der eliminierten CSB-Fracht an der täglichen CSB-Zulaufmengen | $\eta_{COD}$          | share of degraded COD load in the daily load of COD in the influent |
| $T_L$          | °C                     | Lufttemperatur  | $T_{air}$             | air temperature   |
| $t_{R,T}$      | d                      | hydraulische Aufenthaltszeit im Teich   | HRT                   | hydraulic retention time of the pond                                |
| $T_W$          | °C                     | Wassertemperatur  | $T_w$                 | water temperature   |
| $B_{A,CSB}$    | g/(m <sup>2</sup> ·d)* | tägliche CSB-Flächenbelastung   | $L_{A,COD}$           | areal COD loading rate  |
| $B_{R,CSB}$    | g/(m <sup>3</sup> ·d)  | tägliche CSB-Raumbelastung  | $L_{V,COD}$           | volumetric COD loading rate   |
| $Q_{T,d,aM}$   | m <sup>3</sup> /d      | täglicher Trockenwetterabfluss im Jahresmittel                                    | $Q_{DW,d,aM}$         | daily wastewater inflow as annual mean                              |

| Kurzzeichen   | Einheit                       | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch                           |
|---|-------------------------------|---|-----------------------|---|
| $OV_c$  | kg O <sub>2</sub> /<br>kg CSB | Sauerstoffverbrauch für Kohlenstoffelimination, bezogen auf CSB | $OU_c$                | oxygen uptake for carbon removal related to COD |
| $SOTR$  | kg/h                          | Standard-Sauerstoffzufuhr                                       | $SOTR$                | standard oxygen transfer rate                   |
| $SR$  | W/m <sup>2</sup>              | Solarstrahlung (globale Bestrahlungsstärke, Globalstrahlung)    | $SR$                  | (global) solar radiation                        |
| $\alpha$  | -                             | Grenzflächenfaktor, -Wert                                       | $\alpha$              | alpha factor                                    |
| ANMERKUNG   |                               |   |                       |   |
| *) In der internationalen Praxis ist alternativ kg/(ha·d) weitverbreitet. |                               |   |                       |   |

## 10.4 Bemessung

### 10.4.1 Grundlegende Hinweise zur Bemessung

Abwasserteichanlagen zeichnen sich durch eine komplexe Biozönose aus, die sowohl aus Mikro- als auch Makrolebewesen besteht. Mit zunehmender Temperatur und Sonneneinstrahlung kann es zu vermehrtem Wachstum von Phytoplankton (Algen), Zooplankton und höheren Lebewesen kommen, die durch Absetzen nicht entfernt werden können. Der Gehalt von CSB und abfiltrierbaren Stoffen im Ablauf von Fakultativteichen, belüfteten Teichen und Schönungsteichen wird wesentlich durch diese Organismen bestimmt.

Für die ausgewählten Teichtypen werden im Folgenden Bemessungsansätze beschrieben, die auf international etablierten bzw. in der Praxis bewährten Ansätzen beruhen. Mischverfahren, wie z. B. getauchte Festbetten, werden in diesem Themenband nicht betrachtet.

Abwasserteichanlagen werden in der Regel mehrstufig ausgeführt. Wenn verschiedene Teichtypen kombiniert werden, erfolgt die Bemessung für jeden Typ gesondert nacheinander gemäß der Fließrichtung. Tabelle 10.2 zeigt exemplarisch typische Kombinationsmöglichkeiten von mehrstufigen Abwasserteichanlagen. Der technologische und bauliche Anspruch steigt von Kombination Nr. 1 bis Nr. 3 an.

Tabelle 10.2: Kombinationsbeispiele für mehrstufige Abwasserteichanlagen

| Nr. | Vorreinigung | C-Elimination    | N-Elimination   | Desinfektion   | Anwendungsbereich, Anmerkung                                 |
|-----|--------------|------------------|---|----------------|--|
| 1   | -            | Fakultativteich  | optional:<br>ergänzende biologische Reinigungsstufe (z. B. Tropfkörper) | Schönungsteich | C-Elimination, großer Flächenbedarf                          |
| 2   | Anaerobteich | Fakultativteich  |   | Schönungsteich | C-Elimination, großer Flächenbedarf                          |
| 3   | Anaerobteich | belüfteter Teich |   | Schönungsteich | C-Elimination, kleinerer Flächenbedarf als unter Nr. 1 und 2 |

Mit Ausnahme von kleinen Kläranlagen wird eine Konfiguration der Teiche in mehreren Straßen empfohlen, um z. B. Störungen des Betriebes bei der Entschlammung zu minimieren und Redundanzen zu schaffen.

### 10.4.2 Maßgebende Temperatur

Für die nachfolgenden Bemessungsgänge gilt als Bemessungstemperatur jeweils die mittlere Wassertemperatur in den Teichen im kältesten Monat des Jahres ( $T_{w,mM}$ ). Sind die Wassertemperaturen unbekannt, kann zur Bestimmung der Bemessungstemperatur die durchschnittliche Lufttemperatur im kältesten Monat ( $T_{L,mM}$ ) herangezogen werden. Nach Erfahrungswerten ist in der bemessungsrelevanten kühlen Jahreszeit die Wassertemperatur im Teich oftmals ca. 2 °C bis 3 °C höher als die Lufttemperatur; in der warmen Jahreszeit verhält es sich umgekehrt (MARA 1997). Sofern keine regionalen, besser geeigneten Ansätze oder Erfahrungswerte vorliegen, kann für Lufttemperaturen über 20 °C überschlägig folgender Umrechnungsansatz verwendet werden (YANEZ 1993, BRITO et al. 2000), mit  $T_L$  im Tagesmittel:

$$T_w = 12,7 + 0,54 \cdot T_L \quad (^\circ\text{C}) \quad (10.1)$$

### 10.4.3 Anaerobteiche

#### 10.4.3.1 Vorbemerkungen

In Anaerobteichen erfolgt ein Rückhalt partikulärer Stoffe durch Sedimentation sowie die Elimination von gelöstem und partikulärem CSB durch anaeroben Abbau. Bei niedrigen Temperaturen beschränkt sich die Reinigungswirkung im Wesentlichen auf die Sedimentation partikulärer Bestandteile (Funktion als Absetzteich). Mit steigender Temperatur nimmt die Kohlenstoffelimination durch anaeroben Abbau deutlich zu.

Der abgesetzte Schlamm wird während langer Lagerzeiten anaerob stabilisiert. Stoffwechselbedingt fällt hierbei Methan an.

Um ein ausreichendes Volumen für die sedimentierten Stoffe vorzuhalten und den Sauerstoffeintrag über die Oberfläche zu begrenzen, werden Anaerobteiche im Vergleich zu anderen Teichtypen mit einer vergleichsweise geringen Oberfläche und größeren Tiefe angelegt.

Anaerobteiche werden fast ausschließlich in Kombination mit anderen Teichtypen oder anderen Reinigungsverfahren eingesetzt. Für einen Einsatz als alleinige Reinigungsstufe ist die Kohlenstoffelimination in Anaerobteichen (ca. 30 % bis 60 %) in der Regel nicht ausreichend. Zudem kommt es in Anaerobteichen zu keiner nennenswerten Stickstoffelimination (< 10 %).

#### 10.4.3.2 Ablauf der Bemessung

Die Bemessung von Anaerobteichen basiert im Wesentlichen auf der Festlegung der temperaturabhängigen zulässigen CSB-Raubelastung. Dabei erfolgt eine Unterscheidung von Sedimentationseffekten (mit Wirkung insbesondere auf den partikulären CSB) und anaerobem Abbau (insbesondere des gelösten CSB). Die Bemessung erfolgt nach dem in Bild 10.1 dargestellten Berechnungsgang, der auf einem ursprünglich auf BSB<sub>5</sub>-Basis erstellten Ansatz von MARA et al. (1997) beruht.

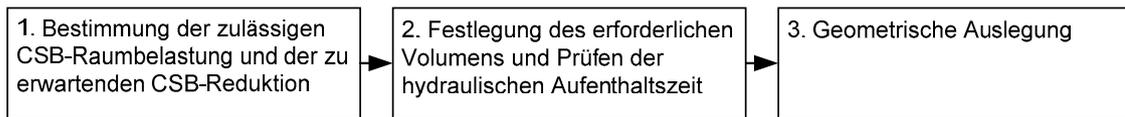


Bild 10.1: Ablauf der Bemessung von Anaerobteichen

Ergänzend zu den nachfolgenden Erläuterungen wird die Bemessung im Anhang B.6 anhand eines konkreten Berechnungsbeispiels dargelegt.

### 10.4.3.3 Bemessungsschritte

#### Bestimmung der zulässigen CSB-Raumbelastung und der prozentualen CSB-Elimination (Schritt 1)

Die zulässige CSB-Raumbelastung  $B_{R,CSB}$  und der Wirkungsgrad der CSB-Elimination  $\eta_{CSB}$  werden in Abhängigkeit der Wassertemperatur nach Tabelle 10.3 ermittelt.

Für geringe Temperaturen bis ca. 15 °C wird von einer CSB-Elimination überwiegend durch Sedimentationseffekte ausgegangen. Dabei sollte analog zum Arbeitsblatt DWA-A 201 (2005) eine CSB-Raumbelastung von 0,24 kg/(m<sup>3</sup>·d) nicht überschritten werden (ergibt sich gemäß DWA-A 201 mit spezifischem Volumen von 0,5 m<sup>3</sup>/E und spezifischer CSB-Fracht von 0,12 kg/(E·d)). Die zu erwartende CSB-Reduktion durch Sedimentation kann dabei mit rund 30 % angenommen werden.

Tabelle 10.3: Richtwerte für die zulässige CSB-Raumbelastung und die prozentuale CSB-Elimination

| Wassertemperatur $T_W$ (°C) | zulässige CSB-Raumbelastung $B_{R,CSB}$ (kg/(m <sup>3</sup> ·d)) | CSB-Abbaugrad $\eta_{CSB}$ (%) |
|-----------------------------|--|--------------------------------|
| < 15                        | 0,24   | 30                             |
| 15 bis < 20                 | $0,24 + (T_W - 15) \cdot 0,0172$                                 | $30 + (T_W - 15) \cdot 2$      |
| 20 bis < 25                 | $0,326 + (T_W - 20) \cdot 0,0448$                                | $40 + (T_W - 20) \cdot 4$      |
| $\geq 25$                   | 0,55   | 60                             |

In Bild 10.2 wird die Differenzierung der CSB-Elimination durch Sedimentation und zusätzlichen anaeroben Abbau bei höheren Temperaturen grafisch verdeutlicht.

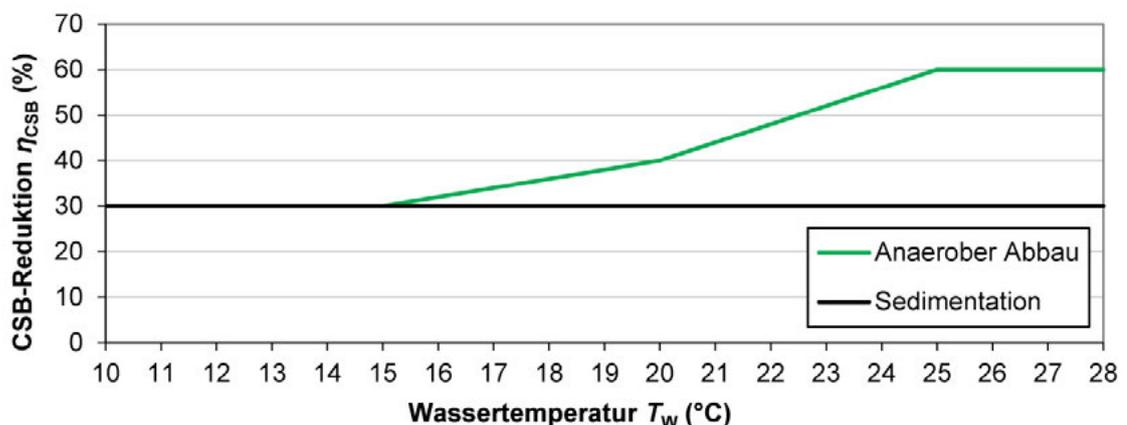


Bild 10.2: Richtwerte für die prozentuale CSB-Reduktion in Abhängigkeit der Abwassertemperatur

Die CSB-Konzentration im Ablauf der Anaerobeiche  $C_{CSB,AT}$  wird mit den Richtwerten für  $\eta_{CSB}$  nach Tabelle 10.3 wie folgt bestimmt:

$$C_{CSB,AT} = \left(1 - \frac{\eta_{CSB}}{100}\right) \cdot C_{CSB,ZT} \quad (\text{mg/l}) \quad (10.2)$$

**Bestimmung des erforderlichen Teichvolumens und der hydraulischen Aufenthaltszeit (Schritt 2)**

Das erforderliche Teichvolumen  $V_{T,erf}$  ergibt sich bei gegebener täglicher CSB-Fracht  $B_{d,CSB}$  wie folgt:

$$V_{T,erf} = \frac{B_{d,CSB}}{B_{R,CSB}} \quad (\text{m}^3) \quad (10.3)$$

Wird eine weitgehende Mineralisierung des abgesetzten Schlammes angestrebt, sollte in kühl-gemäßigtem Klima mit Temperaturen von  $\leq 15 \text{ }^\circ\text{C}$  das spezifische Volumen nicht kleiner als  $0,5 \text{ m}^3/\text{E}$  gewählt werden.

In dem vorstehend ermittelten Teichvolumen ist ein Schlammstapelraum für bis zu maximal einem Drittel der Gesamttiefe vorgesehen (siehe 10.7.5). Der abgesetzte Schlamm fault unter Gasbildung im Teich aus und wird weitgehend mineralisiert. Der spezifische Schlammfall variiert regional sehr stark im Bereich von  $0,05 \text{ m}^3/(\text{E}\cdot\text{a})$  bis  $0,2 \text{ m}^3/(\text{E}\cdot\text{a})$ . Der Wert hängt unter anderem vom Anteil sedimentierbarer Stoffe im Zulauf und dem durch die Lagerdauer und die Temperatur beeinflussten anaeroben Abbau des Schlammes im Teich ab.

Die rechnerische hydraulische Aufenthaltszeit  $t_{R,T}$  im Teich kann mit

$$t_{R,T} = \frac{V_{T,erf}}{Q_{T,d}} \quad (\text{d}) \quad (10.4)$$

ermittelt werden. Es werden Größenordnungen von 1 d bis ca. 3 d empfohlen.

**Geometrische Auslegung (Schritt 3)**

Die in Tabelle 10.4 dargestellten Empfehlungen dienen dazu, geeignete Randbedingungen hinsichtlich der Hydraulik und des anaeroben Milieus im Teich zu schaffen.

Tabelle 10.4: Übliche Größenordnungen für die geometrische Auslegung der Anaerobeiche

| Auslegungsparameter                            | Größenordnung                |
|--|------------------------------|
| Anzahl der parallel beschickten Teiche ( $n$ ) | abhängig von der Gesamtgröße |
| Tiefe ( $h$ )                                  | $\geq 3 \text{ m}$           |
| Verhältnis von Länge zu Breite ( $l:b$ )       | 1,5:1 bis 3:1                |
| Böschungsneigung ( $m$ )                       | 1:1,5 bis 1:3                |

**Hinweis zur Methanbildung im Anaerobeich**

Ein Entweichen des anfallenden Methans kann durch gezielte Abdeckung der Teiche mit angeschlossener Biogasverwertung erreicht werden. Zur Verringerung der Klimaschädlichkeit sollte mindestens ein Verbrennen (Abfackeln) des aufgefangenen Gases vorgesehen werden.

## 10.4.4 Fakultativteiche

### 10.4.4.1 Vorbemerkungen

Fakultativteiche sind großflächige, flache Teiche bis max. 2,0 m Wassertiefe. Der Sauerstoffeintrag erfolgt über die Oberfläche und durch die Algenbiozönose. Fakultativteiche weisen typischerweise drei Zonen auf: (1) eine oberflächennahe aerobe Schicht mit einem hohen Algenanteil und aeroben Bakterien, (2) eine fakultative Übergangszone in die noch etwas Sonnenlicht vordringt und gelöster Sauerstoff noch nachweisbar ist und (3) eine sedimentnahe anaerobe Zone.

Fakultative Teiche dienen vorwiegend der Kohlenstoffelimination, können aber unter bestimmten Randbedingungen (u. a. Temperatur  $T_w > 15 \text{ °C}$ , ausreichend große Verweilzeit für C- und N-Abbau) auch zur Nährstoffelimination beitragen.

Sofern kein Anaerobeich vorgeschaltet ist, dient der in Fließrichtung erste Fakultativteich auch der Entfernung der absetzbaren Stoffe. In diesem Fall ist im Einlaufbereich des ersten Teiches eine Vertiefung (Schlammtasche) mit vergleichbar großem Volumen wie bei Anaerobeichen für die Aufnahme und das Ausfaulen von Sedimenten und Schlamm vorzusehen (DWA A-201 2005). In der nachfolgenden Bemessung werden solche Teiche als primäre Fakultativteiche bezeichnet. Teiche nach einem vorgeschalteten Anaerobeich oder nach mindestens einem vorgeschalteten Fakultativteich werden als sekundäre Fakultativteiche bezeichnet; zu ihnen besteht kein direkter Zufluss des Rohabwassers.

### 10.4.4.2 Ablauf der Bemessung

Die nachfolgende temperaturabhängige Bestimmung der CSB-Flächenbelastung stellt die Weiterentwicklung des international verbreiteten Ansatzes nach MARA (1987) dar. Da Algen einen erheblichen Teil des für die Abbauprozesse notwendigen Sauerstoffs erzeugen und das Algenwachstum in direkter Abhängigkeit zur Sonneneinstrahlung steht, wird die Solarstrahlung als zusätzlicher Bemessungsparameter verwendet.

Die Bemessung von Fakultativteichen erfolgt entsprechend dem in Bild 10.3 dargestellten Bemessungsablauf in mehreren Schritten und ggf. iterativ. Beim iterativen Vorgehen müssen jeweils so lange die zulässige CSB-Flächenbelastung reduziert und die Schritte 1 bis 4 wiederholt werden, bis der Grenzwert für die Ablaufkonzentration des CSB-eingehalten wird.

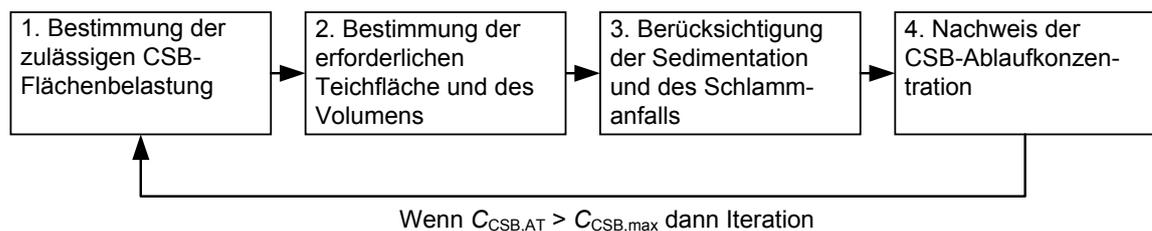


Bild 10.3: Ablauf der Bemessung von Fakultativteichen

Ergänzend zu den nachfolgenden Erläuterungen wird die Bemessung im Anhang B.6 anhand eines konkreten Berechnungsbeispiels dargelegt.

### 10.4.4.3 Bemessungsschritte

#### Bestimmung der zulässigen CSB-Flächenbelastung (Schritt 1)

Im ersten Schritt erfolgt die Festlegung der maximal zulässigen Flächenbelastung  $B_{A,CSB}$  in Abhängigkeit von der mittleren Abwassertemperatur im kältesten Monat des Jahres und der durchschnittlichen Solarstrahlung (auch als Globalstrahlung bezeichnet) im Mittel des sonnenärmsten Monats (RUDOLPH & WEIL 2016). Dies geschieht unabhängig davon, ob es sich um primäre oder sekundäre Fakultativteiche handelt.

$$B_{A,CSB} = 61,5 \cdot (1,125 - 0,0023 \cdot T_W)^{(T_W - 25)} \cdot f_{Sol} \quad (\text{g}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})) \quad (10.5)$$

Der Faktor  $f_{Sol}$  zur Berücksichtigung der Solarstrahlung  $SR$  wird aus der lokalen Bestrahlungsstärke (in  $\text{W}/\text{m}^2$ ) wie folgt (Musiol & Weil 2016) ermittelt:

$$f_{Sol} = 1 + (0,0008 \cdot (SR - 150)) \quad (-) \quad (10.6)$$

Die Solarstrahlung liegt in kühl-gemäßigtem Klima bei Werten von  $100 \text{ W}/\text{m}^2$  bis  $135 \text{ W}/\text{m}^2$  und kann in Wüstenregionen Werte bis  $285 \text{ W}/\text{m}^2$  erreichen (siehe Tabelle 12.1). Der Faktor  $f_{Sol}$  zur Berücksichtigung der Solarstrahlung wird auf einen Maximalwert von 1,1 begrenzt (entspricht  $SR = 200 \text{ W}/\text{m}^2$ ). Sofern keine lokal erhobenen Werte für die Bestrahlungsstärke (Globalstrahlung) vorliegen, können Werte aus öffentlich zugänglichen Datenbanken verwendet werden, siehe z. B. NASA (2016) oder TUKIAINEN (2016).

Der Wert 61,5 in Gleichung (10.5) stellt die Referenzflächenbelastung in  $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$  bei einer Temperatur von  $25 \text{ °C}$  dar. In Bild 10.4 ist die Bandbreite der zulässigen CSB-Flächenbelastung gemäß Gleichung (10.5) unter Berücksichtigung des Solarfaktors mit Werten von  $f_{Sol} = 0,9$  bzw.  $f_{Sol,max} = 1,1$  dargestellt.

Für Abwassertemperaturen von über  $28 \text{ °C}$  wird eine Erhöhung der zulässigen CSB-Flächenbelastung über den für  $28 \text{ °C}$  gültigen Wert hinaus nicht empfohlen (siehe Bild 10.4), da bei Temperaturen ab  $28 \text{ °C}$  zunehmende Unsicherheiten wegen fehlender Erfahrungswerte bestehen.

Bei niedrigen Temperaturen ab etwa  $9 \text{ °C}$  nähert sich die CSB-Flächenbelastung dem Auslegungswert von  $12 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$  gemäß DWA A-201 (2005) an (bei  $10 \text{ m}^2/\text{E}$  und spezifischer CSB-Fracht von  $0,12 \text{ kg}/(\text{E} \cdot \text{d})$ ). Für Temperaturen unter  $9 \text{ °C}$  wird empfohlen, die CSB-Flächenbelastung nicht geringer als den für  $9 \text{ °C}$  gültigen Wert bzw.  $12 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$  zu wählen. Diese Größenordnung hat sich beispielsweise in Deutschland im langjährigen Betrieb empirisch bewährt.

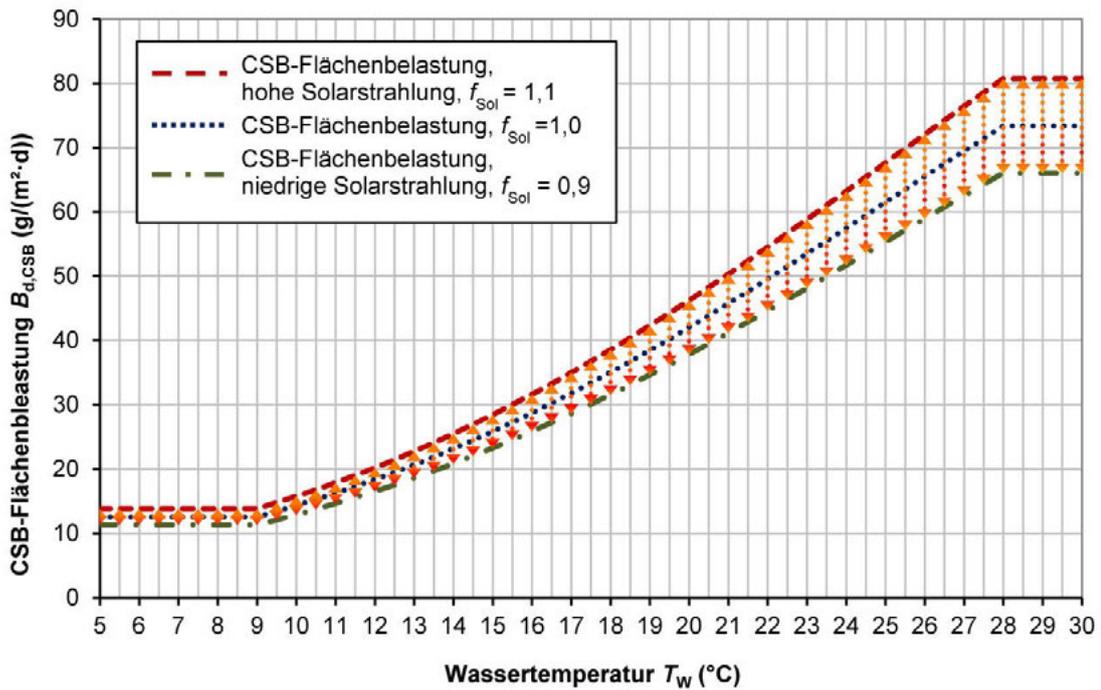


Bild 10.4: Zulässige CSB-Flächenbelastung in Fakultativteichen in Abhängigkeit von der Wassertemperatur und der Solarstrahlung (WEIL 2016)

#### Bestimmung der erforderlichen Teichfläche (Schritt 2)

Die erforderliche Teichfläche ( $A_{T,erf}$ ) ergibt sich zu:

$$A_{T,erf} = \frac{B_{d,CSB,ZT} \cdot 1.000}{B_{A,CSB}} = \frac{C_{CSB,ZT} \cdot Q_{d,ZT} \cdot 1.000}{B_{A,CSB}} \quad (\text{m}^2) \quad (10.7)$$

Für die Ausgestaltung der Teiche werden die folgenden Empfehlungen gegeben:

Tabelle 10.5: Übliche Größenordnungen für die geometrische Auslegung der Fakultativteiche

| Auslegungsparameter  | Größenordnung                                    |
|--|--|
| Tiefe ( $h$ )  | 1,0 m bis 2,0 m <sup>*)</sup>                    |
| Anzahl Teiche ( $n$ )  | abhängig von Gesamtgröße, mindestens zwei Teiche |
| Freibord   | 0,5 m bis 1,0 m                                  |
| Verhältnis von Länge zu Breite ( $l:b$ )   | 2:1 bis 3:1                                      |
| Böschungsneigung ( $m$ )   | 1:1 bis 1:3 (je nach Bodenbeschaffenheit)        |
| ANMERKUNG  |  |
| *) In Europa haben sich Teichtiefen von 1,0 m bis 1,5 m durchgesetzt, international kommen aber auch größere Tiefen zur Anwendung. |  |

Mit den gewählten Abmessungen der Teiche wird das Teichvolumen  $V_T$  ermittelt. Im Berechnungsbeispiel im Anhang B.6 wird dies exemplarisch dargestellt.

### Berücksichtigung der Sedimentation und des Schlammanfalls (Schritt 3)

Ist kein Anaerobeitch vorgeschaltet, wird empfohlen, im Zulauf zum primären Fakultativteich eine Vertiefung als Sedimentationszone (Schlammtasche) anzulegen. Die Vertiefung sollte etwa eine Tiefe von 3 m ab Teichoberfläche aufweisen. Das Volumen dieser Sedimentationszone sollte zusätzlich zum vorangegangenen Bemessungsschritt auf eine hydraulische Aufenthaltszeit von ca. 1 d bemessen werden. Durch die Sedimentationszone kann von einer zusätzlichen CSB-Reduktion von 30 % ausgegangen werden. Der Schlammanfall bewegt sich in derselben Bandbreite wie in 10.4.3 zu den Anaerobeichen beschrieben.

Der Schlammanfall im sonstigen primären Fakultativteich sowie bei sekundären Fakultativteichen besteht zum großen Teil aus abgestorbener Biomasse und kann mit  $0,03 \text{ m}^3/(\text{E}\cdot\text{a})$  bis  $0,05 \text{ m}^3/(\text{E}\cdot\text{a})$  angenommen werden. Der tatsächliche Wert hängt u. a. von der Lagerdauer des Schlammes und der Temperatur im Teich ab.

Details zur Schlammräumung sind in 10.7.5.1 dargestellt.

### Prüfung der Vorbemessung und Bestimmung der CSB-Ablaufkonzentration (Schritt 4)

Nach der Bestimmung des effektiven Teichvolumens  $V_T$  ergibt sich die resultierende hydraulische Aufenthaltszeit  $t_{R,T}$  wie folgt:

$$t_{R,T} = \frac{V_T}{Q_{T,d}} \quad (\text{d}) \quad (10.8)$$

Die CSB-Ablaufkonzentration wird mithilfe eines vereinfachten kinetischen Ansatzes 1. Ordnung abgeschätzt. In der Praxis bewegt sich das hydraulische Regime eines fakultativen Teiches zwischen einem volldurchmischten Reaktor und einer Pfropfenströmung, unter anderem in Abhängigkeit von der Anzahl und Gestaltung der Teiche. Je mehr Teiche in Reihe geschaltet sind, desto mehr nähern sich die hydraulischen Verhältnisse der Pfropfenströmung an. Wenn keine genaueren Angaben vorliegen, werden vereinfachend alle Teiche einer Reihenschaltung (dies gilt auch für den ersten Fakultativteich hinter einem Anaerobeitch) kinetisch als Reaktor mit Pfropfenströmung angesetzt. Die CSB-Ablaufkonzentration wird dann wie folgt abgeschätzt:

$$C_{\text{CSB,AT}} = C_{\text{CSB,ZT}} \cdot e^{-k_1(T_w) \cdot t_{R,T}} \quad (\text{mg/l}) \quad (10.9)$$

mit

$$k_{1(T_w)} = k_{1(20)} \cdot 1,05^{T_w - 20}$$

Der Abbaukoeffizient  $k_1$  kann aufgrund der Vorbehandlung (vorgeschalteter Anaerobeitch), der tatsächlichen Raumbelastung und anderen Rahmenbedingungen (z. B. Abwasserzusammensetzung, sehr niedrige Temperaturen) variieren. Bei wärmeren Temperaturen kann ein Koeffizient von  $k_{1(20)} = 0,15 \text{ d}^{-1}$  angesetzt werden, wenn keine eigenen Auswertungen vorliegen.

Bei niedrigen Temperaturen und daraus resultierenden sehr langen Aufenthaltszeiten können sich rechnerisch sehr niedrige Ablaufkonzentrationen ergeben. In der Praxis werden diese Werte aufgrund von nicht kalkulierbaren Rücklösungen, einem möglicherweise hohen Anteil an suspendierter Biomasse und schwerabbaubaren CSB jedoch nicht erreicht. Hier sollte keinesfalls eine Vergrößerung der CSB-Flächenbelastung über die in Schritt 1 ermittelten Werte vorgenommen werden.

Bei Überschreitung der vorgegebenen maximalen CSB-Ablaufkonzentration  $C_{\text{CSB,max}}$  ist die eingangs gewählte Flächenbelastung (Schritt 1) iterativ so lange zu verringern, bis die Ablaufoforderung  $C_{\text{CSB,AT}} \leq C_{\text{CSB,max}}$  eingehalten wird (siehe Iterationsschleife in Bild 10.3).

## 10.4.5 Belüftete Teiche

### 10.4.5.1 Ablauf der Bemessung

In belüfteten Teichen werden der Sauerstoffeintrag und die Durchmischung durch technische Belüftung bewirkt. Im Vergleich zu fakultativen Teichen vermindern sich der Flächenbedarf und der Einfluss von Umgebungsfaktoren wie Wind und Sonneneinstrahlung.

Belüftete Teiche können entweder mit mechanisch vorgereinigtem Rohabwasser oder mit dem Ablauf aus vorgeschalteten Anaerobteichen beschickt werden. Ein nachgeschalteter Schönungsteich mit einer hydraulischen Verweilzeit bei Trockenwetter von 1 d bis 2 d dient dem Rückhalt von Schwebstoffen. Ist eine Desinfektionswirkung gefordert, sind ergänzende Bemessungen notwendig (siehe auch Hinweis in 10.6).

Die Bemessung von belüfteten Abwasserteichen erfolgt entsprechend den in Bild 10.5 dargestellten Schritten.



Bild 10.5: Ablauf der Bemessung von belüfteten Abwasserteichen

### 10.4.5.2 Schrittweise temperaturabhängige Bemessung

#### Bestimmung der Anzahl an belüfteten Stufen (Schritt 1)

Die Anzahl der belüfteten Stufen richtet sich nach dem erforderlichen CSB-Abbaugrad und wird nach Tabelle 10.6 festgelegt. Für kommunales Rohabwasser kann dabei von den Richtwerten für den CSB-Abbaugrad gemäß Tabelle 10.6 ausgegangen werden.

Tabelle 10.6: Richtwerte für den Abbaugrad der CSB-Konzentration im Ablauf einer Anlage mit belüfteten Abwasserteichen (Ablauf aus dem Schönungsteich) bei Einhaltung der zulässigen CSB-Raumbelastung

| Anzahl belüfteter Stufen | CSB-Abbaugrad $\eta_{\text{CSB}}$ |
|--------------------------|-----------------------------------|
| 1                        | 75 %                              |
| 2                        | 82 %                              |
| 3                        | 90 %                              |

Auch wenn bei hohen Abwassertemperaturen Nitrifikation auftreten kann, ist für einen gezielten Nährstoffabbau die Kombination mit anderen Verfahren empfehlenswert.

#### Bestimmung der zulässigen CSB-Raumbelastung (Schritt 2)

Die zulässige CSB-Raumbelastung  $B_{\text{R,CSB}}$  wird in Abhängigkeit von der Wassertemperatur  $T_{\text{w}}$  sowie den Einflussfaktoren  $k_1$  für die Berücksichtigung der Anzahl der belüfteten Stufen und  $k_2$  für die Rauigkeit der Böschung (siehe Tabelle 10.7) wie folgt berechnet:

$$B_{\text{R,CSB}} = 33,6 \cdot 1,0353^{T_{\text{w}}} \cdot k_1 \cdot k_2 \quad (\text{g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})) \quad (10.10)$$

Tabelle 10.7: Einflussfaktoren für die Bestimmung der CSB-Raumbelastung von belüfteten Abwasserteichen

| Einflussfaktor   | Kurzzeichen | Einheit | Wert   |
|--|-------------|---------|--|
| Faktor für die Berücksichtigung der Anzahl der belüfteten Stufen | $k_1$       | -       | 0,75 für eine Stufe<br>1,0 für zwei Stufen<br>1,2 für drei Stufen                                    |
| Faktor für die Berücksichtigung der Rauigkeit der Böschung       | $k_2$       | -       | 0,8 für Foliendichtung<br>1,0 für natürliche Dichtung<br>1,2 für rauen Belag wie Schotter oder Vlies |

Im nachfolgenden Bild 10.6 ist die zulässige Raumbelastung unter Berücksichtigung der Einflussfaktoren dargestellt:

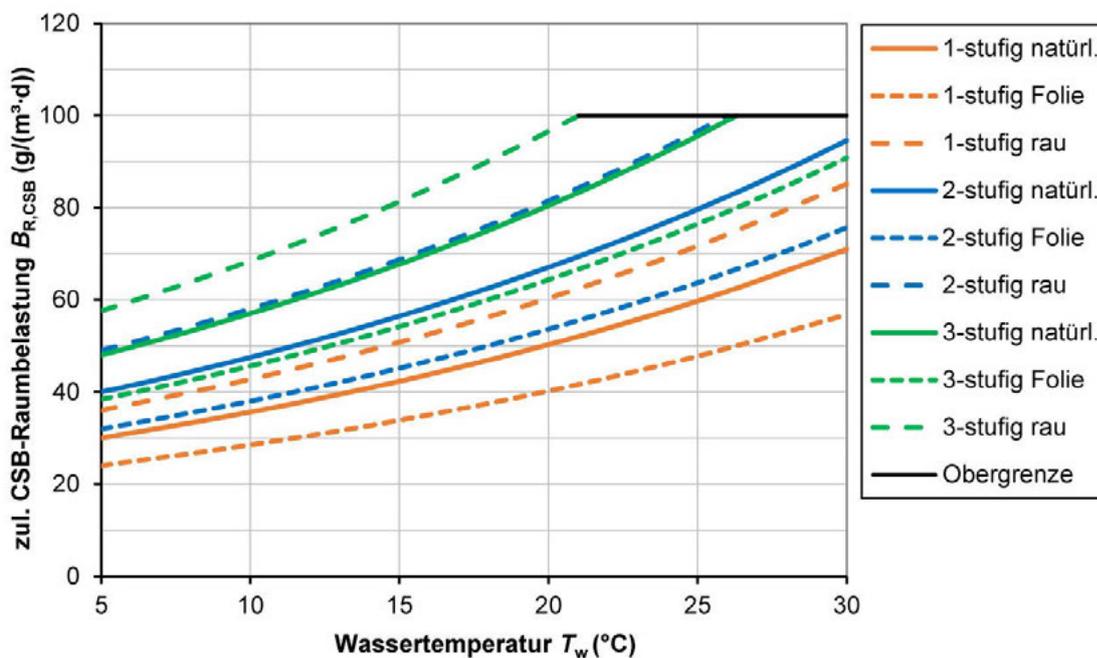


Bild 10.6: Zulässige CSB-Raumbelastung für belüftete Teiche (für verschiedene  $k_1$  und  $k_2$ )

Die CSB-Raumbelastung sollte bei mehrstufigen belüfteten Teichanlagen aus betrieblichen Gründen im Mittel (u. a. wegen sehr kurzer Entschlammungsintervalle) möglichst nicht höher als  $80 \text{ g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  und keinesfalls höher als  $100 \text{ g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  gewählt werden.

**Bestimmung des Gesamtvolumens und geometrische Auslegung (Schritt 3)**

Das erforderliche Teichvolumen  $V_{T,erf}$  ergibt sich aus der täglichen CSB-Zulaufkraft  $B_{d,CSB,ZT}$  und der zulässigen CSB-Raumbelastung  $B_{R,CSB}$  wie folgt:

$$V_{T,erf} = B_{d,CSB,ZT} / B_{R,CSB} \quad (\text{m}^3) \tag{10.11}$$

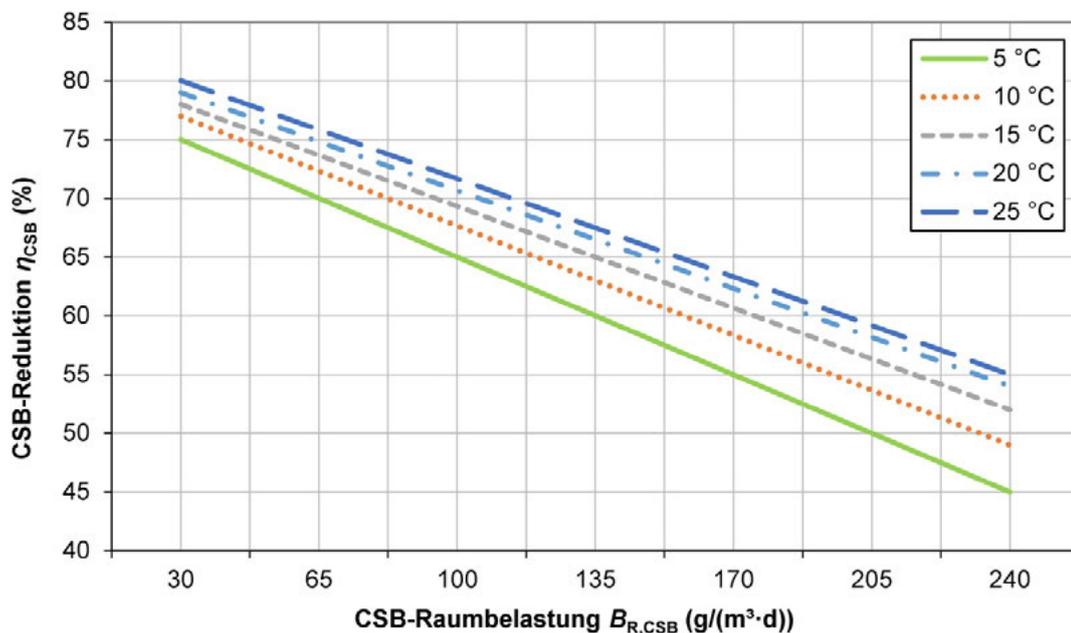
In mehrstufigen Teichanlagen ist eine gleichmäßige Aufteilung des Gesamtvolumens auf die Einzelteiche empfehlenswert. Belüftungssysteme und Teichgeometrie sind so aufeinander abzustimmen, dass das gesamte Volumen durchströmt und damit eine gleichmäßige Verteilung von Schmutzstoffen und gelöstem Sauerstoff ermöglicht wird. Durch die technische Durchmischung haben Wind und Teichform nur einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Hydraulik. Die Tiefe sollte gemäß Tabelle 10.8 gewählt werden.

Tabelle 10.8: Übliche Größenordnungen für die geometrische Auslegung der belüfteten Abwasserteiche

| Auslegungsparameter | Größenordnung   |
|---------------------|-----------------|
| Tiefe ( $h$ )       | 2,5 m bis 3,0 m |
| Freibord            | 0,5 m           |

#### Abschätzung des CSB-Abbaugrads (Schritt 4)

Bild 10.7 zeigt für eine Teichanlage mit einer belüfteten Stufe indikativ die zu erwartenden CSB-Abbaugrade  $\eta_{\text{CSB}}$  in Abhängigkeit von der Wassertemperatur und der CSB-Raumbelastung. Bei zwei oder drei belüfteten Stufen sind die Abbaugrade weniger deutlich von der Temperatur und der Raumbelastung abhängig. Da diese Abhängigkeit für die Praxis kaum von Bedeutung ist, wird hier auf eine explizite Darstellung verzichtet.


 Bild 10.7: Schätzung des CSB-Abbaugrads für belüftete Teiche (einstufig,  $k_2 = 1,0$ )

### 10.4.5.3 Sauerstoffverbrauch, erforderliche Sauerstoffzufuhr und Belüftungstechnik

#### Sauerstoffverbrauch

Kommunales Rohabwasser enthält absetzbare, partikuläre und gelöste Schmutzstoffe. In der ersten Stufe einer Abwasserteichanlage setzt sich ein Teil der Schmutzfracht ab und wird anaerob abgebaut. Dafür wird kein Sauerstoff benötigt. Der Sauerstoffverbrauch für den aerob abgebauten Anteil der Kohlenstoffverbindungen liegt bei  $0,65 \text{ kg O}_2/\text{kg CSB}$ .

Je nach Anzahl der belüfteten Stufen und dem inerten Anteil des CSB wird ein CSB-Abbaugrad von 75 % bis 90 % erreicht (siehe Tabelle 10.6). Bezogen auf die CSB-Fracht im Zulauf liegt der Sauerstoffverbrauch ( $OV_{C,CSB}$ ) in der Teichanlage bei 0,4 bis 0,5 kg O<sub>2</sub>/kg CSB:

- einstufig:  $OV_{C,CSB} = 0,4 \text{ kg O}_2/\text{kg CSB}$
- zweistufig:  $OV_{C,CSB} = 0,45 \text{ kg O}_2/\text{kg CSB}$
- dreistufig:  $OV_{C,CSB} = 0,5 \text{ kg O}_2/\text{kg CSB}$

Davon entfallen etwa folgende Anteile auf die einzelnen Stufen der Teichanlage:

- einstufig: 100 %
- zweistufig: 65 % + 35 %
- dreistufig: 65 % + 25 % + 10 %

### Erforderliche Sauerstoffzufuhr

Bei Abwasserteichanlagen ist eine überschlägige Bemessung des Belüftungssystems i. d. R. ausreichend. Der in Gleichung (10.12) dargestellte Ansatz zur Ermittlung der erforderlichen Sauerstoffzufuhr  $SOTR$  für Abwasserteichanlagen weicht deswegen in vereinfachter Form von dem detaillierten Ansatz in Abschnitt 7 für Belüftungssysteme bei Belebungsanlagen ab. Die erforderliche Sauerstoffzufuhr  $SOTR$  ergibt sich aus dem Sauerstoffverbrauch  $OV_C$ , dem Sauerstoffgehalt  $C_x$ , der Sauerstoffsättigung  $C_s$  und dem  $\alpha$ -Wert:

$$SOTR = \frac{1}{\alpha \cdot (1 - C_x/C_s)} \cdot OV_{h,C} \quad (\text{kg O}_2/\text{h}) \quad (10.12)$$

Der Sauerstoffgehalt  $C_x$  soll bei 10 % bis 25 % der Sauerstoffsättigungskonzentration  $C_s$  liegen. Für die erste belüftete Stufe gilt dabei  $C_x/C_s = 0,1$  und für die nachfolgenden Stufen gilt  $C_x/C_s = 0,2$  bis  $0,25$ .

Es hat sich bewährt, die Belüftungseinrichtung der ersten Stufe so auszulegen, dass der erforderliche Sauerstoff innerhalb von 18 h/d eingetragen werden kann. Damit ergeben sich ausreichende Reserven für Stoßbelastungen und jahreszeitliche Schwankungen.

Begrenzender Faktor in der zweiten oder dritten belüfteten Stufe ist nicht der Sauerstoffeintrag, sondern die erforderliche Leistung für eine ausreichende Durchmischung. Durch intermittierenden Betrieb wird der Sauerstoffeintrag an den tatsächlichen Bedarf angepasst. Für einen wirtschaftlichen Betrieb müssen die Belüftungseinrichtungen der verschiedenen Stufen voneinander unabhängig steuerbar sein.

### Belüftungssysteme

Belüftungssysteme für Abwasserteiche, die in Anlehnung an das Arbeitsblatt DWA-A 201 (2005) errichtet und betrieben werden, müssen folgende Anforderungen erfüllen:

- ganzjährig sicherer Betrieb,
- ausreichende Sauerstoffzufuhr,
- schonende Umwälzung bzw. Durchmischung, damit die Feststoffe sich absetzen können,
- ausreichender Abstand vom abgesetzten Schlamm auf dem Teichgrund.

Häufig eingesetzte Systeme für die Belüftung von Abwasserteichen sind:

- Druckbelüftung,
- Oberflächenbelüfter,
- Propellerbelüfter,
- Tauchbelüfter.

Da die in Abwasserteichen üblicherweise eingesetzten Belüftungssysteme von den bei Belebungsanlagen eingesetzten Systemen abweichen, werden nachfolgend teichspezifische Auslegungshinweise gegeben.

### Druckbelüftung

Druckbelüftungen bestehen aus einer Gebläsestation, Luftleitungen zu den Teichen sowie schwimmend oder fest installierten Luftverteilern. Die Druckluft sorgt sowohl für die Sauerstoffzufuhr als auch für die Umwälzung des Abwassers. Der horizontale Wirkungsbereich der Umwälzung beträgt das etwa 8-fache der Teichtiefe. Für einen wirtschaftlichen Betrieb ist es erforderlich, dass jeder Teich getrennt mit Druckluft versorgt werden kann.

Bei der Auslegung ist von folgenden Werten auszugehen:

- Einblastiefe: Wassertiefe abzüglich 1 m
- Beaufschlagung von Rohrbelüftern:  $\leq 9 \text{ Nm}^3/(\text{m}\cdot\text{h})$
- SSOTR:  $\leq 8 \text{ g O}_2/(\text{Nm}^3\cdot\text{m})$
- $\alpha$ -Wert: 0,7
- Leistungsdichte:  $\geq 1,5 \text{ W/m}^3$

### Oberflächenbelüfter

Verbreitet sind direkt angetriebene Axialpumpen (Sprühstrahlbelüfter, Splasher) und Kreiselbelüfter. Die Wirkungszone liegt beim 8-fachen der Teichtiefe. Die Anzahl der Belüfter ergibt sich aus dem Quotienten von Teichoberfläche und Fläche der Wirkungszone. Bei der Auslegung ist von folgenden Werten auszugehen:

- SAE bei Splasher:  $\leq 0,7 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$
- SAE bei Kreiselbelüfter:  $\leq 1,2 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$
- $\alpha$ -Wert: 0,9
- Leistungsdichte:  $\geq 3 \text{ W/m}^3$

### Propellerbelüfter

Propellerbelüfter sorgen bei geschickter Anordnung für eine horizontale Zirkulation des Abwassers im gesamten Teichvolumen. Meistens handelt es sich um Ansaugbelüfter. Es gibt aber auch kombinierte Systeme mit Mischer und Gebläse.

Bei der Auslegung ist von folgenden Werten auszugehen:

- SAE bei  $\geq 1.800 \text{ min}^{-1}$ :  $\leq 0,5 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$
- SAE bei  $\leq 1.800 \text{ min}^{-1}$ :  $\leq 0,7 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$
- SAE bei kombiniertem System mit Mischer und Gebläse:  $\leq 1,1 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$
- $\alpha$ -Wert: 0,9 für Ansaugbelüfter  
0,8 für kombiniertes System
- Leistungsdichte:  $\geq 1,5 \text{ W/m}^3$

### Tauchbelüfter

Tauchbelüfter in Abwasserteichen sind üblicherweise Ansaugbelüfter. Sie bestehen entweder aus Tauchmotor, Turbine und Leitkranz mit radialen Strömungskanälen (Turbine) oder Tauchpumpe, Düse und Strahlrohr (Strahlbelüfter).

Alle Teile von Tauchbelüftern müssen sich mindestens 1 m oberhalb der Teichsohle befinden, damit es durch den abgesetzten Schlamm nicht zu Beeinträchtigungen der Funktion oder Korrosion kommt.

Bei der Auslegung ist von folgenden Werten auszugehen:

- SAE bei Turbinen:  $\leq 0,8 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$
- SAE bei Strahlbelüftern:  $\leq 0,6 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$
- Leistungsdichte:  $\geq 3 \text{ W/m}^3$
- Wirkungszone, Turbinen:  $6 \times \text{Teichtiefe}$
- Wirkungszone, Strahlbelüfter:  
 $L = 8 \times \text{Teichtiefe}$   
 $B = 4 \times \text{bis } 6 \times \text{Teichtiefe}$
- $\alpha$ -Wert:  $0,9$

Bei mechanischen Belüftern sind höhere Werte für den Sauerstofftrag zulässig, wenn dafür ein entsprechender Nachweis erbracht wird.

### 10.4.6 Schönungsteiche

In der internationalen Literatur werden Schönungsteiche typischerweise nach ihrer Desinfektionswirkung bemessen. Schönungsteiche verstärken durch die Vergrößerung der hydraulischen Aufenthaltsdauer vor allem in Kombination mit Fakultativteichen die hohen Wirkungsgrade von Abwasserteichanlagen bei der Entkeimung und bei der Abtrennung von Helminthen-Eiern (siehe auch 13.1.4).

Für die Bemessung von Schönungsteichen wird auf entsprechende Fachliteratur verwiesen (z. B. VON SPERLING 2007 oder SHILTON 2005).

Als Anhaltswerte für die CSB-Elimination wird in der Literatur über Größenordnungen von 5 % bis 15 % (VON SPERLING 2007) bzw. bis zu 20 % (RUDOLPH et al. 2017) berichtet.

Für die Stickstoffelimination wird auf die Gleichungen (10.14) und (10.15) VON PANO & MIDDLEBROOKS (1982) verwiesen, die auch für Schönungsteiche anwendbar sind. In der Literatur werden Eliminationsraten von  $> 5 \%$  (RUDOLPH et al. 2017) bis zu  $15 \%$  (VON SPERLING 2007) genannt. Zur Elimination von Ammonium berichten RUDOLPH et al. (2017) über Werte bis zu  $25 \%$ .

Die Tiefe von Schönungsteichen liegt üblicherweise bei ca. 1,0 m.

## 10.5 Hinweise zur Stickstoffelimination

### 10.5.1 Stickstoffelimination in Abwasserteichen

Außer in Anaerobteichen findet in Abwasserteichen ein natürlicher Stickstoffabbau statt. Bild 10.8 zeigt die verschiedenen von Umwelteinflüssen abhängigen Prozesse. Unter anderem findet bei höheren Temperaturen eine teilweise Nitrifikation statt (in einer Größenordnung von  $1,5 \text{ g N}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$ , siehe z. B. HOBUS (2007)), wobei ein Teil des gebildeten Nitrats auch denitrifiziert wird (DWA-A 201 2005).

Die in Bild 10.8 dargestellten physikalischen und biologischen Prozesse beeinflussen sich wechselseitig und sind im hohen Maß von äußeren Randbedingungen abhängig. In der Folge lassen sich die Prozesse nicht einheitlich quantifizieren.

Die Möglichkeiten, den Stickstoffabbau in Abwasserteichen gezielt zu steuern, sind aufgrund der hohen Abhängigkeit von Umwelteinflüssen begrenzt. Eine großzügige Dimensionierung der Teichanlage, die einen weitgehenden Kohlenstoffabbau ermöglicht und Reserven für die Nitrifikation bietet, kann zu einem verstärkten Stickstoffabbau beitragen. Eine mechanische Belüftung kann durch den erhöhten Sauerstoffeintrag und verstärkte Durchmischung ebenfalls förderlich sein.

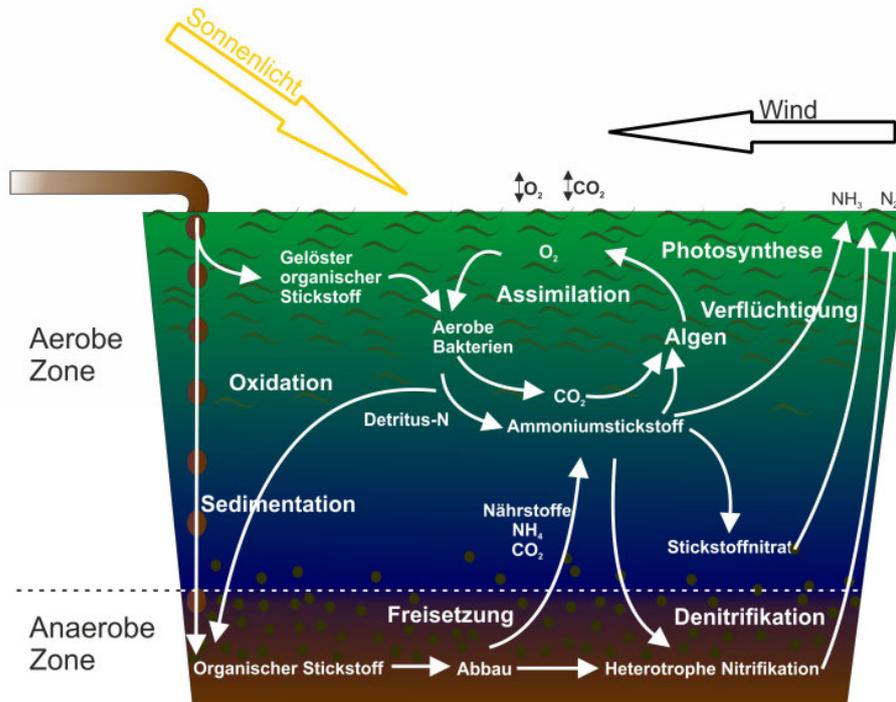


Bild 10.8: Natürlicher Stickstoffabbau in Teichen (nach CRAGGS 2005)

### 10.5.2 Abschätzung der N-Ablaufkonzentrationen

Teile der zufließenden Stickstofffracht werden in die Biomasse, unter anderem in Algen, eingebaut und über Sedimentationsprozesse abgeschieden. Die darüber hinausgehende Stickstoffelimination erfolgt über biologischen Abbau (siehe Bild 10.8) und ist in Abhängigkeit der Randbedingungen stark volatil. Basierend auf empirischen Untersuchungen können Abschätzungen der Ablaufkonzentrationen für  $N_{\text{ges}}$  und  $\text{NH}_4\text{-N}$  anhand der nachfolgenden Ansätze aus der internationalen Literatur vorgenommen werden.

Bestimmung der  $N_{\text{ges}}$ -Ablaufkonzentration (nach CRITES & TCHOBANOGLOUS 2000):

$$C_{N_{\text{ges,AT}}} = \frac{C_{N_{\text{ges,ZT}}}}{1 + (t_R \cdot (0,000576 \cdot T_W - 0,00028)) \cdot e^{(1,08 - 0,042 \cdot T_W) \cdot (\text{pH} - 6,6)}} \quad (\text{mg/l}) \quad (10.13)$$

Bestimmung der  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentration  $S_{\text{NH}_4,AT}$  für  $T_W < 20 \text{ °C}$  (nach PANO & MIDDLEBROOKS 1982):

$$S_{\text{NH}_4,AT} = \frac{S_{\text{NH}_4,ZT}}{1 + \left( \frac{A_f}{Q} \cdot (0,0038 + 0,000134 \cdot T_W) \cdot e^{(1,041 + 0,044 \cdot T_W) \cdot (\text{pH} - 6,6)} \right)} \quad (\text{mg/l}) \quad (10.14)$$

Bestimmung der  $\text{NH}_4\text{-N}$  Ablaufkonzentration für  $T_W \geq 20 \text{ °C}$  (nach PANO & MIDDLEBROOKS 1982):

$$S_{\text{NH}_4,AT} = \frac{S_{\text{NH}_4,ZT}}{1 + \left( 5,035 \cdot 10^{-3} \cdot \left( \frac{A_f}{Q} \right) \cdot e^{(1,540 \cdot (\text{pH} - 6,6))} \right)} \quad (\text{mg/l}) \quad (10.15)$$

### 10.5.3 Separate Stickstoffelimination

#### Kombination mit Biofilmreaktoren

Bei der Integration von Biofilmverfahren wird der Kohlenstoffabbau in den Teichen um den gezielten Stickstoffabbau in den Biofilmreaktoren ergänzt. Meistens sind für die Gesamtanlage spezielle Konfigurationen notwendig. Hinweise zur Kombination von Abwasserteichen mit Biofilmreaktoren sind beispielsweise im Arbeitsblatt DWA-A 201 (2005) gegeben.

Ein in der Praxis bewährtes Verfahren ist die Kombination von auf Kohlenstoffelimination ausgelegten Teichen mit einem nachgeschalteten nitrifizierenden Tropfkörper. Ein entsprechendes Bemessungsbeispiel ist in Anhang B.7 dargestellt.

#### Integration von Aufwuchsflächen in die Teiche

Aufwuchsflächen in Teichen bieten zusätzliche Besiedlungsfläche für Bakterien und Algen und können zu Verbesserungen des Kohlenstoff- und Stickstoffabbaus führen. Bei Anwendung in der oberflächennahen, euphotischen Zone tritt eine verstärkte Nitrifikationsleistung auf. In der Praxis sind die Effekte jedoch vergleichsweise gering, sodass vor einem angedachten Einsatz solcher Produkte eine einzelfallbezogene Prüfung auch unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten angeraten ist.

### 10.6 Hinweise zur Abwasserdesinfektion

Durch Sedimentation sowie bio- und photochemische Prozesse treten in Abwasserteichen natürliche Desinfektionswirkungen auf, die zur Verringerung von mikrobiologischen Belastungen im Ablauf führen. Bei mehrstufigen Teichanlagen können unter optimalen Bedingungen beispielsweise Reduktionsraten für *E. coli* von bis zu 6 Log-Stufen erzielt werden (ansonsten gelten für reguläre Abwasserteichanlagen Reduktionsraten von 3 bis 4 Log-Stufen).

Abwasserteiche erreichen durch Sedimentationseffekte bei ausreichend langen Aufenthaltszeiten einen nahezu 100-%igen Rückhalt von Helminthen-Eiern im Ablauf (siehe 13.1.4).

### 10.7 Planerische und betriebliche Aspekte

Grundsätze für den Bau und den Betrieb von Abwasserteichen ergeben sich aus dem Arbeitsblatt DWA-A 201 (2005).

Die nachfolgenden Empfehlungen beziehen sich nur auf die vorstehend erläuterten Teichtypen. Einbezogen sind nicht Hybridverfahren oder algenbasierte Technologien (wie sie z. B. in 10.9 beschrieben sind).

#### 10.7.1 Grundsätzliches zur Planung von Abwasserteichanlagen

Bei der Errichtung von Abwasserteichanlagen sollte der naturnahe Charakter des Verfahrens in der Planung berücksichtigt werden. Abwasserteiche benötigen ausreichende Luftzirkulation und Sonneneinstrahlung über der Oberfläche. Windschützende und schattenspendende Randbepflanzungen und -bebauungen sind daher zu vermeiden.

Bei der Anlage von Teichen ist die Ausrichtung von großflächigen Teichflächen zur Hauptwindrichtung zu beachten. Die Hauptwindrichtung sollte möglichst diagonal von der Ablaufseite zur Zulaufseite ausgerichtet sein (siehe Bild 10.9), um windinduzierte Kurzschlussströmungen zu verringern. Wenn die Hauptwindrichtung saisonal stark schwankt, ist die Hauptwindrichtung in der

wärmsten Jahreszeit ausschlaggebend, da die temperaturbedingte Schichtung im Teich dann am größten ist.

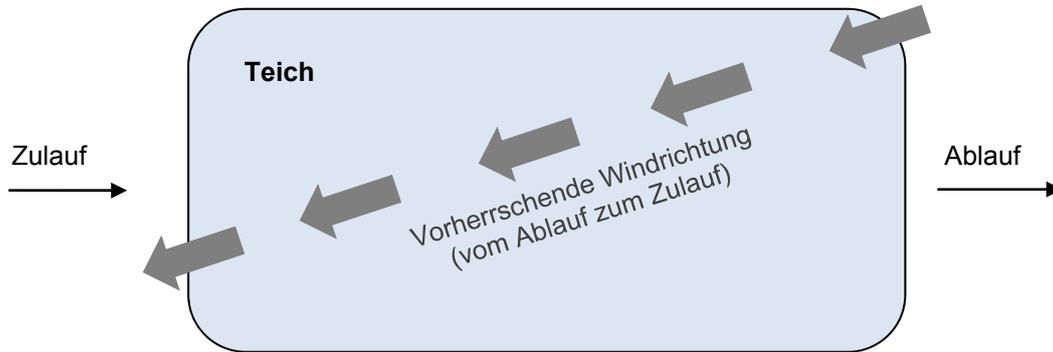


Bild 10.9: Ausrichtung des Teiches in Bezug auf die vorherrschende Windrichtung

Da beim Bau von Teichanlagen die Bewegung von großen Erdmassen eine der kostenintensivsten Arbeiten darstellt (siehe Beispiel eines Teichdeiches in Bild 10.10), sollte eine an die lokale Topografie und Bodenverhältnisse angepasste Lösung angestrebt werden. Eingehende geotechnische Untersuchungen zur Tragfähigkeit des Bodens, zur Höhe des Grundwasserspiegels und zur Feststellung der Bodenqualität (insbesondere bei natürlicher Dichtung) sind zwingend erforderlich.

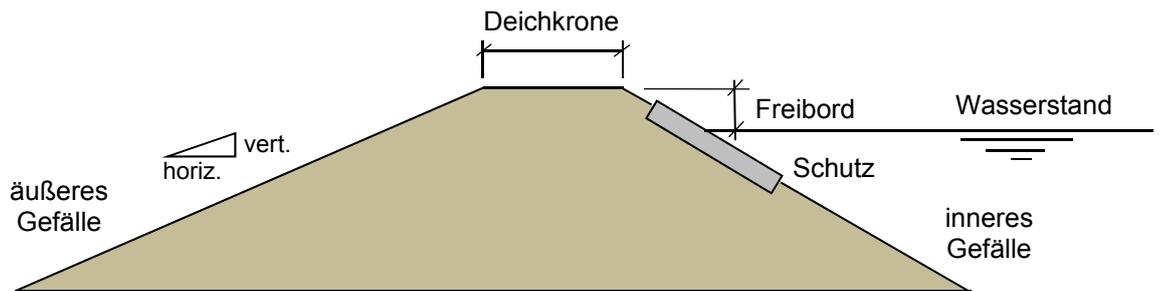


Bild 10.10: Konstruktive Elemente eines Teichdeiches

Tabelle 10.9: Richtwerte für bauliche Elemente eines Abwasserteiches

| Konstruktives Element                    | Richtwert   |
|--|---|
| inneres Gefälle                          | entsprechend Empfehlung im Bemessungsabschnitt        |
| äußeres Gefälle (falls als Deich gebaut) | 1:1,5 bis 1:2   |
| Deichkrone (falls als Deich gebaut)      | 2,0 m bis 4,0 m                                       |
| Freibord                                 | Teich < 1 ha: 0,5 m;<br>Teich > 1 ha: 0,5 m bis 1,0 m |

Hinsichtlich der Wasserdichtheit von Böschung und Sohle wird auf die Ausführungen im Arbeitsblatt DWA-A 201 (2005) verwiesen.

## 10.7.2 Einfluss von besonders niedrigen Temperaturen

Abwasserteichanlagen sind stärker von klimatischen Bedingungen abhängig als kompaktere, technische Anlagen. Aufgrund der längeren Aufenthaltszeiten kühlt sich das Abwasser im Teich ab und die Reinigungsleistung geht zurück. Bei belüfteten Teichen können im Winterbetrieb Probleme auftreten, wenn Oberflächenbelüfter durch Eis und Schnee blockiert werden.

Auf der anderen Seite ergeben sich im Winter wegen des geringeren Algenwachstums und geringerer Rücklösungen aus dem Sediment entsprechend verringerte Sekundärverschmutzungen (insbesondere bei Fakultativ- und Schönungsteichen).

Eine durchgängige Verschlechterung der Ablaufwerte im Winter kann bei ausreichend großer Auslegung der Abwasserteiche nicht attestiert werden.

## 10.7.3 Hydraulische Gestaltung

Die hydraulischen Verhältnisse in Teichen haben einen großen Einfluss auf die Reinigungsleistung. Insbesondere die Anfälligkeit für hydraulische Kurzschlüsse ist durch eine geeignete Gestaltung der Teiche zu minimieren.

Je nach Funktion des Teiches ist eine gute Durchmischung oder eine Pfropfenströmung anzustreben: In primären Teichen ist insbesondere im Zulaufbereich zur Vermeidung von Spitzenbelastungen eine gute Durchmischung anzustreben, während im weiteren Verlauf an die Pfropfenströmung angenäherte Verhältnisse die besten Reinigungsergebnisse erbringen.

### Teichgeometrie

Die hydraulischen Verhältnisse werden unter anderem durch das Längen/Breiten-Verhältnis geprägt. Anhaltswerte zu Längen/Breiten-Verhältnissen sind in den Bemessungsabschnitten gegeben.

Die Tiefe der Teiche ist anhand der in den Bemessungsabschnitten gegebenen Richtwerten zu wählen.

### Gestaltung des Zulaufs

Eine Steigerung der Reinigungsleistung im Abwasserteich kann durch eine optimierte Gestaltung der Zulaufsituation gefördert werden: durch Vergrößerung der Zulaufquerschnitte ist eine Verringerung des Zuflussimpulses möglich, eine Verteilung des Zuflussstroms entlang der Teichkante kann zur Verbesserung der Durchmischung beitragen und durch den Einbau von Leitwällen nahe des Zulaufs können hydraulische Kurzschlüsse vermindert werden.

Bei Abwasserteichen mit vorbehandeltem Zufluss sind alternativ auch diffuse oder vertikale Zuläufe möglich, am besten in Verbindung mit einer Einfassung durch kurze Leitwälle. Je mehr diffuse oder vertikale Zuflüsse vorhanden sind, umso geringer ist die hydraulische Kurzschluss-Anfälligkeit im Teich. Aufwändige konstruktive Gestaltungen können sich jedoch erheblich in den Baukosten niederschlagen.

### Gestaltung des Abflusses

Um einem windinduzierten hydraulischen Kurzschluss insbesondere in der Winterzeit vorzubeugen, ist bei der Anordnung des Abflusses in einem Teich die vorherrschende Windrichtung zu berücksichtigen (siehe Bild 10.9).

Der Ablauf sollte außerhalb des Fließweges des einlaufenden Schmutzwassers angebracht werden. In Anaerobeteichen sollte der Ablauf in 30 cm und in Fakultativteichen in 60 cm Tiefe angeordnet werden. Leitwände und andere Begrenzungen vor dem Ablauf können zur Verhinderung von Kurzschlussströmen vorgesehen werden.

### Anordnung von Leitwänden/Leitwällen

Der Einbau von Leitwänden oder -dämmen kann die Reinigungsleistungsfähigkeit eines Teiches deutlich steigern. Dabei haben sich Quereinbauten über 70 % der Breite nach SHILTON & HARRISON (2003) gegenüber Einbauten mit 50 % oder 90 % der Breite als günstiger erwiesen und führen zu ähnlichen Verbesserungen wie in Längsrichtung angebrachte Ablenkdämme. Durch den Einbau der Leitwände oder -wälle werden die hydraulischen Verhältnisse im Teich stärker in Richtung einer Pfropfenströmung verändert und führen somit zu besseren Abbauleistungen. Es sollten mindestens zwei gegenüberliegend angeordnete Quereinbauten vorgesehen werden. Die Reinigungsleistung lässt sich durch weitere Ablenkbauten steigern, jedoch ist die Anzahl der Einbauten auch unter Kostengesichtspunkten abzuwägen.

### Reihenschaltung, Kaskadierung

In Reihe geschaltete Teiche weisen eine bessere Leistungsfähigkeit auf als ein einzelner Teich mit gleich großer Fläche. Bei Reihenschaltung ergeben sich niedrigere Ablaufwerte bzw. es werden kleinere Flächen für ein vorgegebenes Reinigungsziel benötigt. Versuche von LEONHARD & DITTRICH (1996) und DE OLIVEIRA et al. (1996) zeigen allerdings auch, dass nach 4 oder 5 Teichen in Reihe nur noch minimale Verbesserungen zu erzielen sind.

### Rezirkulation von Ablaufwasser

In Sonderfällen kann die Rezirkulation von Ablaufwasser in den Zulauf vorgesehen werden (Ablauf-rückführung). Ziele der Rezirkulation können sein, algen- und sauerstoffreicheres Ablaufwasser in die hochbelastete Zone von Primärteichen einzubringen, eine Verdünnung der Zulauffrachten zu erzielen oder suspendierte Algenmasse und leicht abbaubares Substrat verstärkt im System zu halten. Eine Rezirkulation führt nicht zwangsläufig zur Reinigungsverbesserung, sondern ist anlagen-spezifisch, beispielsweise zur Verbesserung der Betriebssicherheit, abzuwägen.

## 10.7.4 Nachbehandlung mit Filterdämmen

Zeitweise, in warmen Klimazonen auch dauerhaft, kann es bei Abwasserteichen zu erhöhten Ablaufwerten durch pflanzliche und tierische Planktonorganismen kommen (Sekundärverschmutzung). Bei Anwendbarkeit entsprechender Regelungen (z. B. der europäischen Richtlinie über die Behandlung von kommunalem Abwasser 91/271/EWG) erfolgt die Beurteilung der Ablaufwerte dann von der algenfreien, filtrierten Probe.

Um der organischen Belastung durch Algen im Teichablauf entgegenzuwirken, sollte vor dem Ablauf eine bepflanzte Flachwasserzone oder ein Filterdamm aus Gesteinschüttungen angelegt werden (siehe Bild 10.11). Bei bepflanzten Flachwasserzonen ist eine Abdeckung der Wasseroberfläche durch das Schüttgut sowie eine gute Durchströmung gegen verstärkten Besatz mit Insektenlarven zu beachten. Filterdämme sind in bepflanzter und belüfteter Ausführung realisierbar und in Schö-nungs- und Fakultativteichen sinnvoll.

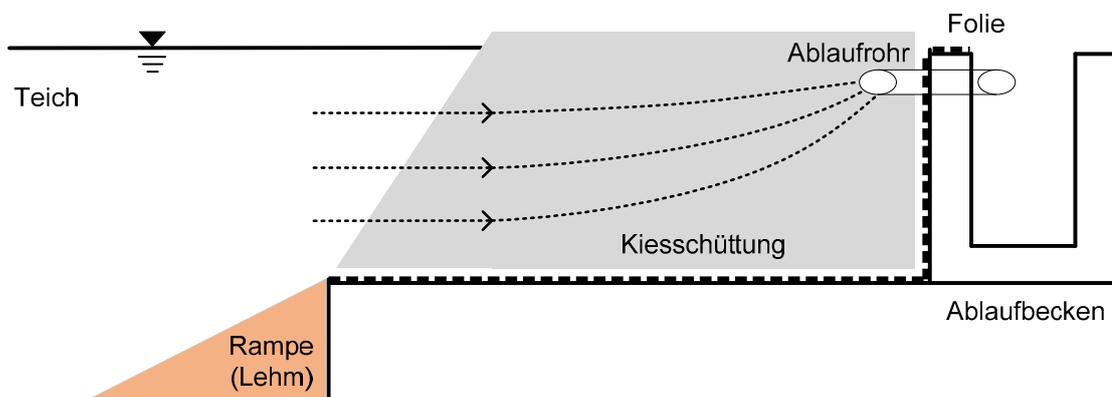


Bild 10.11: Beispiel für den Einbau eines horizontal durchströmten Filterdamms

Filterdämme können grundsätzlich horizontal oder vertikal durchströmt werden. Für die Auslegung von Filterdämmen gibt es keine allgemeingültige Bemessungsregel, allerdings zahlreiche regional bewährte Empfehlungen. Von der U.S. EPA (2011) werden eine hydraulische Beschickung von 0,3 m<sup>3</sup> pro 1 m<sup>3</sup> Filterdamm und Steingrößen von 8 cm bis 20 cm empfohlen. Es wird auch von Anlagen mit einer deutlich höheren hydraulischen Beschickung berichtet, die ebenfalls gute betriebliche Ergebnisse liefern; die Erfahrungen hierzu variieren aber selbst an baugleichen Filterdämmen stark (U.S. EPA 2011).

## 10.7.5 Betrieb von Abwasserteichen

### 10.7.5.1 Entschlammung der Teiche

Es wird empfohlen, die Schlammansammlung in Anaerob- und Fakultativteichen in regelmäßigen Zeitabständen zu prüfen, siehe Tabelle 10.11. Auch wenn die Ablaufwerte unauffällig sind, gibt dies frühzeitig Informationen über die zeitliche Entwicklung des Schlammfalls in den Teichen. Die Messung des Schlammspiegels sollte an mehreren Stellen im Teich erfolgen, um ein flächendeckendes Bild der Schlammverteilung im Teich zu erhalten. In Tabelle 10.11 ist aufgezeigt, bei welchem Schlamm Spiegel eine Schlammräumung spätestens vorzunehmen ist. Bei einer merklichen Verschlechterung der Ablaufqualität ist die Schlammräumung ggf. auch früher durchzuführen.

Tabelle 10.10: Empfehlungen zur Schlammräumung

| Teichtyp        | zeitliche Intervalle zur Prüfung des Schlammspiegels | maximal zulässige Höhe des Schlammspiegel |
|-----------------|--|---|
| Anaerobteich    | jährlich   | 1/3 der Gesamttiefe                       |
| Fakultativteich | jedes zweite Jahr                                    | 1/4 der Gesamttiefe                       |

Der Schlamm aus Teichanlagen ist aufgrund der langen Liegezeit in der Regel gut ausgefault.

Prinzipiell kann der Schlamm durch Pumpen oder manuelle/maschinelle Räumung aus dem Teich entfernt werden. Wird beim Abpumpen des Schlammes das auf dem Schlamm anliegende Wasser nicht vorab in einen benachbarten Teich gepumpt, kann es durch Verdünnung des Schlammes zu einer Vervielfachung des abzupumpenden Volumens kommen.

Bei großflächigen Teichen kann eine maschinelle Räumung durch einen Radlader vorgesehen werden. Hierfür ist eine entsprechende Rampe zur Einfahrt in das Teichbecken einzuplanen.

Entnommener Schlamm kann in Trocknungsbeeten vor Ort weiter behandelt und entwässert werden. Das Trübwasser ist in die Teiche zurückzuführen. Möglichkeiten zur externen Entsorgung des Schlammes bestehen in der Verwertung in der Landwirtschaft und beim Landschaftsbau oder in der Verbringung auf Deponien, sofern dies gemäß lokalen Regelungen zulässig ist.

### 10.7.5.2 Sonstige betriebliche Aspekte

Der Betrieb von Abwasserteichen zeichnet sich i. d. R. durch geringen Wartungsaufwand aus. Regelmäßige Arbeiten umfassen die Grundstückspflege, das Beseitigen von Schäden an Böschungen und anderen Anlagenteilen sowie die Schlammspiegelmessungen. Bei Verwendung von Pumpen oder Belüftungseinrichtungen kommt deren maschinentechnische Wartung hinzu. Weitere Hinweise siehe Arbeitsblatt DWA-A 201 (2005).

Wenn die vorgenannten Wartungsarbeiten unterbleiben, führt dies bei Abwasserteichanlagen oft erst nach einer längeren Zeitperiode zur Verschlechterung der Ablaufwerte. Vielfach ist das Personal vor Ort mit der Lösung der dann entstandenen Probleme überfordert (z. B. Reparatur der Aggregate zur mechanischen Vorbehandlung, Entschlammung und Entkrautung der Teiche, Behebung entstandener Kurzschlussströmungen, Bekämpfung von Rotalgen, Wiederherstellung der natürlichen Belüftung oder der mechanischen Belüftungssysteme, Verringerung von Geruchsemissionen aufgrund von Funktionsmängeln). Oftmals werden schlecht funktionierende Abwasserteiche dann durch technische Anlagen ersetzt, die wegen höherer Anforderungen an den Betrieb im Nachhinein wiederum Betriebsprobleme aufweisen können.

Dieses grundsätzliche Problem ist durch organisatorische Maßnahmen anzugehen. Für Länder, in denen es eine Vielzahl von Abwasserteichen gibt (z. B. Neuseeland, Namibia und Peru), kann man dazu beispielsweise auf Provinz- oder Landesebene den Betrieb von Teichanlagen gebündelt betreiben (Betreiberpool, Wasser-Franchise, "Pond-Doctors"). Zu Informationen über unterschiedliche Betreibermodelle für Kläranlagen siehe 14.5.

### 10.7.6 Verdunstung bei besonders hohen Temperaturen

In sehr heißem und trockenem Klima kann die Verdunstung von Wasseroberflächen Werte bis zu 8 mm/d erreichen. Die Verdunstung variiert jedoch in Abhängigkeit der lokalen Begebenheiten (Windeinfluss, Höhe, mittlere Luftfeuchtigkeit etc.) stark. In betroffenen Gebieten sind lokale/regionale Erfahrungen und Verdunstungsdaten im Hinblick auf verringerte Abflüsse aus den Teichen zu beachten.

## 10.8 Kostenverursachende Größen

Die verfahrensspezifischen Bau- und Betriebskosten von Abwasserteichen werden im Wesentlichen durch folgende Parameter beeinflusst:

- Flächenbedarf,
- großflächiger Aushub und Bau der Böschung (ggf. muss geeignetes Bodenmaterial beschafft werden),
- Dichtung der Sohle und Böschung (künstlich oder natürlich),
- Rechenanlage,
- Verrohrung zwischen den Teichen,
- konstruktive Vorrichtung zur Abfuhr des Schlammes (z. B. Rampe),
- Bypass.

Zusätzlich sind bei belüfteten Teichen relevant:

- Belüftungstechnik und deren Steuerungs- und Versorgungstechnik,
- Energiebedarf und Instandhaltung.

Eine Verteilung der Kosten ist in Bild 10.12 exemplarisch für eine Teichanlage bis 30.000 E dargestellt.

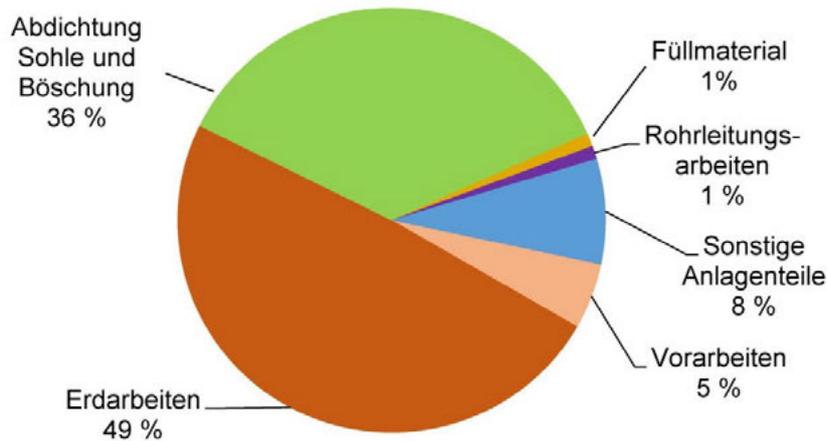


Bild 10.12: Kostenverursachende Größen bei Abwasserteichen; Fakultativteiche für Anlagen bis 30.000 E (modifiziert nach GOMEZ & LARA-BORRERO 2012)

Bei belüfteten Teichen beträgt der Anteil der Maschinen- und Elektrotechnik an den Gesamtkosten etwa 10 %.

Die lokale Wertschöpfung ist bei Abwasserteichen deutlich höher als bei anderen Verfahren, weil die Bauarbeiten (vorwiegend Erdarbeiten) zumeist durch örtliche Kräfte erledigt werden können und nur wenig Maschinenteknik beschafft werden muss (geringer Importanteil). Die spezifischen Baukosten fallen entsprechend gering aus. Für einfache Anlagen ohne aufwendige technische Ausrüstung (Belüftung, Gasbehandlung und Verwertung) ist in Bild 10.13 die überschlägige Kostenentwicklung in Abhängigkeit von der Teichgröße dargestellt. Die Angaben basieren auf internationalen Erfahrungswerten und Literaturrecherchen mit Schwerpunkt auf ESTL.

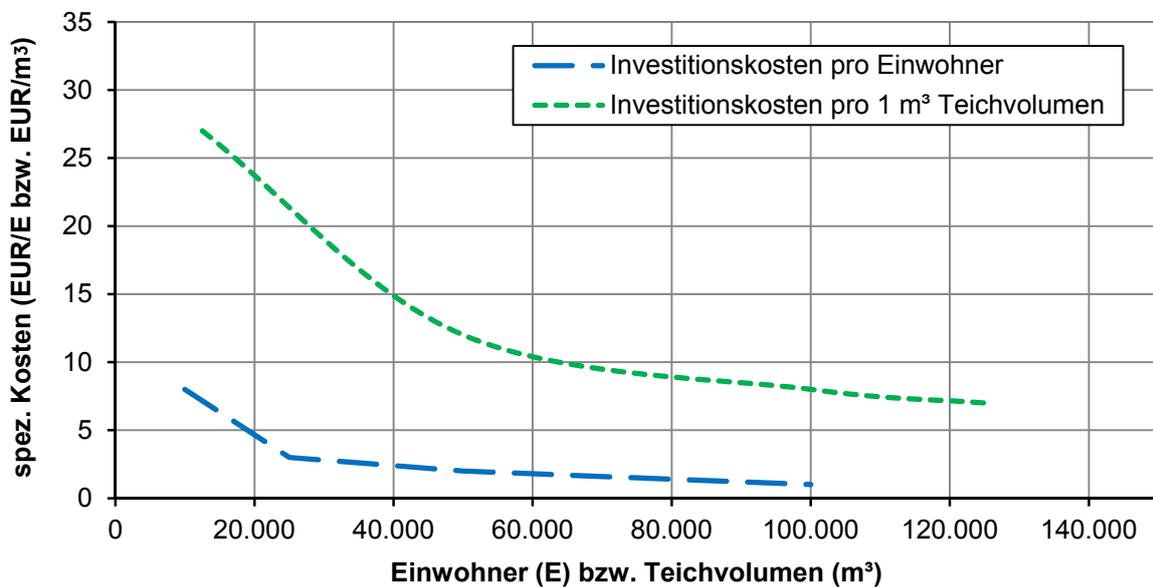


Bild 10.13: Spezifische Investitionskosten pro Einwohner (nach RUDOLPH & HARBACH 2010)

## 10.9 Hinweise zu symbiotischen Algen-Bakterien-Teichen als Weiterentwicklung der konventionellen Teichsysteme

### 10.9.1 Verfahrenskonzeption

Neuartige symbiotische Algen-Bakterien-Teiche (SAB-Teiche) können eine Weiterentwicklung gegenüber den konventionellen Teichverfahren darstellen. Unter kontrollierten Bedingungen wurden hohe Eliminationsraten für Kohlenstoff, Stickstoff (bis zu  $10 \text{ g N}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$ ) und Phosphor (bis zu  $0,9 \text{ g P}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$ ) erzielt.

In der „symbiotischen Algen-Bakterien-Biomasse“ produzieren Algen den für die auto- und heterotrophen Bakterien notwendigen Sauerstoff. Eine technische Belüftung könnte somit vermieden werden. Es ist lediglich eine sanfte Umwälzung erforderlich. Das Verfahrensprinzip basiert darauf, dass sich unter geeigneten Betriebsbedingungen gut sedimentierbare Aggregate (Flocken) bilden, in denen Abwasserbakterien und Algen durch Biosorption symbiotisch verbunden sind. Idealerweise ist die gesamte Algenbiomasse in die Aggregate inkorporiert und lässt sich mittels Sedimentation vom gereinigten Abwasser abtrennen. Neben der Produktion von Sauerstoff durch Photosynthese stellt die Algenkomponente für heterotrophe Umsetzungsprozesse auch eine vermehrte (autotrophe) Aufnahme von Stickstoff und Phosphor in die Biomasse sicher. Das von den autotrophen Algen benötigte Kohlendioxid entsteht als Endprodukt der aeroben heterotrophen Oxidation des organischen Kohlenstoffs (siehe Bild 10.14). Auf diese Weise werden die symbiotischen Wechselwirkungen zwischen Algen und Bakterien hinsichtlich des Gasaustauschs gezielt für die Abwasserreinigung genutzt.

Eine Systemskizze für eine SAB-Anlage ist in Bild 10.15 dargestellt (GUTZEIT 2006, NEIS 2002).

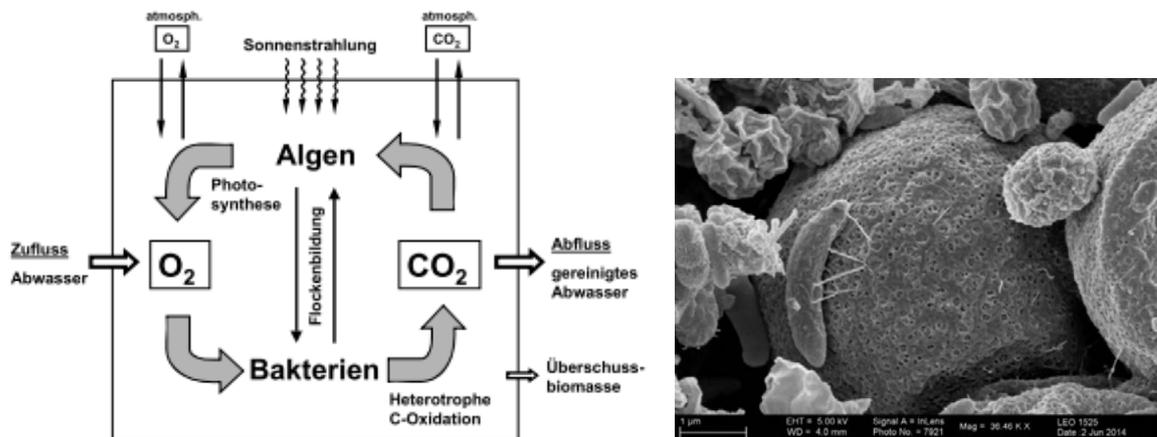


Bild 10.14: Symbiotische Wechselwirkungen zwischen Algen und Bakterienbiomasse (GUTZEIT 2006)

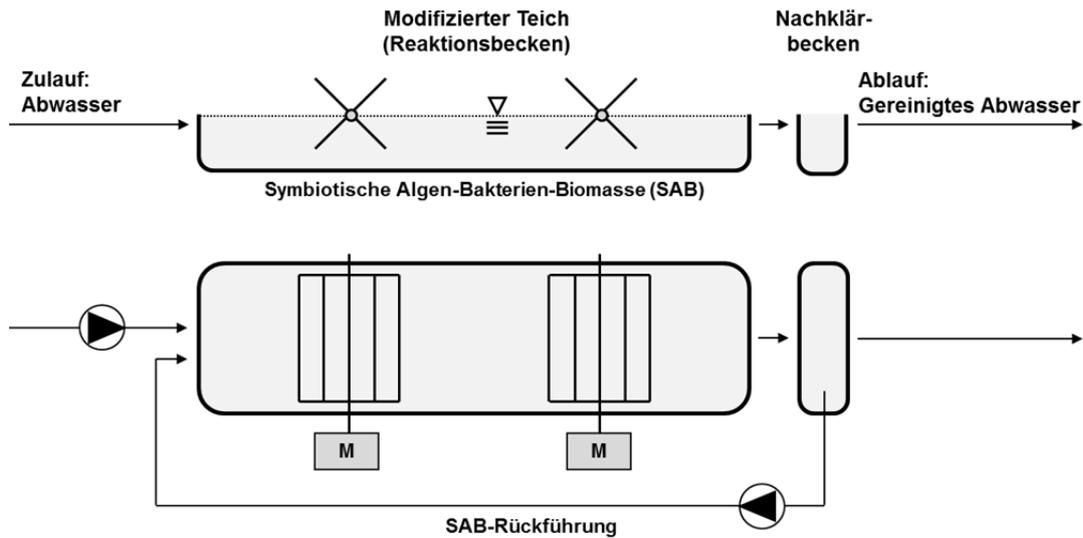


Bild 10.15: Schematische Darstellung des Betriebs vom SAB-Verfahren (GUTZEIT 2006)

Die wichtigsten Prozessziele von SAB-Teichen sind:

- Ausbildung stabiler Aggregate, welche die gesamte Algen- und Bakterienbiomasse einbinden und die mittels Sedimentation einfach vom gereinigten Abwasser abgetrennt werden können,
- Verringerung des notwendigen Flächenbedarfs (gegenüber konventionellen Abwasserteichen) durch Steigerung der flächenspezifischen Umsatzleistung,
- weitergehender Abbau des organischen Kohlenstoffs und erhöhte Entfernung von Stickstoff und Phosphor (durch Inkorporation in die Algenzellen).

Für die Algenphotosynthese als maßgebendem Prozess ist die Sonneneinstrahlung die wichtigste klimatische Einflussgröße. Primär kann das Verfahren in Regionen mit hohen bis mäßigen Bestrahlungsstärken ( $150 \text{ W/m}^2$  bis  $300 \text{ W/m}^2$ ) Anwendung finden. Das entspricht den sonnenreichen Regionen zwischen  $40^\circ$  nördlicher und südlicher Breite.

## 10.9.2 Praktische Empfehlungen für Auslegung und Betrieb des SAB-Verfahrens

Folgende Anlagenkomponenten sind in ein System mit symbiotischer Algen-Bakterien-Biomasse zu implementieren (vgl. Bild 10.15):

1. Vorbehandlungsstufe ( $C_{\text{CSB,gel}} \leq 300 \text{ mg/l}$ ,  $C_{\text{N}} = 30 \text{ mg/l}$  bis  $40 \text{ mg/l}$ ,  $C_{\text{P}} = 5 \text{ mg/l}$  bis  $6 \text{ mg/l}$ ),
2. Reaktionsbecken (biologische Stufe) mit Vorrichtung zur Durchmischung (sanfte Umwälzung),
3. Sedimentationsbecken mit Schlammrückführung und -abtrennung (Dimensionierung analog Belebungsanlagen).

Bei der Dimensionierung und hydraulischen Ausgestaltung der Becken ist darauf zu achten, dass eine sanfte, homogene, dreidimensionale Durchmischung realisiert werden kann. Ideal ist ein korzenzieherförmiges Durchströmungsprofil (gleichzeitige horizontale und vertikale Durchmischung). Die Vorrichtung zur Durchmischung stellt somit die zentrale technische Komponente im System dar. Eine gute Umwälzung der Algen-Bakterien-Biomasse ist aus folgenden Gründen erforderlich (siehe BOROWITZKA 1998):

- Verhinderung der Sedimentation der Biomasse und Förderung der Aggregatbildung,
- Gewährleistung eines regelmäßigen Wechsels zwischen belichteten und unbelichteten Bereichen (Minimierung der Photoinhibierung),

- Verbesserung des Stofftransports durch Konvektion,
- Schaffung homogener Belastungs- und Milieubedingungen.

Bei hohen Wassertiefen ist eine optimale Durchmischung wichtig, da die Lichtextinktion mit der Höhe zunimmt (Lambert-Beer'sches Gesetz). Bei der Auswahl einer Durchmischungseinheit ist darauf zu achten, dass möglichst wenig atmosphärischer Sauerstoff über turbulente Wasseroberflächen ins System gelangt. Steht externer Sauerstoff zur Verfügung, kommt es einseitig zur Stimulation des aeroben Bakterienstoffwechsels. Durch dessen höhere Wachstumsraten wird die Algenpopulation zurückgedrängt.

Für den erfolgreichen Betrieb eines SAB-Teiches müssen zunächst im SBR-Modus stabile SAB-Aggregate ausgebildet werden. Durch Abtrennung nicht sedimentierbarer Bestandteile im Überstandswasser des Sedimentationsbeckens entstehen Wachstumsvorteile für die sedimentierbaren Aggregate. Ein zyklischer Wechsel zwischen Abwasserzufuhr, Abbauphase und Klarwasserabzug von 2 d bis 7 d wird angeraten. Als Startwert für den SBR-Betrieb wird ein Trockenmasseverhältnis Algen:Bakterien von mindestens 2:1 empfohlen, damit Gleichgewichtsbedingungen beim Gasaustausch eingestellt werden (vgl. RIER & STEVENSON 2002). Als Maß für die Ausbildung von stabilen Flocken gilt ein konstant niedriger TS-Gehalt im Ablauf (also konstant gute Absetzeigenschaften), der an die standortspezifischen Ablaufgrenzwerte angepasst ist. Der Prozess bis zur Etablierung stabiler Flocken kann mehrere Wochen in Anspruch nehmen. Danach kann der kontinuierliche Betrieb aufgenommen werden.

Für Planung und Betrieb von SAB-Systemen, mit dem Ziel, einerseits eine hinreichende Aggregatbildung aus Algen und Bakterien und andererseits eine gute Reinigungsleistung zu erzielen, werden für Standorte in warm-gemäßigtem Klima folgende Kennwerte empfohlen:

- hydraulische Verweilzeit: 2 d bis 3 d,
- CSB-Flächenbelastung: 70 g CSB/(m<sup>2</sup>·d) bis 100 g CSB/(m<sup>2</sup>·d),
- Schlammbelastung: 0,055 kg BSB<sub>5</sub>/(kg TS·d) bis 0,10 kg BSB<sub>5</sub>/(kg TS·d),
- Feststoffgehalt (Biomasse): 0,5 g/l bis 1,5 g/l,
- Schlammalter: 15 d bis 25 d,
- Beckentiefe: 0,4 m bis 0,6 m, bei optimierter Durchmischung bis zu 1 m.

Für weitere Hinweise wird auf KLINGSPOR & NEIS (2016) verwiesen.

# 11 Anaerobe Schlammstabilisierung

## 11.1 Einleitung und Anwendungsbereich

Klärschlamm fällt als Reststoff bei der mechanisch-biologischen Abwasserreinigung an und bedarf einer sachgerechten und an die Umgebungsbedingungen angepassten Behandlung, um einer weitestgehenden Verwertung oder Entsorgung zugänglich gemacht zu werden. Bei der Entwicklung eines angepassten Klärschlammkonzepts muss daher die Klärschlammbehandlung immer im Zusammenhang mit der Abwasserreinigung und dem nachfolgenden Verbleib des Klärschlammes betrachtet werden. Die konventionellen Pfade der Klärschlammbehandlung, wie sie sich in Deutschland etabliert haben, sind in Bild 11.1 zusammenfassend dargestellt. Diese Möglichkeiten zur Behandlung und Verwertung lassen sich prinzipiell auch auf andere Regionen übertragen, müssen aber jeweils an lokale Gegebenheiten angepasst werden. Maßgebliche Kriterien sind dabei:

- klimatische und geographische Voraussetzungen,
- Stand des Know-hows und der technischen Fähigkeiten des Betriebspersonals,
- soziokulturelle Aspekte einschließlich der Akzeptanz für einzelne Behandlungs- und Verwertungswege sowie
- rechtliche und wirtschaftliche Voraussetzungen.

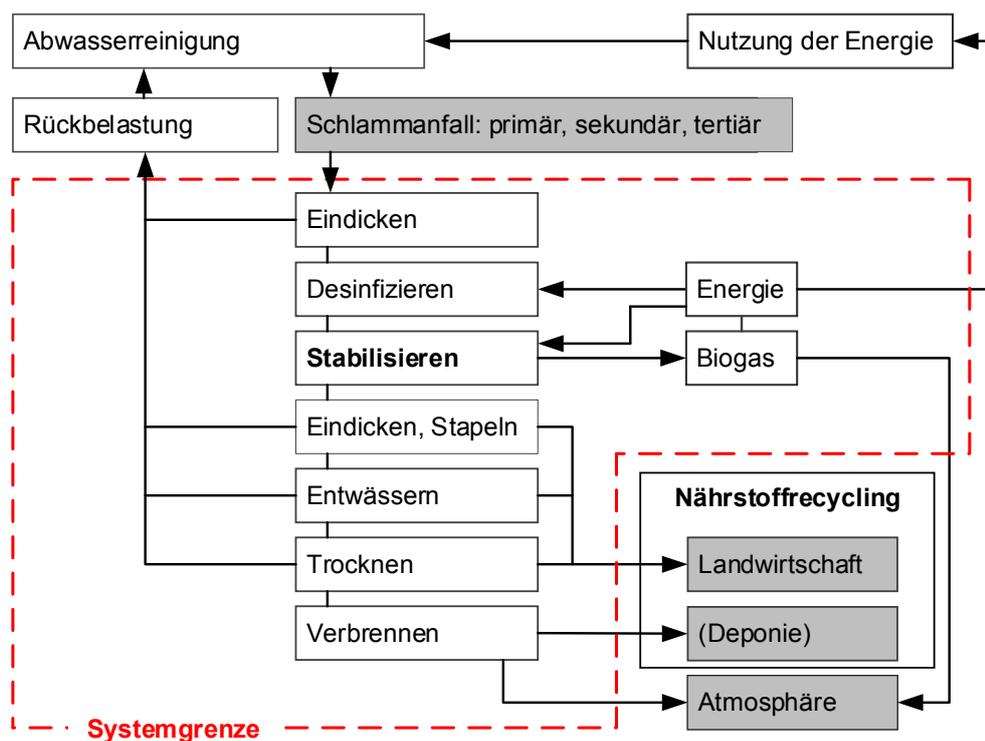


Bild 11.1: Grundoperationen der anaeroben Klärschlammstabilisierung (Mieske 2017, nach GUJER 2007)

Die Deponierung von Klärschlämmen ist in einigen Ländern, wie z. B. Deutschland, verboten, in Entwicklungs- und Schwellenländern hingegen ein üblicher Entsorgungsweg. Durch den Einsatz von geordneten Deponien mit entsprechender Ausrüstung ist diese Entsorgungsoption gegenüber wilden Deponien eine deutliche Verbesserung. Nach Möglichkeit sind Monodeponien anzulegen, auch Klärschlammteiche stellen eine Option dar. Auf europäischer Ebene regelt die Deponierichtlinie 1999/31/EG die Anforderungen und Restriktionen für die Deponierung biogener Abfälle.

Zur Stabilisierung von Klärschlamm eignet sich eine Reihe von Behandlungsverfahren. Weltweit haben sich für die Schlammstabilisierung vielfältige Verfahrenstechniken zur biologischen und chemischen Schlammstabilisierung sowie zur natürlichen Entwässerung etabliert (BAUERFELD 2012):

■ Biologische Klärschlammstabilisierungsverfahren:

- anaerobe Schlammstabilisierung,
- aerobe Schlammstabilisierung (getrennt oder simultan in der Belebung),
- Kompostierung.

■ Chemische Klärschlammstabilisierungsverfahren:

- Kalkbehandlung (Branntkalk, Löschkalk).

Die Kalkbehandlung ist ein weltweit praktiziertes Behandlungsverfahren; der dadurch beabsichtigte Stabilisierungseffekt durch pH-Wert-Anhebung ist allerdings nur temporär. Sinkt der pH-Wert durch äußere Einflüsse wieder, treten ungewollte Abbauprozesse auf. Für Untersuchungen im Hinblick auf den Einsatz der oben genannten Behandlungsverfahren unter verschiedenen klimatischen Randbedingungen wird auf BAUERFELD et al. (2009) sowie, insbesondere zum Einfluss der Faultemperatur auf den anaeroben Abbau, auf BAUERFELD (2012) verwiesen.

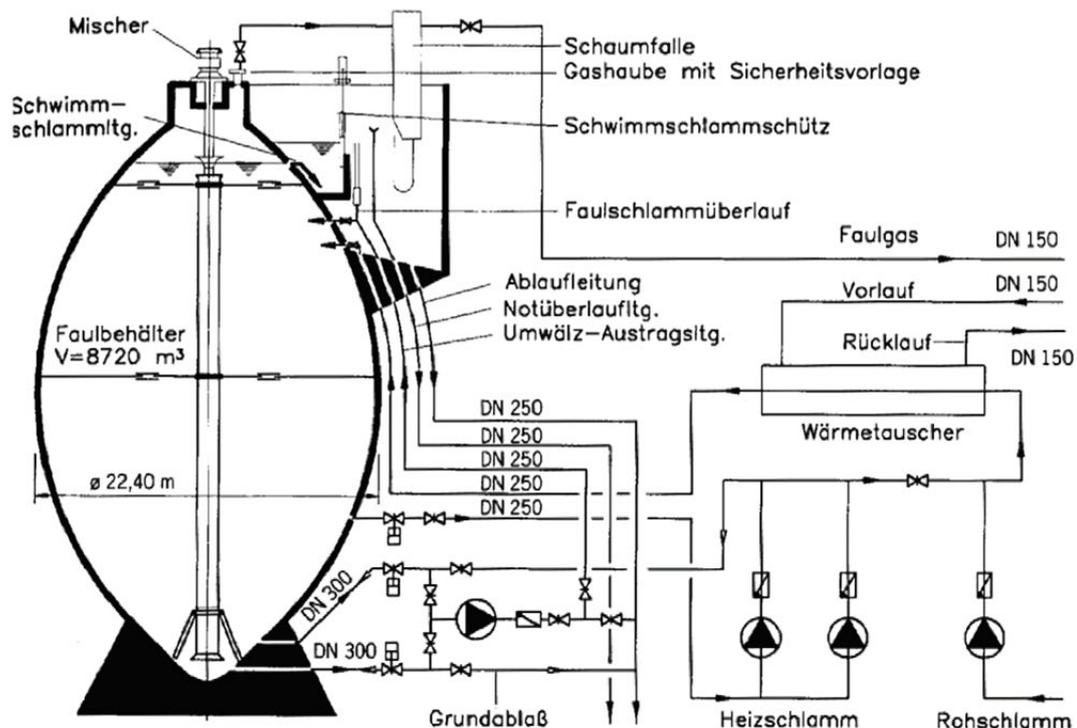


Bild 11.2: Schema eines eiförmigen Faulbehälters (KLAUWER 1996)

Schwerpunkt des vorliegenden Abschnitts bildet die Schlammfäulung zur Stabilisierung (anaerobe Abbau organischer Schlamminhaltstoffe gem. DIN EN 1085 (2007)). Das Schema eines typischen Faulbehälters zur anaeroben Schlammstabilisierung ist in Bild 11.2 dargestellt. Bei der anaeroben Schlammstabilisierung handelt es sich in Bezug auf den Behandlungserfolg und die Wirtschaftlichkeit um ein etabliertes Verfahren. Gleichzeitig existieren für diese Verfahrenstechnik allerdings kaum (detaillierte) Empfehlungen zur Bemessung und zum Betrieb unter verschiedenen klimatischen Randbedingungen.

Die Schlammfäulung sollte in ein verwertungsorientiertes Klärschlammmanagement (z. B. Wertstoffrückführung) eingebunden werden. Für eine Klärschlammverwertung müssen entsprechend des jeweiligen Entsorgungsweges die Konzentrationen an Schadstoffen und pathogenen Mikroorganismen im behandelten Klärschlamm auf einem vertretbar niedrigen Niveau sein. Hinweise zu verschiedenen

Verwertungs- und Entsorgungswegen werden in Abschnitt 12 behandelt. Das Verwertungs- bzw. Entsorgungskonzept hat einen maßgeblichen Einfluss auf das angestrebte Stabilisierungsziel (Grad der Stabilisierung) und ist entsprechend bei der Planung gesamtheitlich zu berücksichtigen.

Im Folgenden werden auch Auslegungshinweise für die anaerobe Schlammstabilisierung bei niedrigen Temperaturen und von Faulbehältern ohne Wärmedämmung gegeben.

Des Weiteren werden Hinweise zur Schlammmentwässerung gegeben. Die Klärschlammmentwässerung ist in der Regel ein notwendiger Verfahrensschritt nach der anaeroben Stabilisierung und unerlässlich vor einer weitergehenden Verwertung oder Entsorgung. Darüber hinaus stellt sie die Voraussetzung für die im folgenden Abschnitt behandelte „Solare Klärschlamm-trocknung“ dar. Die bei der Entwässerung anfallende Menge an Schlammwasser weist hohe Konzentrationen an Nährstoffen auf und muss wiederum als Rückbelastung in der Dimensionierung der biologischen Abwasserbehandlung berücksichtigt werden.

## 11.2 Verfahrensspezifische Formelzeichen

Die für die Bemessung der Schlammbehandlung erforderlichen verfahrensspezifischen Kurzzeichen sind nachfolgend aufgeführt. Allgemeine Kurzzeichen und Abkürzungen sind in Abschnitt 2 zusammengestellt.

| Kurzzeichen           | Einheit                | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch                                |
|-----------------------|------------------------|---|-----------------------|--|
| $A_{\text{Oberfl}}$   | $\text{m}^2$           | Faulbehälteroberfläche                                    | $A_{\text{surface}}$  | digester surface                                     |
| $B_{\text{oTR,Co,d}}$ | t/d                    | tägliche oTR-Fracht aus Co-Substraten                     | $B_{\text{VS,co,d}}$  | daily load of volatile solids of the co-substrates   |
| $B_{\text{oTR,PS,d}}$ | t/d                    | tägliche oTR-Fracht aus Primärschlamm                     | $B_{\text{VS,PS,d}}$  | daily load of volatile solids of the primary sludge  |
| $B_{\text{oTR,ÜS,d}}$ | t/d                    | tägliche oTR-Fracht aus Überschussschlamm                 | $B_{\text{VS,ES,d}}$  | daily load of volatile solids of the excess sludge   |
| $E_{\text{RS-Erw}}$   | kWh/d                  | Energiemenge zur Rohschlamm-aufheizung                    | $E_{\text{RS-heat}}$  | demand for energy to heat up the raw sludge          |
| $E_{\text{Transm}}$   | kWh/d                  | Energiemenge der Transmissionswärmeverluste               | $E_{\text{transm}}$   | demand for thermal energy due to transmission losses |
| $GV$                  | %                      | Glühverlust   | $LOI$                 | loss on ignition                                     |
| $HAc_{\text{äq}}$     | mg/l                   | Essigsäureäquivalent                                      | $HAc_{\text{equiv}}$  | acetic acid equivalent                               |
| $oTR$                 | g/kg                   | organischer Trockenrückstand                              | $VS$                  | volatile solids                                      |
| $Q_{\text{FG,d}}$     | $\text{Nm}^3/\text{d}$ | tägliche produzierte Faulgasmenge                         | $Q_{\text{biogas,d}}$ | daily amount of produced biogas                      |
| $Q_{\text{Co,d}}$     | $\text{m}^3/\text{d}$  | täglicher Volumenstrom aus Fremdschlämmen und Co-Substrat | $Q_{\text{Co,d}}$     | daily flow of external sludge and co-substrate       |

| Kurzzeichen            | Einheit                               | Bezeichnung  | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch  |
|------------------------|---------------------------------------|--|-----------------------|--|
| $Q_{PS,d}$             | $m^3/d$                               | täglicher Volumenstrom des Primärschlammes                                   | $Q_{PS,d}$            | daily flow of primary sludge   |
| $Q_{RS,d,Bem}$         | $m^3/d$                               | täglicher Bemessungsschlammanfall  | $RSP$                 | rated sludge production  |
| $Q_{RS,d}$             | $m^3/d$                               | täglicher Rohschlammanfall   | $Q_{RS,d}$            | daily production of raw sludge   |
| $Q_{ÜS,d}$             | $m^3/d$                               | täglicher Volumenstrom des Überschussschlammes                               | $Q_{ES,d}$            | daily production of excess sludge                                      |
| $SF_{GK}$              | -                                     | Sicherheitsfaktor für Größenklassen kleiner GK 5                             | $FS_{SC}$             | safety factor regarding WWTP size class                                |
| $\Delta T$             | $^{\circ}C$                           | Temperaturdifferenz  | $\Delta T$            | difference in temperature  |
| $T_W$                  | $^{\circ}C$                           | Abwassertemperatur   | $T_w$                 | wastewater temperature   |
| $T_{Faul}$             | $^{\circ}C$                           | Faultemperatur   | $T_{dig}$             | digestion temperature  |
| $t_{FB}$               | d                                     | Faulzeit im Faulbehälter   | $HRT_{dig}$           | hydraulic retention time   |
| $T_L$                  | $^{\circ}C$                           | Lufttemperatur   | $T_{air}$             | air temperature  |
| $t_{TM,FB,Bem}$        | d                                     | Bemessungsschlammalter für den Faulbehälter                                  | $HRT_{dig,design}$    | design sludge age of the digester                                      |
| $TR$                   | g/kg                                  | Trockenrückstand   | $TS$                  | total solids   |
| $t_{VK}$               | h                                     | Aufenthaltszeit des Abwassers in der Vorklärung                              | $R_{PST}$             | primary settling tank residence time                                   |
| $\dot{U}S_C$           | kg TS/d                               | Überschussschlammproduktion aus C-Elimination                                | $ES_C$                | excess sludge production of carbon elimination                         |
| $\dot{U}S_{extC}$      | kg TS/d                               | Überschussschlammproduktion aus C-Elimination mit externer Kohlenstoffquelle | $ES_{extC}$           | excess sludge production from elimination of an external carbon source |
| $\dot{U}S_{P,Bio-P}$   | kg TS/d                               | Überschussschlammproduktion aus biologischer P-Elimination                   | $ES_{P,bio-P}$        | excess sludge production of biological phosphorus removal              |
| $\dot{U}S_{P,Fäll,Fe}$ | kg TS/d                               | Überschussschlammproduktion aus Phosphorelimination mittels Eisen            | $ES_{C,precip,Fe}$    | excess sludge production of phosphorus removal by ferric precipitating |
| $V_{FB}$               | $m^3$                                 | Faulbehältervolumen  | $V_{dig}$             | digester volume  |
| $y_{FG}$               | $\frac{m^3}{kg}$<br>$oTR_{zugeführt}$ | Faulgasausbeute  | $y_{biogas}$          | biogas yield   |
| $y_{FG,Co}$            | $\frac{m^3}{t}$<br>$oTR_{zugeführt}$  | Faulgasausbeute aus Co-Substrat  | $y_{biogas,Co}$       | biogas yield from co-substrate   |

| Kurzzeichen         | Einheit  | Bezeichnung                           | Kurzzeichen, englisch  | Bezeichnung, englisch                   |
|---------------------|--|---------------------------------------|------------------------|---|
| $y_{FG,PS}$         | $\text{m}^3/\text{t}$<br>$\text{oTR}_{\text{zugeführt}}$ | Faulgasausbeute aus Primärschlamm     | $y_{\text{biogas,PS}}$ | biogas yield from primary sludge        |
| $y_{FG,ÜS}$         | $\text{m}^3/\text{t}$<br>$\text{oTR}_{\text{zugeführt}}$ | Faulgasausbeute aus Überschussschlamm | $y_{\text{biogas,ES}}$ | biogas yield from surplus sludge        |
| $\eta_{\text{oTR}}$ | %  | Abbaugrad der Organik                 | $\eta_{\text{VS}}$     | efficiency of volatile solids reduction |
| $\eta_{\text{abb}}$ | %  | technischer Abbaugrad                 | $\eta_{\text{deg}}$    | technical efficiency rate               |

## 11.3 Erweiterung gegenüber der üblichen Bemessung in Deutschland

### 11.3.1 Bemessungsregeln für die anaerobe Schlammstabilisierung

Der in Deutschland gültige Stand der Bemessung und des Betriebs der anaeroben Klärschlammstabilisierung kann dem Merkblatt DWA-M 368 „Biologische Stabilisierung von Klärschlämmen“ (2014) und im weiteren Sinne den Merkblättern DWA-M 363 „Herkunft, Aufbereitung und Verwertung von Biogasen“ (2010) sowie DWA-M 376 „Sicherheitsregeln für Biogasbehälter mit Membrandichtung“ (2006) entnommen werden. In der internationalen Praxis spielen vor allem die in METCALF & EDDY (2013) zusammengefassten Bemessungs- und Betriebsparameter eine entscheidende Rolle für die Auslegung der Schlammstabilisierung.

### 11.3.2 Anaerobe Schlammstabilisierung bei niedrigen und hohen Temperaturen

Die Klärschlammfäulung wird über den Schlammanfall und die Faulzeit (Synonyme: hydraulische Aufenthaltszeit, Schlammalter) bemessen. Die Faulzeit im Faulbehälter ist abhängig von der Faultemperatur und dem angestrebten Stabilisierungsziel (siehe Bemessungshinweise in 11.4). In Tabelle 11.1 sind die im Merkblatt DWA-M 368 aufgeführten Temperaturbereiche und resultierenden Faulzeiten zusammengefasst.

**Tabelle 11.1: Temperaturbereiche und Faulzeiten für die Klärschlammfäulung**

(nach IMHOFF 2007<sup>a)</sup> und DWA-M 368<sup>b)</sup>)

| Temperaturmilieu |                | Übliche Bereiche für die Rohschlammfäulung |                              |
|------------------|----------------|--|------------------------------|
|                  |                | Faultemperatur                             | Faulzeit ( $t_{\text{FB}}$ ) |
| psychrophil      | bis ca. 25 °C  | Unbeheizt                                  | bis zu 150 d <sup>a)</sup>   |
| mesophil         | ca. 25 – 45 °C | 35 – 37 °C                                 | 16 – 25 d <sup>b)</sup>      |
| thermophil       | ca. 45 – 60 °C | 50 – 55 °C                                 | 12 – 15 d <sup>b)</sup>      |

Für ein hohes Stabilisierungsergebnis haben sich Faultemperaturen im mesophilen Bereich (ca. 37 °C) und im thermophilen Bereich (ca. 50 °C bis 55 °C) bewährt (FAIR & MOORE 1937). Bei diesen Betriebstemperaturen sind hohe Stoffwechselraten der jeweils adaptierten Biozönose zu erwarten. Eine Abweichung von diesen Temperaturoptima ist jedoch nicht so gravierend, wie lange Zeit angenommen wurde. Auch eine im niedrig mesophilen Temperaturbereich (z. B. 25 °C bis 30 °C) betriebene Fäulung kann von der Faulzeit abhängige hohe Stabilisierungsergebnisse erzielen. Bei sehr niedri-

gen Faultemperaturen (< 20 °C) kann die zur Erreichung eines entsprechenden Stabilisierungsergebnisses erforderliche Faulzeit übermäßig ansteigen, sodass die notwendigen Faulraumvolumina unwirtschaftliche Dimensionen annehmen.

Eine Anpassung der Faultemperaturen an den jahreszeitlich schwankenden Wärmebedarf der Gesamtanlage kann sich trotz geringerer Faulgasproduktion als sinnvoll erweisen, wenn dadurch externe Energiequellen zur Heizungsunterstützung eingespart werden (z. B. beim Winterbetrieb). Unter ökonomischen Gesichtspunkten lassen sich je nach Rahmenbedingungen Faulbehälter bereits ab einer Betriebstemperatur von 25 °C, also im niedrigen mesophilen Bereich, erfolgreich betreiben. Durch Verzicht auf eine maximale Faulgasausbeute unter Sicherstellung einer Mindestreduktion der Organik kann im Einzelfall, gerade unter anderen klimatischen und länderspezifischen Vorgaben (z. B. andere Gesetzgebung in der Klärschlamm Entsorgung), ein sehr energieeffizienter Betrieb erfolgen.

### 11.3.3 Angepasste Faultemperaturen

Auf Kläranlagen mit einer beheizten Faulstufe wird der Großteil des thermischen Energiebedarfs (in Deutschland ca. 90 %) für den Faulprozess selbst benötigt. Der überwiegende Anteil dieses Wärmebedarfs entfällt auf die Rohschlammaufheizung. Die restliche Wärme wird zum Ausgleich der Transmissionswärmeverluste benötigt (DICTL et al. 1997).

Bei einer konventionell betriebenen, mesophilen Faulstufe (35 °C bis 40 °C) kann unter Umständen der thermische Energiebedarf nicht vollständig durch die aus der Faulgasverwertung erzeugte Wärmeenergie gedeckt werden, sodass externe Energiequellen, wie z. B. Heizöl oder Erdgas, zusätzlich eingesetzt werden müssen. Dies kann vor allem in kalten Klimazonen bzw. in Winterperioden der gemäßigten Klimazonen erforderlich werden. Da eine hinreichende Stabilisierung bei ausreichender Faulzeit  $t_{FB}$  schon bei niedrigeren Faultemperaturen erzielt werden kann, ist eine an den Wärmehaushalt angepasste Faulbehälterheizung zu empfehlen. Dabei wird im Winterbetrieb die Faultemperatur dem Wärmeangebot angepasst. Großtechnisch sind bei Faultemperaturen von ca. 30 °C akzeptable bis gleichbleibende Stabilisierungsergebnisse zu erwarten. Auch bei Faultemperaturen unter 30 °C (niedrig-mesophiler oder psychrophiler Temperaturbereich) findet eine Stabilisierung des Rohschlammes statt. Ob sich jedoch unter ökonomischen Gesichtspunkten ein hinreichender Betrieb solcher Faulungsanlagen einstellt, ist im Einzelfall zu prüfen (siehe 11.3.4 zu Faulbehältern ohne Wärmedämmung). Der in den warmen Sommermonaten entstehende Wärmeüberschuss kann hingegen zur Erhöhung der Faultemperatur (z. B. auf 40 °C) genutzt werden, vorausgesetzt die Faulbehälter sind statisch entsprechend bemessen. Ggf. stellt sich dabei eine Steigerung der Faulgasproduktion und des Abbaugrades der Organik ein.

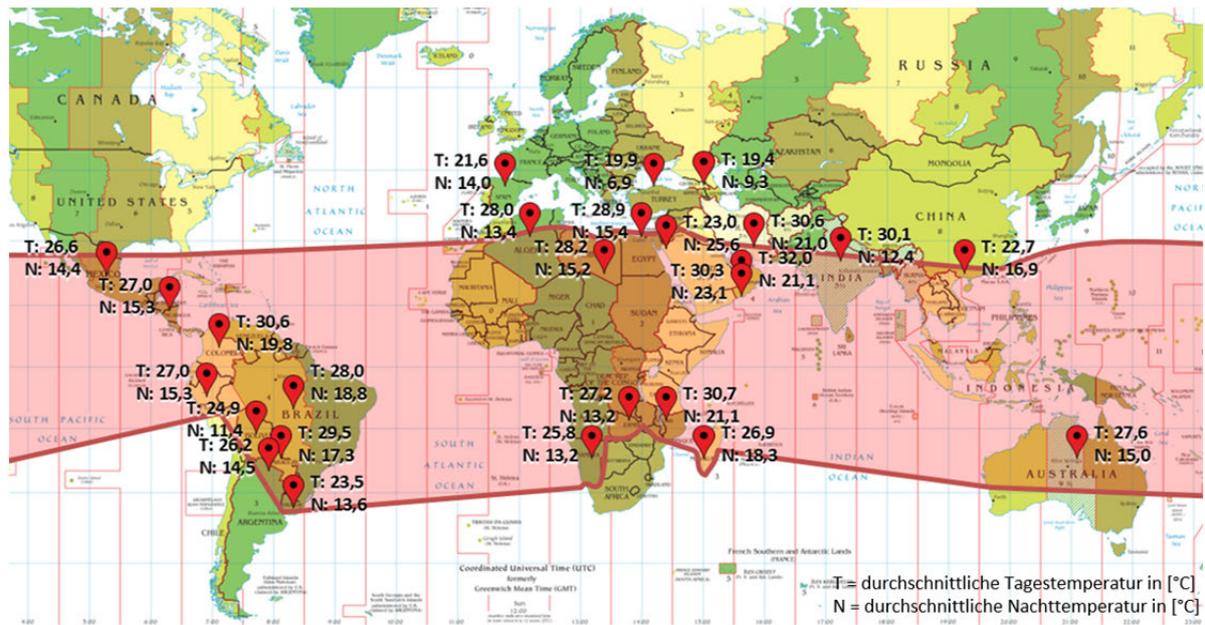
### 11.3.4 Faulbehälter ohne Wärmedämmung

Um die Investitionskosten möglichst gering zu halten, kann in Regionen mit konstant hohen Temperaturen (Abwasser- und Lufttemperatur) ggf. auf die Wärmedämmung der Faulbehälter verzichtet werden.

In Bild 11.3 zeigt das rote Band diejenigen Regionen der Erde, in denen der Bau von Faulbehältern ohne Wärmedämmung und wahlweise ohne zusätzliche Heizung möglich ist.

Dabei wird davon ausgegangen, dass Faulbehälter ohne Wärmedämmung bei weitgehend konstanten Abwassertemperaturen im Bereich von

$$T_w \geq 20 \text{ °C} \tag{11.1}$$



**Bild 11.3:** Ausschnitt einer Weltkarte mit potenziellen Standorten für Faulbehälter ohne Wärmedämmung (MIESKE 2017; modifizierte Karte: Weltkarte.com 2016)

in Betracht gezogen werden können. Zudem muss die mittlere Lufttemperatur im Mittel des kältesten Monats ( $T_{L,dM}$ ) mehr als 20 °C betragen. Dann ist die Deckung des Wärmebedarfs für mesophile Faultemperaturen im Bereich von 30 °C bis 40 °C aus der Faulgasverwertung zu erwarten. Eine Überprüfung mithilfe von Wärmebilanzen ist jedoch immer erforderlich, da auch die Konstruktion der Faulbehälter, z. B. die Wanddicke oder die Behälterform, einen Einfluss auf das Wärmespeichervermögen hat. Für Luft- und Abwassertemperaturen < 20 °C ist bei Faulbehältern ohne Wärmedämmung ein wirtschaftlicher Betrieb nicht zu erwarten, da der Wärmebedarf nicht durch das verfügbare Wärmeangebot aus der Faulgasverwertung gedeckt werden kann und zusätzlich kostenintensive externe Energiequellen (z. B. Erdgas, Heizöl) eingesetzt werden müssen.

Bei unbeheizten Faulbehältern ist davon auszugehen, dass die Abwassertemperatur ungefähr mit der Schlamm- und der Faultemperatur identisch ist, sofern der Schlamm nicht zuvor zwischengespeichert und der Witterung (z. B. Wind, Regen, Sonneneinstrahlung) ausgesetzt wurde. Bei sinkender Faultemperatur aufgrund zunehmender Abkühlung verringert sich die Faulgasproduktion. Ggf. sind dann Aggregate zur Notbeheizung (z. B. Heizkessel) vorzusehen.

Bei Verzicht auf eine Beheizung der Faulbehälter kann das anfallende Faulgas beispielsweise anderweitig auf der Kläranlage oder auch dezentral zur Kraft-Wärme-Kopplung (KWK) oder auch zur Kraft-Wärme-Kälte-Kopplung (KWKK, z. B. Stromversorgung und Gebäudekühlung) genutzt werden.

Eine Sonderform speziell für Entwicklungsländer stellen unbeheizte Faulbehälter (mit/ohne Wärmedämmung) dar, bei denen die spätere Nachrüstung einer Faulbehälterheizung und Faulgasverwertung bau- und infrastrukturtechnisch vorgesehen wird. Damit können die Anfangsinvestitionen gering gehalten und das Personal schrittweise an die technologischen Erweiterungen herangeführt werden.

## 11.4 Bemessung

### 11.4.1 Verfahrensspezifische Eingangsgrößen und Anwendungsbereiche

Im Folgenden werden zunächst Informationen über Rohschlammanfall, Faulgasausbeute sowie Co-Substrate vermittelt. Anschließend werden der Ablauf der Bemessung vorgestellt und die wesentlichen Bemessungsschritte dargelegt.

Eine explizite Ermittlung des zu erwartenden Schlammanfalls erfolgt hier nicht, da dieser in Menge und Qualität von den vorangehenden Behandlungsstufen abhängt. Es wird auf entsprechende Ansätze bzw. Tabellen in den einzelnen Abschnitten dieses Themenbandes sowie auf Literatur der DWA verwiesen.

### Rohschlammanfall ( $Q_{RS}$ )

Der Rohschlamm, als ein Gemisch aus statisch eingedicktem Primärschlamm aus der Vorklärung und ggf. maschinell eingedicktem Überschussschlamm aus der Belebungsanlage, stellt eine wichtige Eingangsgröße zur Auslegung einer Faulstufe dar. Der Bemessungsschlammanfall  $Q_{RS,d,Bem}$  ist nach Möglichkeit anhand vorhandener Daten zum Rohschlammanfall mit dem maximalen gleitenden Mittelwert über die Dauer der geschätzten Faulzeit zu ermitteln. Der Feststoffgehalt des Rohschlammes im Zulauf zur Faulung ( $TR_{RS}$ ) sollte durch Wahl geeigneter Eindickverfahren aus wirtschaftlichen Gründen (Menge des aufzuheizenden Rohschlammes, Faulraumvolumen etc.) möglichst bei 4 % TR bis 7 % TR liegen.

Wenn keine Abwasser- und Schlammdaten verfügbar sind, müssen Annahmen beispielsweise über einwohnerspezifische Frachten getroffen bzw. aus den Planungsdaten von Vorklärung und biologischer Stufe simuliert werden. Beim Primärschlammanfall hängt die Menge des Schlammes maßgeblich von der Aufenthaltszeit in der Vorklärung  $t_{VK}$  ab (vgl. 5.4), die auch den Anfall des Überschussschlammes beeinflusst. Die Menge an Überschussschlamm ist vom eingesetzten Verfahren und von der Abwassertemperaturen in der biologischen Stufe abhängig (vgl. DWA-M 368). Es ist zu berücksichtigen, dass bei höheren Abwassertemperaturen tendenziell ein geringerer Anfall an Überschussschlamm zu erwarten ist, da sich durch die höhere Aktivität der am Reinigungsprozess beteiligten Mikroorganismen eine höhere Reduktion der organischen Trockensubstanz einstellt.

Die anfallende Rohschlammmenge kann insbesondere bei einer Mischkanalisation zeitweise stark ansteigen, wenn im Anschluss an eine lange Trockenperiode ein hoher Regenwetterabfluss entsteht und dadurch große Mengen an Sediment aus der Kanalisation zur Kläranlage transportiert werden.

Im folgenden Bemessungsablauf wird davon ausgegangen, dass der zu stabilisierende kommunale Rohschlamm über einen zum größten Teil leicht abbaubaren Organikanteil ( $GV > 65\%$ ) verfügt.

### Stabilisierungskennwerte

Wesentliche Stabilisierungskennwerte stellen der Abbaugrad der Organik und die Faulgasausbeute dar. Der Abbaugrad der organischen Substanz  $\eta_{oTR}$  sollte für ein gutes Stabilisierungsergebnis bei über 40 % liegen. Bei Abbaugraden über 40 % ist mit Faulgasausbeuten von größer 350 Nl/kg oTR auszugehen. Der erzielbare Abbaugrad  $\eta_{oTR}$  ist von den lokalen Randbedingungen abhängig, da beispielsweise bei hohen Temperaturen ein verstärkter Vorabbau von organischer Substanz in der Kanalisation und in den der Schlammbehandlung vorgelagerten Behandlungsstufen auftreten kann, mit der Folge von geringeren Abbaugraden bei der Faulung.

In Tabelle 11.2 sind weitere Kenngrößen dargestellt, anhand derer sich entscheiden lässt, ob ein Faulschlamm hinreichend stabilisiert ist oder nicht.

Organische Säuren dienen als zuverlässiger Prüfparameter, ob ein stabiler anaerober Abbau vorliegt oder ob einzelne Schritte des anaeroben Abbaus gestört sind. Bei einer einsetzenden Hemmung kann es zu einer Anreicherung von organischen Säuren und damit zur Unterbrechung des Abbauprozesses kommen. Die Konzentration der organischen Säuren erhöht sich noch bevor der Abbaugrad bzw. die Gasproduktion zurückgeht oder der pH-Wert im Faulbehälter sinkt. Der Faulprozess kann als stabil angesehen werden, wenn die Konzentrationen der vorhandenen bzw. produzierten organischen Säuren mit den Konzentrationen des Säureabbaus durch Methanbildner im Gleichgewicht steht. Als hinreichend stabilisiert lässt sich ein Faulschlamm bezeichnen, der eine Konzentration der organischen Säuren von unter 100 mg/l bis zu 300 mg/l aufweist. Bei höheren Konzentrationen muss eine Hemmung nicht zwangsläufig vorliegen. Weist ein Faulschlamm einen hohen pH-Wert von 7,0 bis 7,5 auf, liegen die organischen Säuren zu einem sehr hohen Anteil in dissoziierter Form vor, sodass eine Hemmung ausbleiben kann (KROISS & SVARDAL 2015). Erfahrungsgemäß liegen organischen Säuren bei erhöhten Konzentrationen und pH-Werten  $> 7,0$  größtenteils als leicht verfügbare Essig-

säure und nicht als Propionsäure vor. Laut KROISS (1988) kann bei einem pH-Wert von 7,4 die Konzentration an Essigsäure bis zu 4.500 mg/l betragen, ohne einen hemmenden Effekt wahrzunehmen, sodass ein gutes Stabilisierungsergebnis möglich ist (ROEDIGER et al. 1990, KROISS & SVARDAL 2015).

Tabelle 11.2: Zuordnung wichtiger Kennwerte der Schlammarten (MIESKE 2017, nach BAHRS 1997)

| Schlammkennwerte   | Einheit                 | Rohschlamm (RS), Mischung aus Primär- und Überschussschlamm | Überschussschlamm (ÜS)   | Faulschlamm (FS), schlecht ausgefault            | Faulschlamm (FS), gut ausgefault   |
|--|-------------------------|---|--|--|--|
| mit Seh- und Geruchssinn bereits erkennbar   |                         | grobe Struktur gelb bis grau, stinkt, Schlammwasser trüb    | flockige Struktur, bräunlich, erdiger Geruch, klares Schlammwasser | zwischen Rohschlamm und gut ausgefaultem Schlamm | homogen, feinkörnig schwarz, teerartiger Geruch, Schlammwasser klarer als RS |
| pH-Wert  | -                       | 5,5 – 6,5   | 6,5 – 7,5  | 6,5 – 7,0  | 7,2 – 7,5  |
| Trockenrückstand (TR)  | %                       | 3 – 7   | 0,5 – 1,0  | 2,5 – 4,0  | 2,0 – 3,5  |
| Glühverlust (GV) <sup>a)</sup>   | %                       | 60 – 75 (73)  | 68 – 77 (72)   | > 55   | 45 – 55 (58)   |
| CSB/oTR Verhältnis <sup>c,d)</sup>   | g O <sub>2</sub> /g oTR | 1,55 (1,5 – 1,8)  | 1,45 (1,4 – 1,55)  | 1,45 – > 2,0 <sup>cl)</sup>                      |  |
| organ. Säuren (HAc <sub>aq</sub> ) <sup>d)</sup>   | mg/l                    | 1.800 – 3.600   | 1.800 – 3.600  | 600 – 4.200                                      | < 300 – < 100 (Essigsäure: < 10)   |
| Säureverbrauch <sup>d)</sup>   | mmol                    | 5 – 10  | < 1 – 5  | 10 – 25  | 30 – 45  |
| Heizwert <sup>d)</sup>   | MJ/kg TR                | 14,7 – 19,8   | 14,7 – 20,9  | 14,7 – 18  | < 10 – 14,7  |
| ANMERKUNGEN  |                         |   |  |  |  |
| a) Die Werte in Klammern entsprechen dem Jahresmittel der Schlämme, berechnet als gewichtete Mittelwerte auf Basis des DWA-M 368, Tabelle 6. |                         |   |  |  |  |
| b) Wertebereich in Klammern; das mittlere CSB/oTR-Verhältnis von Primärschlamm beträgt 1,65.   |                         |   |  |  |  |
| c) Das CSB/oTR-Verhältnis gibt keine Aussage zum Stabilisierungsergebnis des Faulschlammes.  |                         |   |  |  |  |
| d) MIESKE 2017   |                         |   |  |  |  |

Das CSB/oTR-Verhältnis kann nicht direkt zur Beurteilung des Abbauerfolges herangezogen werden, da im oTR der Anteil flüchtiger organischer Säuren nicht erfasst ist, im CSB hingegen schon. Liegen, wie oben beschriebenen, erhöhte Konzentrationen an organischen Säuren vor, kann sich trotz eines guten Stabilisierungsgrads ein CSB/oTR Verhältnis von > 2,0 ergeben, wie es bei einer schlecht laufenden Faulung zu erwarten wäre.

Einfluss auf das Stabilisierungsergebnis hat neben der Faultemperatur und der Faulzeit auch die Kläranlagengröße, da bei kleineren Kläranlagen der tägliche Rohschlammanfall stärker schwankt als bei größeren Anlagen. Die mittlere Faulzeit wird dabei stärker beeinflusst, was sich auf den Abbau der organischen Inhaltsstoffe negativ auswirkt. Im nachfolgend beschriebenen Bemessungsansatz wird analog zum Merkblatt DWA-M 368 der Einfluss durch den stärker schwankenden Rohschlammanfall bei kleineren und mittelgroßen Kläranlagen über einen Sicherheitsfaktor  $SF_{GK}$  berücksichtigt.

### Faulgasanfall ( $Q_{FG}$ )

Bei der anaeroben Schlammstabilisierung entsteht mit den Abbauvorgängen durch die Methanbakterien als positiver Sekundäreffekt das energetisch nutzbare Faulgas. Neben dem Energieträger Methan ( $CH_4$ ) als Hauptbestandteil besteht Faulgas aus Kohlenstoffdioxid ( $CO_2$ ), Wasserdampf ( $H_2O$ ), Schwefelwasserstoff ( $H_2S$ ) und weiteren Spurengasen. Weitergehende Informationen zur Aufbereitung und Verwertung von Faulgasen können dem Merkblatt DWA-M 363 (2010) entnommen werden.

Die bei der Schlammfäulung produzierte Faulgasmenge und -qualität hängt von verschiedenen Faktoren ab, wie z. B.

- der Konzentration bzw. Fracht der zugeführten, abbaubaren organischen Substanzen,
- dem Einfluss hemmender oder störender Inhaltsstoffe, z. B. Schwermetallkonzentrationen,
- der prozesstechnischen Bedingungen der Schlammfäulungsanlage wie Verfahrenstyp, Faulzeit, Schlammkonzentration sowie
- den Betriebsbedingungen der Schlammfäulungsanlage (OLES et al. 2015).

Bei der Bemessung einer Faulstufe ist die Auslegung des Faulgaspfades ebenso bedeutsam wie die Betrachtung des Schlammpfades. Für die Auslegung der Anlagenteile im Faulgaspfad (Transportleitungen, Faulgasspeicher, BHKW, Sicherheitseinrichtungen etc.) ist die Kenntnis über den Faulgasanfall aus der zugeführten Organik erforderlich. Tabelle 11.3 zeigt erzielbare Faulgasausbeuten für im Substrat enthaltene Makronährstoffe (Kohlenhydrate, Proteine und Fette) sowie die zugeführten Klärschlämme (DWA-M 363 2010).

**Tabelle 11.3: Anhaltswerte für Faulgasausbeuten bezogen auf die zugeführte Fracht an Organik**

(MIESKE 2017<sup>a)</sup>, nach DWA-M 363 2010<sup>b)</sup> und DWA-M 368 2014<sup>c)</sup>)

| Substrat <sup>a)</sup> , Schlammart <sup>b)</sup> | Gasausbeute <sup>c)</sup><br>(Nm <sup>3</sup> /kg oTR <sub>zu</sub> ) | CH <sub>4</sub> -Gehalt <sup>b)</sup><br>(%) | Energieertrag             |                         |
|---|---|--|---------------------------|-------------------------|
|   |   |  | (MJ/kg oTR)               | (kWh/kg oTR)            |
| Kohlenhydrate <sup>b)</sup>                       | 0,42  | 50   | 15,1                      | 4,2                     |
| Proteine <sup>b)</sup>                            | 0,36  | 71   | 18,4                      | 5,1                     |
| Fette <sup>b)</sup>                               | 0,72  | 70   | 36,0                      | 10,0                    |
| Primärschlamm (PS)* <sup>1)</sup>                 | 0,57 <sup>c)</sup>  | 60 – 70                                      | 12,2 – 14,4 <sup>a)</sup> | 3,4 – 4,0 <sup>a)</sup> |
| Überschussschlamm (ÜS)* <sup>1)</sup>             | 0,33 <sup>c)</sup>  | 60 – 70                                      | 7,2 – 8,3 <sup>a)</sup>   | 2,0 – 2,3 <sup>a)</sup> |
| Rohschlamm (RS = PS + ÜS)* <sup>1)</sup>          | 0,44 <sup>c)</sup>  | 60 – 70                                      | 9,4 – 11,2 <sup>a)</sup>  | 2,6 – 3,1 <sup>a)</sup> |
| ANMERKUNG   |   |  |                           |                         |
| *) bei deutschen Randbedingungen                  |   |  |                           |                         |

Die Ermittlung des täglichen Gasanfalls ( $Q_{FG,d}$ ) erfolgt nach Möglichkeit über die theoretische Faulgasausbeute ( $y_{FG}$ ) der im Rohschlamm enthaltenen Organik (siehe Tabelle 11.3). Sollten keine Daten vorliegen, kann der Faulgasanfall näherungsweise über Einwohnerwerte in Abhängigkeit von der Aufenthaltszeit in der Vorklärung  $t_{VK}$  und der biologischen Behandlung im Belebungsverfahren mit bis zu 20,7 l/(E·d) abgeschätzt werden (DWA-M 363 2010).

### Fremdschlämme und Co-Vergärung

Ist eine Annahme von Fremdschlämmen und/oder eine Co-Vergärung (z. B. von Fett) geplant, so sind die zusätzlich zum Rohschlamm anfallenden Mengen auf den Bemessungsschlammfall aufzuschlagen. Der Einsatz eines oder mehrerer Co-Substrate hat folglich auch dimensionierungstechnische Auswirkungen auf die Anlagenperipherie, z. B. auf die Faulgasspeicherung, -aufbereitung und -nutzung infolge des Gasmehrertrages und die Entwässerung aufgrund der höheren Schlammvolumina.

Für die Co-Vergärung sind entsprechende Anlagen und Aggregate zur Substratannahme, Aufbereitung und Einmischung vorzusehen. Die zusätzliche Rückbelastung durch das Co-Substrat muss für die Abwasserreinigungsstufe handhabbar sein (z. B. bezüglich der Stickstofffrachten).

Prinzipiell eignen sich viele Neben- und Abfallprodukte aus der Agrarindustrie und weiteren Industriebereichen für eine Co-Vergärung mit Klärschlamm in einem Faulbehälter. Folgende Voraussetzungen sollten dabei erfüllt sein:

- hoher Anteil an organischen, leicht abbaubaren Inhaltsstoffen,
- möglichst konstante Volumen- und Masseströme,
- weitestgehend gleichbleibende Substratzusammensetzung und Homogenität,
- geringe Partikelgröße und pumpfähige Konsistenz,
- Schadstoffarmut.

Aus den betrieblichen Anforderungen leiten sich folgende allgemeine Anforderungen an die Eigenschaften von Substraten zur Co-Vergärung ab (HABERKERN et al. 2008):

- pumpfähiger Feststoffgehalt von 6 % TR bis 7 % TR (bei entsprechend niedriger Viskosität auch > 7 % TR möglich)
- störstofffrei (keine langen Fasern, Steine etc.),
- bei fetthaltigen Stoffen: eine Temperatur > 20 °C bis 25 °C,
- Fette: emulgierbar in Klärschlamm,
- möglichst geringer Gehalt an Stickstoff.

In Tabelle 11.4 sind potenzielle Co-Substrate aus unterschiedlichen Industriebranchen zusammengestellt. Die dargestellten Substrateigenschaften sind als Richtwerte anzusehen und dienen nicht als Bemessungsgrundlage.

Details zur Bemessung und zum Betrieb von Anlagen zur Co-Vergärung sind den Merkblättern ATV-DVWK-M 372 „Technische Rahmenbedingungen für die Vergärung biogener Abfälle“ (2003) und DWA-M 380 „Co-Vergärung in kommunalen Klärschlammfaulbehältern, Abfallvergärungsanlagen und landwirtschaftlichen Biogasanlagen“ (2008) zu entnehmen. Einen gesamtheitlichen Überblick verschafft SCHMELZ in „Co-Vergärung von Klärschlamm und Bioabfällen“ (1999).

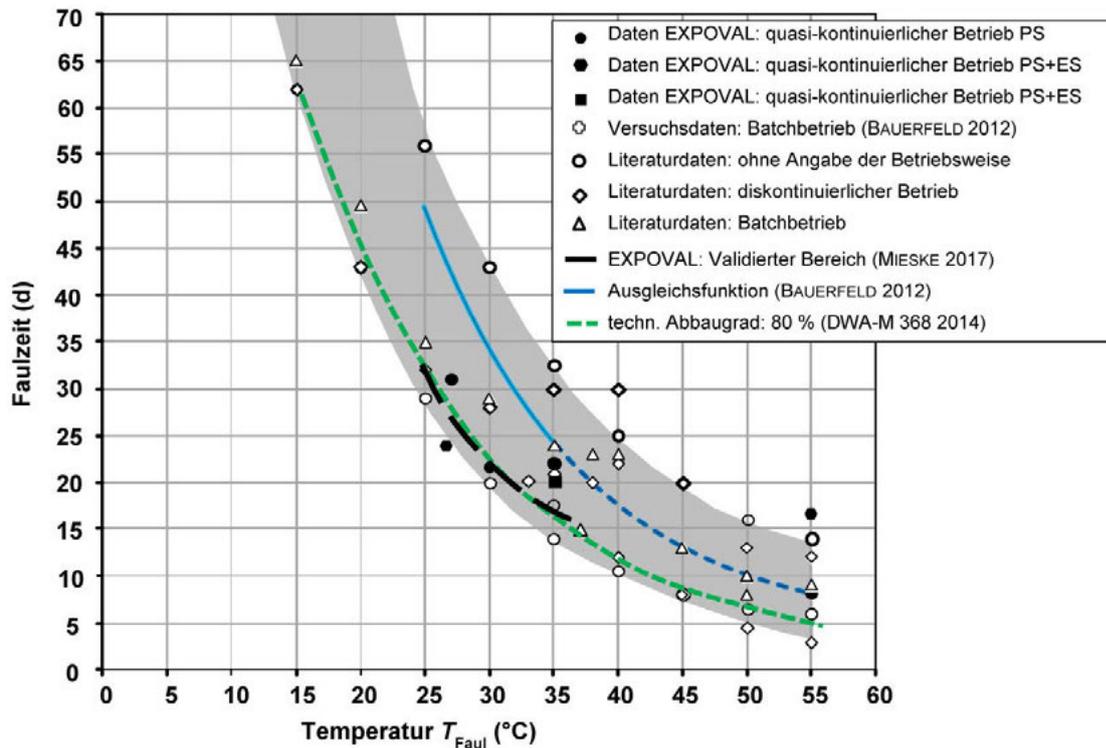
**Tabelle 11.4: Zusammenfassende Liste möglicher Co-Substrate** (nach DICHTL & SCHMELZ 2015)

| Abfallerzeuger   | TS (%)  | oTS (% TS) | N (% TS)  | P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (% TS) | C/N (-) | Gasausbeute <sup>*)</sup> (m <sup>3</sup> CH <sub>4</sub> /kg oTS) |
|--|---------|------------|-----------|--------------------------------------|---------|--|
| <b>Brennerei</b>   |         |            |           |                                      |         |  |
| Schlempe   | 2 – 15  | 70 – 95    | 3 – 13    | 0,9 – 6                              | 6 – 19  | 0,3 – 0,6  |
| <b>Zuckerfabrikation</b>                                   |         |            |           |                                      |         |  |
| Melasse  | 80      | 95         | 1,5       | 0,3                                  | 14 – 27 | 0,3 – 0,4  |
| <b>Hefefabrikation</b>                                     |         |            |           |                                      |         |  |
| Vinasse  | 63      | 53         | 3,8       | 0,3                                  | 9       | –  |
| <b>Fruchtsaftherstellung, Brennerei, Pektinfabrikation</b> |         |            |           |                                      |         |  |
| Trester  | 25 – 50 | 85 – 95    | 1,1       | 0,5                                  | 50      | 0,25 – 0,4   |
| <b>Brauerei und Weinbereitung</b>                          |         |            |           |                                      |         |  |
| Trester/Treber   | 20 – 50 | 80 – 95    | 1,5 – 4,5 | 0,8 – 1,7                            | 10 – 27 | 0,35 – 0,55  |

| Abfallerzeuger   | TS (%)  | oTS (% TS) | N (% TS)  | P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (% TS) | C/N (-)   | Gasausbeute <sup>*)</sup> (m <sup>3</sup> CH <sub>4</sub> /kg oTS) |
|--|---------|------------|-----------|--------------------------------------|-----------|--|
| <b>Molkerei</b>  |         |            |           |                                      |           |  |
| Milch und Quarkprodukte  | 5 – 22  | 80 – 95    | 1,1 – 1,5 | –                                    | 27        | 0,35 – 0,6   |
| <b>Gemüseverarbeitung, Lebensmittelherstellung</b>   |         |            |           |                                      |           |  |
| Gemüse- und Marktabfälle   | 5 – 20  | 76 – 90    | 3 – 5     | 0,8                                  | 15        | 0,3 – 0,4  |
| <b>Bäckerei, Lebensmittelkonsument</b>   |         |            |           |                                      |           |  |
| Speise- und Bioabfälle sowie Kompost   | 9 – 75  | 40 – 95    | 0,6 – 5   | 0,2 – 0,4                            | 15 – 80   | 0,2 – 0,7  |
| <b>Kakaofabrikation</b>  |         |            |           |                                      |           |  |
| Kakaobohnenschalen   | 95      | 91         | 2,5       | 1                                    | 20 – 22   | –  |
| <b>Schlachthof</b>   |         |            |           |                                      |           |  |
| Tierische Reststoffe   | 5 – 45  | 80 – 90    | 2 – 8     | 1 – 3                                | 11 – 21   | 0,2 – 0,8  |
| <b>Tierkörperverwertung</b>  |         |            |           |                                      |           |  |
| Blut- und Tiermehle  | 10 – 90 | 80 – 90    | 2 – 12    | 1 – 5                                | 4 – 18    | 0,45 – 0,8   |
| <b>Schlachthof, Gaststättengewerbe, Margarinefabrikation, Ölmühlen</b>   |         |            |           |                                      |           |  |
| Fett (aus Fettabscheidern)   | 2 – 70  | 69 – 99    | 0,1 – 3,6 | 0,6                                  | –         | 0,6 – 1,0  |
| <b>Ölmühlen</b>  |         |            |           |                                      |           |  |
| Saat-/Schrottrückstände (abgepresst)   | 88 – 92 | 95         | 1,4 – 5,6 | 0,3 – 2,5                            | 8 – 12    | 0,45 – 0,62  |
| <b>Reinigungsmittelherstellung</b>   |         |            |           |                                      |           |  |
| Rohglycerin  | > 98    | 90 – 99    | 0         | –                                    | –         | 0,35 – 0,72  |
| <b>Landwirtschaft</b>  |         |            |           |                                      |           |  |
| landwirtschaftliche Nebenprodukte  | 16 – 85 | 72 – 95    | 1 – 7     | 0,1 – 2                              | 10 – >100 | 0,3 – 0,6  |
| tierische Nebenprodukte (Gülle, Mist)  | 5 – 25  | 30 – 80    | 2 – 6     | 1 – 6                                | 7 – 25    | 0,15 – 0,5   |
| ANMERKUNG  |         |            |           |                                      |           |  |
| *) Die Biogasausbeuten sind als Richtwerte anzusehen und eignen sich keinesfalls für die exakte Auslegung von Co-Fermentationsanlagen. Teilweise wurden die Gasausbeuten an einstufigen Anlagen, teilweise an zweistufigen Anlagen gewonnen. |         |            |           |                                      |           |  |

### Faultemperatur ( $T_{\text{Faul}}$ ) und Faulzeit ( $t_{\text{FB}}$ )

Für das Erreichen eines erwünschten Stabilisierungsziels ist neben der Faulzeit die Faultemperatur entscheidend. Je nach gewählter Faultemperatur ist für das gleiche Stabilisierungsziel eine angepasste Faulzeit erforderlich. Somit entscheidet die Wahl der Prozessbedingungen maßgeblich über das Faulbehältervolumen. Die in Bild 11.4 gezeigten Kurven sind Empfehlungen aus der Literatur für das temperaturabhängige Mindestschlammalter bei einstufigem mesophilen Betrieb.



**Bild 11.4:** Bereich mit hinreichendem Stabilisierungsergebnis in Relation zur Faulzeit und Faultemperatur (nach BAUERFELD 2012, modifiziert durch MIESKE 2017 im Rahmen des EXPOVAL-Projekts)

Die in Bild 11.4 aus Literaturwerten und Untersuchungen von Mieske (2017) dargestellte Hüllkurve zeigt die erforderliche Faulzeit in Abhängigkeit von der eingesetzten Faultemperatur an. Der relevante Betriebsbereich für mesophile Temperaturen liegt üblicherweise in einem Bereich von 30 °C bis 40 °C, in dem die meisten Betriebserfahrungen vorliegen. Im Bild ist zu sehen, dass mit abnehmender Temperatur der Abstand zwischen Minima und Maxima der Faulzeit größer wird. Zum einen liegt das an einer geringeren Datendichte im psychrophilen und niedrig-mesophilen Temperaturbereich gegenüber den vorgenannten mesophilen Bedingungen, zum anderen sinkt mit abnehmender Temperatur der Stoffumsatz der Mikroorganismen, einhergehend mit einer größeren Empfindlichkeit gegenüber hemmenden und toxischen Einflüssen (biotisch und abiotisch).

Die in Bild 11.4 dargestellte Kurve von BAUERFELD (2012) zeigt die erforderliche Faulzeit, die für das Erreichen des Restgaskriteriums erforderlich ist. Bei diesem wird ein Restgaspotenzial des Faulschlammes von  $< 100 \text{ NI/kg oTR}_{\text{zugeführt}}$  als Kennwert für die Vollstabilisierung des Schlammes angesetzt. Die Kurve nach DWA-M 368 (2014) stellt den Verlauf des technischen Abbaugrades ( $\eta_{\text{abb}}$ ) von 80 % dar. Die schwarze Kurve stellt den in Untersuchungen von MIESKE (2017) validierten unteren Temperaturbereich dar, dem ein  $\text{oTR}$ -Abbaugrad ( $\eta_{\text{oTR}}$ ) von 40 % zugrunde liegt. Aufbauend auf diesen Daten wurden in Tabelle 11.6 die im DWA-M 368 für den Faultemperaturbereich von 35 °C bis 40 °C empfohlenen Faulzeiten um Werte für den Temperaturbereich von 20 °C bis 34 °C ergänzt.

## 11.4.2 Ablauf der Bemessung

In Bild 11.5 ist das Ablaufschema zur Bemessung einer Faulstufe dargestellt. In den folgenden Abschnitten wird die Bemessung einer Anlage zur anaeroben Schlammstabilisierung schrittweise anhand der notwendigen Gleichungen erläutert. Ergänzend wird in Anhang B.8 die Dimensionierung einer Faulstufe für eine Beispielkläranlage mit Belebungsverfahren und anaerober Stabilisierung für 100.000 E aufgezeigt.

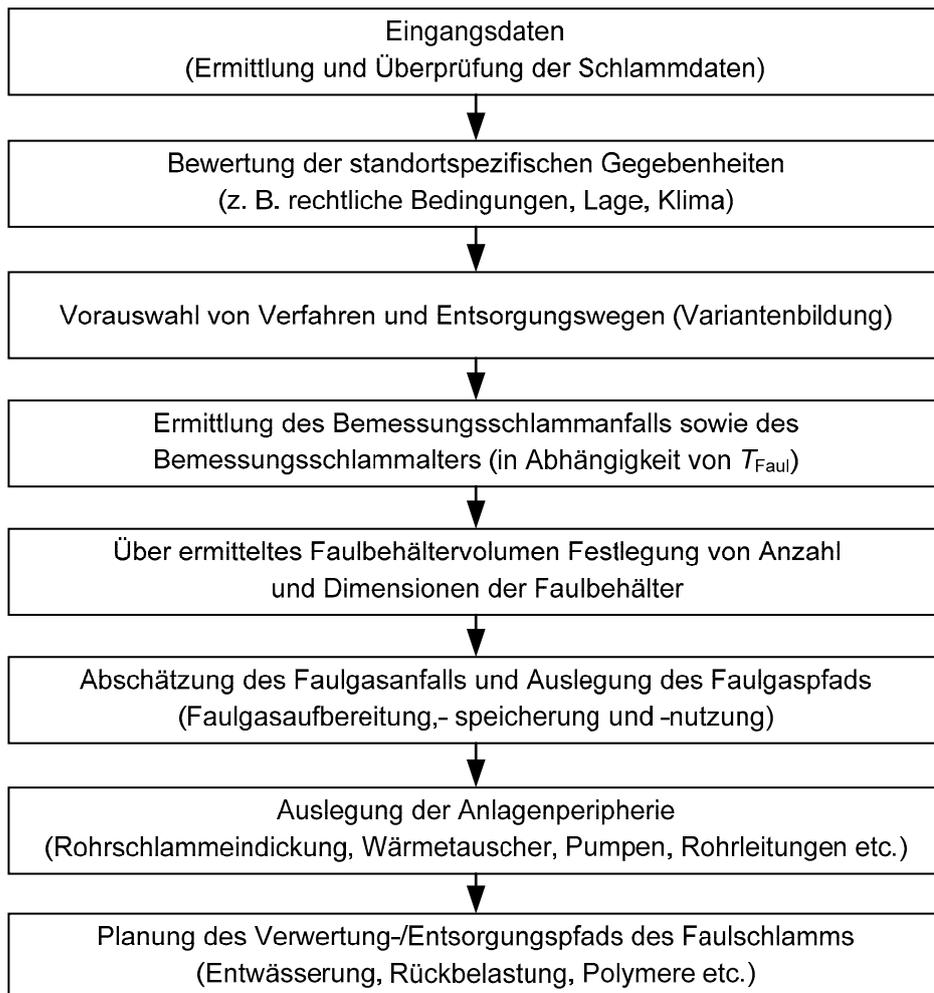


Bild 11.5: Vorgehensweise zur Bemessung einer Faulstufe (MIESKE 2017)

Die erhobenen Eingangsdaten für die Bemessung sind auf Plausibilität und länderspezifische Unterschiede zu prüfen und unter Umständen an die hier gewählte Parameterdefinition anzupassen. Es ist ratsam, vor Ort die Vorgehensweise bei der Bestimmung der Parameter zu überprüfen. Daneben sollten standortspezifische Gegebenheiten untersucht werden, wie z. B. bemessungsrelevante rechtliche Rahmenbedingungen, kulturelle, klimatische und geografische Aspekte.

Aufbauend auf der festgelegten Klärschlammverwertungsstrategie (ein oder mehrere Entsorgungswegen) erfolgt anschließend die Vorauswahl von Verfahrensvarianten für die Schlammfäulung. Dabei sind unter anderem die folgenden Rahmenbedingungen für die Schlammfäulung zu berücksichtigen:

- Einstufige oder zweistufige Betriebsweise  
→ Frage nach der Einfachheit der Anlage
- Gewünschte Desinfektionsleistung des/der Faulbehälter/s  
→ Sollen konstruktive Vorkehrungen für eine thermophile Betriebsweise getroffen werden?
- Mögliches Investitionsbudget  
→ Einfachheit der Anlage? Verzicht auf Wärmedämmung der Faulbehälter (regional abhängig)?
- Spätere Erweiterungsmöglichkeit der zu planenden Anlage  
→ Soll die Anlage künftig sowohl volumenmäßig als auch technologisch weiterentwickelt werden?
- Hoher energetischer Gesamtwirkungsgrad  
→ Ist das Ziel eine hohe Energieeffizienz (größtmögliche Ausnutzung des thermischen Wirkungsgrades der Anlage) und/oder der möglichst geringe Einsatz externer Energiequellen (Öl, Erdgas etc.)?

Die aufgeführten Rahmenbedingungen beeinflussen die Dimensionierung der Schlammfau­lungsan­lage maßgeblich und sind daher im Planungsprozess in unterschiedlichen Varianten zu vergleichen.

Durch die Ermittlung des Bemessungsschlammanfalls  $Q_{RS,d,Bem}$  und die variantenabhängige Wahl des Bemessungsschlammalters  $t_{TM,FB,Bem}$  (in Abhängigkeit von der gewählten Faultemperatur  $T_{Faul}$ ) wird das Faulraumvolumen  $V_{FB}$  ermittelt. Im Anschluss wird das ermittelte Faulbehältervolumen, entsprechend der jeweils betrachteten Variante, auf eine sinnvolle Anzahl an Faulbehältern aufgeteilt.

Darauf aufbauend findet die Abschätzung des Gasanfalls statt, welcher die Grundlage zur Auslegung des Faulgaspfades bildet (Rohrleitungen, Faulgasaufbereitung und -speicherung sowie -nutzung etc.).

Im Anschluss wird die Anlagenperipherie ausgelegt. Dabei sind Aggregate bzw. Bauwerke zur Rohschlammeindickung, Wärmetauscher sowie Rohrleitungen und Pumpen zu dimensionieren. Die Auslegung der Rohschlammeindickung richtet sich nach dem erforderlichen Feststoffgehalt  $TR$  des Rohschlammes, der für die Volumenermittlung des Faulraums festgelegt wurde. Das System zur Rohschlammaufheizung wird mittels einer Energiebilanz anhand der zur Verfügung stehenden Wärmeenergie aus der Faulgasverwertung (nutzbare Abwärme aus KWK) dimensioniert. Hierbei ist ggf. auch der Einsatz externer Energiequellen, wie z. B. Heizöl oder Erdgas, zu berücksichtigen.

Abschließend ist der Verwertungspfad des Faulschlammes zu bemessen. Hierbei müssen Aggregate bzw. Bauwerke zur Eindickung, Entwässerung und Stapelung des Faulschlammes dimensioniert werden. Der Zentratwasserstrom und die darin enthaltenen Nährstoffe (C, N, P) sind dem Belebungsbecken zuzuführen (vgl. 11.5 und 11.7). Ggf. ist auch eine getrennte Behandlung bzw. Vorbehandlung, vor allem bei Großanlagen oder Anlagenerweiterungen, sinnvoll. Darüber hinaus müssen die Wege zur weiteren Verwertung bzw. Entsorgung des Schlammes sichergestellt werden.

### 11.4.3 Wesentliche Bemessungsschritte

#### Bemessungsschlammanfall ( $Q_{RS,d,Bem}$ )

Liegen Daten zum Rohschlammanfall vor, ist der Bemessungsschlammanfall aus dem Maximalwert des gleitenden täglichen Mittelwertes des Rohschlammanfalls über die Dauer der angesetzte Faulzeit (z. B. 21 Tage) zu ermitteln. Die Datengrundlage besteht im bestmöglichen Fall aus Aufzeichnungen aus mehreren Betriebsjahren und umfasst saisonale, witterungs- und betriebsbedingte Schwankungen. Andernfalls ist der zu erwartende Schlammanfall mittels einwohnerspezifischer Frachten in Abhängigkeit vom biologischen Reinigungsverfahren abzuschätzen. Sollten keine Daten vorliegen und erscheinen die einwohnerspezifischen Frachten nicht plausibel, so sollten zur weiteren Abklärung (Vor-)Versuche im Labor- oder Technikumsmaßstab in Betracht gezogen werden.

Dem Schlammanfall sind unter Umständen zusätzliche Volumina für die Mitbehandlung von Co-Substraten (z. B. Fett aus dem Fettfang, Fremdschlämme usw.) aufzuschlagen. Damit entspricht der Bemessungsschlammanfall  $Q_{RS,d,Bem}$  der Summe der zu behandelnden Schlamm- und Substratmen­gen (Primärschlamm, Überschussschlamm und Co-Substrat):

$$Q_{RS,d,Bem} = Q_{PS,d} + Q_{ÜS,d} + Q_{Co,d} \quad (\text{m}^3/\text{d}) \quad [11.2]$$

$Q_{PS,d}$  stellt den täglichen Volumenstrom des Primärschlammes aus dem Abzug der Vorklärung dar, ggf. weitergehend eingedickt.  $Q_{ÜS,d}$  umfasst den Volumenstrom des Überschussschlammes nach der (maschinellen) Eindickung, der sich wie folgt zusammensetzt:

$$Q_{ÜS,d} = \ddot{U}S_C + \ddot{U}S_{extC} + \ddot{U}S_{P,Bio-P} + \ddot{U}S_{P,Fäll,Fe} \quad (\text{m}^3/\text{d}) \quad [11.3]$$

Die einzelnen Schlamm- und Substratvolumina sind in Abhängigkeit vom gewählten Eindickverfahren (statisch und/oder maschinell) mit dem jeweiligen Feststoffgehalt zu ermitteln, siehe auch Tabelle 11.5.

Tabelle 11.5: Feststoffgehalte von Substraten im Zulauf der Faulung (MIESKE 2017)

| Substrat  | Feststoffgehalt TR beim Anfall (%) | Feststoffgehalt TR nach Eindickung im Zulauf zur Faulstufe (%) |
|---|------------------------------------|--|
| Primärschlamm (PS)  | bereits in VK eingedickt           | 3,0 – 6,0  |
| Überschussschlamm (ÜS)  | 0,6 – 1,2                          | 4,0 – 7,0 <sup>*</sup>   |
| ÜS statisch voreingedickt:  |                                    |  |
| - Reinigungsziel Kohlenstoffabbau   | 0,6 – 1,2                          | 2,0 – 3,5  |
| - Reinigungsziel Nährstoffelimination   | 0,6 – 1,2                          | 1,5 – 3,0  |
| Rohschlamm (RS = PS + ÜS)   | –                                  | 4,0 – 7,0 <sup>*</sup>   |
| Fremdschlämme und Co-Substrate  | vgl. Tabelle 11.4                  | Eindickung ggf. erforderlich je nach Substratbeschaffenheit    |
| ANMERKUNG   |                                    |  |
| *) Bei Feststoffgehalten größer als 7 % TR wird die Pumpfähigkeit des Substrats beeinträchtigt und kann zu einem unwirtschaftlichen Betrieb führen. |                                    |  |

Der nach der Eindickung resultierende Rohschlammanfall findet in Gleichung (11.4) zur Ermittlung des Faulbehältervolumens Berücksichtigung.

#### Bemessungsschlammalter ( $t_{TM,FB,Bem}$ ) und Faulraumvolumen ( $V_{FB}$ )

Die maßgebenden Bemessungsgrößen für die Dimensionierung von Faulbehältern sind der Bemessungsschlammalter und die Faulzeit bzw. das Bemessungsschlammalter (vgl. DWA-M 368 2014). Dabei wird von einem ideal durchmischten Faulbehälter ausgegangen. Die Wahl des Bemessungsschlammalters  $t_{TM,FB,Bem}$  erfolgt in Abhängigkeit von der gewählten Faultemperatur  $T_{Faul}$  und ergibt mit dem Bemessungsschlammfall  $Q_{RS,d,Bem}$  das erforderliche Faulraumvolumen  $V_{FB}$ :

$$V_{FB} = t_{TM,FB,Bem} \cdot Q_{RS,d,Bem} \quad (m^3) \quad (11.4)$$

In Tabelle 11.6 sind die erforderlichen Bemessungsschlammalter  $t_{TM,FB,Bem}$  in Abhängigkeit von der Faultemperatur  $T_{Faul}$  und der Ausbaugröße aufgeführt.

Tabelle 11.6: Erweiterung der nach DWA-M 368 (2014) empfohlenen Bemessungsschlammalter (MIESKE 2017)

| Ausbaugröße (E)  | < 50.000  | 50.000 – 100.000 | > 100.000               |                         |
|--|-----------|------------------|-------------------------|-------------------------|
| <b>DWA-M 368</b>   |           |                  |                         | $T_{Faul}$ (°C)         |
| Sicherheitsfaktor $SF_{GK}$ (-)  | 1,25      | 1,15             | 1,0                     |                         |
| Bemessungsschlammalter (d)   | 20 – 28   | 18 – 25          | 16 – 22                 | 40 – 35                 |
| <b>Erweiterung</b>   |           |                  |                         | $T_{Faul}$ (°C)         |
| Sicherheitsfaktor $SF_{GK}$ (-)  | 1,5       | 1,2              | 1,0                     |                         |
| Bemessungsschlammalter (d)   | 29 – 34   | 23 – 28          | 19 – 23                 | 34 – 30                 |
|  | 36 – 44   | 29 – 35          | 24 – 30                 | 29 – 25                 |
|  | {51 – 64} | {41 – 51}        | {34 – 43} <sup>a)</sup> | {24 – 20} <sup>b)</sup> |
| ANMERKUNGEN  |           |                  |                         |                         |
| a) Schlammalter für $T_{Faul} < 25$ °C wurden über Trendkurven abgeschätzt und sind nicht explizit validiert. Das ermittelte Schlammalter für 100.000 E wurde darum zusätzlich mit einem Sicherheitsfaktor $SF_t$ von 10 % beaufschlagt. |           |                  |                         |                         |
| b) Anwendungen für $T_{Faul} = 20$ °C bis 24 °C sind i. d. R. wirtschaftlich nicht sinnvoll und auf Sonderfälle beschränkt.  |           |                  |                         |                         |

Tabelle 11.6 stellt eine Erweiterung der im Merkblatt DWA-M 368 (2014) empfohlenen Mindestschlammalter um zusätzliche Werte für niedrigere Faultemperaturen bis runter auf 20 °C dar. Die für den Temperaturbereich 20 °C bis 24 °C dargestellten Bemessungsschlammalter sind für die praktische Umsetzung eher ungeeignet wegen der daraus resultierenden, sehr großen Faulbehältervolumina; ein wirtschaftlich sinnvoller Bau und Betrieb ist auf Sonderfälle beschränkt.

Für den erweiterten Temperaturbereich < 35 °C können die im DWA-M 368 angesetzten, von der Anschlussgröße abhängigen Sicherheitsfaktoren ( $SF_{GK}$ ) zur Berücksichtigung von größeren Schwankungen beim täglichen Rohschlammanfall kleinerer Anlagen, aufgrund der in 11.4.1 erwähnten Einflussfaktoren auf die Faultemperatur und das anaerobes Schlammalter nicht direkt übernommen werden. Für Anschlussgrößen < 50.000 E wird der  $SF_{GK}$  von 1,25 auf 1,5 angehoben und für Anschlussgrößen zwischen 50.000 E und 100.000 E wird der  $SF_{GK}$  von 1,15 auf 1,2 erhöht.

Die über das Jahr durchschnittliche Faultemperatur (auch als Betriebstemperatur bezeichnet) ist entsprechend des Behandlungsziels zu wählen. Mit ihr wird aus Tabelle 11.6 das empfohlene Bemessungsschlammalter ermittelt.

Die in Tabelle 11.6 genannten Faultemperaturen im Bereich von 20 °C bis 29 °C sind vorwiegend für unbeheizte, meist wärmedämmte Faulbehälter relevant. Es ist jeweils im Einzelfall zu überprüfen, ob unbeheizte Faulbehälter, insbesondere für Ausbaugrößen von mehr als 100.000 E, wirtschaftlich betrieben werden können oder ob eine Faulbehälterheizung wegen einer gleichmäßigeren, verbesserten Stabilisierung, höheren Faulgasausbeute und geringeren zu entsorgenden Schlammengen wirtschaftlich sinnvoller ist (vgl. hierzu 11.4.4 zu Faulbehältern ohne Wärmedämmung). Für unbeheizte Faulbehälter von Anlagen mit einer Ausbaugröße von weniger als 50.000 E ist ein großes spezifisches Faulraumvolumen erforderlich, sodass ggf. hohe Investitionskosten entstehen.

Ist ein zweistufiger Betrieb vorgesehen (vgl. 11.5 mit Hinweisen zu ein- und zweistufiger Betriebsweise), kann das aus Tabelle 11.6 entnommene Bemessungsschlammalter für die Ermittlung des Faulraumvolumens wegen hydraulisch günstigerer Verhältnisse um 25 % abgemindert werden. Laut DWA-M 368 (2014) sind Abminderungen bis zu 32 % möglich, aufgrund der niedrigeren Faultemperaturen wird davon jedoch abgeraten.

Ist die Abwassertemperatur über das Jahr gesehen konstant, so ist davon auszugehen, dass sich ohne externe Wärmezufuhr durch eine Faulbehälterheizung eine weitgehend gleichbleibende Faultemperatur einstellt, die in etwa der Abwassertemperatur entspricht:

$$T_{\text{Faul}} \approx T_{\text{Abwasser}} (\sim \text{const.}) \quad (11.5)$$

Der Verzicht auf eine Faulbehälterheizung ist gerade in Entwicklungsländern eine Option, um eine Grundsicherung zur Behandlung von Klärschlamm herzustellen. Die Faulstufe ist dann so zu planen, dass diese einhergehend mit dem Ausbildungsstand des Fachpersonals später ggf. technologisch aufgerüstet werden kann (z. B. Erweiterung durch Wärmedämmung, Heizung etc.). Bei Verzicht auf eine Heizung kann das anfallende Faulgas einer anderweitigen Nutzung zugeführt werden.

### Abschätzung des Faulgasanfalls ( $Q_{FG}$ ) und Energiebilanz

Der Faulgasanfall ist abhängig von dem erreichbaren Abbaugrad der Organik. Da die einzelnen Schlammarten je nach Anteil an leicht verfügbarer Organik unterschiedliche Faulgasausbeuten ( $y_{FG}$ ) erbringen, ist der Faulgasanfall über die Einzelströme abzuschätzen. Tabelle 11.3 gibt hierbei die in Gleichung (11.6) einzusetzende Faulgasausbeute des jeweiligen Schlammstroms an. Die tägliche Faulgasausbeute für Co-Substrate sollte der Fachliteratur entnommen werden. Tabelle 11.4 gibt eine Übersicht an möglichen Co-Substraten und Kenngrößen, die jedoch nicht direkt zur Bemessung herangezogen werden, sondern durch konkrete Messungen verifiziert werden sollten.

$$Q_{FG,d} = B_{oTR,PS,d} \cdot y_{G,PS} + B_{oTR,ÜS,d} \cdot y_{G,ÜS} + (B_{oTR,Co,d} \cdot y_{G,Co}) \quad (\text{m}^3/\text{d}) \quad (11.6)$$

Analog zur Abschätzung des Faulgasanfalls über den oTR kann diese auch über den CSB erfolgen. Hierbei können die in Tabelle 11.2 dargestellten CSB/oTR Verhältnisse herangezogen werden.

Aus der täglichen Menge an produziertem Faulgas lässt sich über den Methananteil der Heizwert bestimmen. Der Energiegehalt von Methan beträgt  $9,96 \text{ kWh/Nm}^3$ . Entsprechend der üblichen Faulgasqualitäten werden Methananteile von 60 % bis 70 % angesetzt. Bei einem Methananteil von 65 % im Faulgas entspricht dies beispielsweise einem Energiegehalt von  $6,5 \text{ kWh/Nm}^3$ .

Die Nutzung der im produzierten Faulgas enthaltenen Energie sollte möglichst mittels Blockheizkraftwerken (BHKW), bei gleichzeitiger Nutzung der mechanischen und thermischen Energie (Kraft-Wärme-Kopplung), erfolgen. Die Energiefraktionen nach der Verwertung des Faulgases im BHKW fallen zu 36 % bis 42 % in Form elektrischer Energie und zu 45 % bis 48 % in Form von Wärme an. Die jeweiligen Wirkungsgrade sind abhängig vom eingesetzten Aggregat (vgl. 11.5). In Entwicklungs-, Schwellen- und Transformationsländern ist im Hinblick auf einen nachhaltigen Betrieb zu prüfen, ob alternativ eine Nutzung des Faulgases über einfacheren Heizkesselbetrieb erfolgen sollte.

Mit der anfallenden Wärmeenergie aus der Faulgasverwertung kann der energetische Bedarf zur Rohschlammaufheizung und zum Ausgleich der Transmissionswärmeverluste weitgehend gedeckt werden. Zur Erwärmung von  $1 \text{ m}^3$  Wasser um  $1 \text{ K}$  wird eine Energie von  $1,16 \text{ kWh}$  benötigt. Bei vereinfachender Annahme, dass die spezifische Energie zur Erwärmung von Rohschlamm dem des Wassers entspricht, lässt sich die erforderliche Energiemenge zur Aufheizung von  $1 \text{ m}^3$  Rohschlamm ( $E_{RS-Erw}$ ) wie folgt ermitteln:

$$E_{RS-Erw} = 1,16 \cdot \Delta T \cdot Q_{RS,d} \quad (\text{kWh/d}) \quad (11.7)$$

Zur Ermittlung der Transmissionswärmeverluste durch die Faulbehälterwand kann bei wärmege-dämmten Wänden im Mittel ein spezifischer Wärmedurchgang von  $1,1 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  für die gesamte Oberfläche (außenluft- und bodenberührt) angenommen werden. Dieser Wert ist zusätzlich mit ca. 10 % für Transmissionswärmeverluste von Rohrleitungen und sonstigen Installationen zu beaufschlagen. Daraus ergibt sich für wärmege-dämmte Faulbehälter insgesamt ein spezifischer Wärmedurchgang von  $1,21 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  (DICHTL et al. 1997). DICHTL & Schmelz (2015) geben für die Abstrahlverluste von Faulbehältern  $0,28 \text{ kWh}/(\text{m}^3 \cdot \text{K})$  an. Des Weiteren geben DICHTL et al. (1997) folgenden täglichen Wärmebedarf bezogen auf  $1 \text{ m}^3$  Faulbehältervolumen an:

- $0,25 \text{ kWh}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  für das Sommerhalbjahr und
- $0,45 \text{ kWh}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  für das Winterhalbjahr.

Diese Werte basieren auf den Temperaturverhältnissen der Außenluft in Deutschland und einer Faultemperatur im mesophilen Bereich von  $37 \text{ }^\circ\text{C}$ .

#### 11.4.4 Faulbehälter ohne Wärmedämmung und unbeheizte Faulbehälter

Faulbehälter, die in warmen Klimazonen im mesophilen Temperaturbereich ( $35 \text{ }^\circ\text{C}$  bis  $40 \text{ }^\circ\text{C}$ ) betrieben werden sollen, können bei durchgängig hohen Lufttemperaturen von  $T_L \geq 20 \text{ }^\circ\text{C}$  ggf. auch ohne Faulbehälterdämmung ausgelegt werden, siehe 11.3.4. Der Verzicht auf eine Wärmedämmung ermöglicht einmalig eine Reduzierung der Investitionskosten.

Für die Bemessung eines Faulbehälters ohne Wärmedämmung ist – wie bei konventionell gedämmten Behältern – das Bemessungsschlammalter ( $t_{TM,FB,Bem}$ ) bei der gewählten Faultemperatur maßgebend, siehe Gleichung (11.4).

Aufgrund der geringen Temperaturdifferenz der Faultemperatur zur Außenluft ist der Wärmebedarf durch die Abwärme bei der Faulgasverstromung i. d. R. gedeckt, was über eine Wärmebilanz im

Einzelfall nachzuweisen ist. Das Temperaturgefälle zwischen Faulraum und Außenluft ist bei der konstruktiven Planung zu berücksichtigen.

Bei der Bemessung von Faulbehältern ohne Wärmedämmung sind für die Wärmebilanz auch die Wärmeverluste durch kühlere Lufttemperaturen, starke Winde sowie Wärmeeinträge durch Sonneneinstrahlung zu berücksichtigen. So können in windreichen Regionen (z. B. in Küstengebieten) die Bedingungen für eine Umsetzung erschwert werden, da ein Teil der Wärme durch die Abkühlung des Windes verloren geht. Tagsüber ist ein Wärmeeintrag auf den Faulbehälter durch Solarstrahlung zu berücksichtigen. Aufgrund des Wärmespeichervermögens des Faulschlammes (entspricht ungefähr dem des Wassers) ist eine übermäßige Auskühlung über Nacht nicht zu erwarten, sollte aber unter Berücksichtigung der örtlichen Randbedingungen in einer Wärmebilanz überprüft werden.

Faulbehälter ohne eine Wärmedämmung, aber mit Heizung, haben ausschließlich den Vorteil, dass Investitionskosten beim Bau eingespart werden können. Ein wirtschaftlicher Vorteil kommt vor allem dann zum Tragen, wenn Faultemperaturen  $> 25\text{ °C}$  ohne Wärmedämmung und ohne Heizung über das Jahr weitgehend konstant gehalten werden können und gleichzeitig eine anderweitige energetische Verwertungsmöglichkeit für das anfallende Faulgas zur Verfügung steht. Durch den Verzicht auf die Rohschlammheizung entfallen die entsprechenden Investitions- und Betriebskosten. Die Möglichkeit einer Nachrüstung sollte jedoch vorgesehen werden.

Bei Faultemperaturen im niedrigen mesophilen Bereich von  $T_{\text{Faul}} < 25\text{ °C}$  also i. d. R. bei unbeheizten Faulbehältern, ergeben sich hohe Bemessungsschlammalter, siehe Tabelle 11.6. Dies führt zu vergleichsweise hohen Investitionskosten für das benötigte Faulraumvolumen, die unter Umständen die Einsparungen durch den Verzicht auf die Wärmedämmung und die Beheizung übersteigen können. Die Ausführung für Temperaturen  $< 25\text{ °C}$  stellt daher i. d. R. lediglich eine Option zur Grundsicherung der Klärschlammstabilisierung mit technologischen Erweiterungsmöglichkeiten dar.

In seltenen Einzelfällen ist auch ein unbeheizter, wärmegeämmter Faulbehälter in Betracht zu ziehen, wenn über das Jahr weitestgehend konstante Abwassertemperaturen von  $T_w \geq 25\text{ °C}$  vorliegen, jedoch die Lufttemperaturverläufe über das Jahr (kalte Monate) oder auch über den Tag (kalte Nächte) zu un stetig sind. Das anfallende Faulgas ist in diesem Fall anderweitig energetisch zu verwerten.

### 11.5 Planerische und betriebliche Aspekte

Hinweise zum Bau, der Verfahrenstechnik und dem Betrieb von Faulbehältern sind dem Merkblatt DWA-M 368 (2014) zu entnehmen. Des Weiteren sind konstruktive Hinweise zum Bau von Faulbehältern unter anderem im ATV-Handbuch „Klärschlamm“ (MUDRACK et al. 1996) sowie für technische Ausrüstung des Gaspfades im Merkblatt DWA-M 212 „Technische Ausrüstung von Faulgasanlagen auf Kläranlagen“ (2008) zu finden.

Generell sind folgende Aspekte bei der Verfahrensführung zu beachten (BAUERFELD et al. 2010):

- Voreindickung des Rohschlammes auf 4 % bis 7 % TR zur Gewährleistung eines wirtschaftlichen Betriebs der Rohschlammumpfen und der Faulbehälterumwälzung sowie Realisierung eines ausreichenden Gasaustausches (DWA-M 368 2014);
- weitgehende Vermeidung großer Temperaturschwankungen über den Tag;
- empfohlene Adaptionszeit bei Inbetriebnahme: dreifaches Bemessungsschlammalter gemäß Tabelle 11.6;
- ausreichende mechanische oder hydraulische Durchmischung des Reaktorinhalts;
- kontinuierliche bzw. quasi-kontinuierliche Beschickung;
- geeignete Parameter zur Prozesskontrolle: Temperatur, Gehalt an organische Säuren, Faulgasmenge und -zusammensetzung.

Die Faulgasausbeute  $y_{FG}$  als Quotient aus produziertem Faulgas und zugeführter Menge an Organik ( $\text{NI/kg oTR}_{\text{zugeführt}}$ ) stellt neben dem Stabilisierungsgrad  $\eta_{\text{oTR}}$  eine wichtige Kontrollgröße für das Leistungsniveau einer Faulstufe dar.

### Ein- und zweistufige Betriebsweise

Mit Ausnahme von kleinen Anlagen mit nur einem Faulbehälter sollte generell ein zweistufiger Faulungsbetrieb umgesetzt werden, da Kurzschlussströmungen des Rohschlammes reduziert werden und der Wirkungsgrad im Hinblick auf das Stabilisierungsziel steigt (vgl. DWA-M 368 2014). Bestehen Anforderungen an eine erhöhte Desinfektion des Klärschlammes ist die zweistufige Betriebsweise mit einer ersten thermophilen Stufe in Betracht zu ziehen.

Bei Faulbehältern ohne Wärmedämmung sollte insgesamt die Anzahl der Faulbehälter gering gehalten werden, da sich mit steigendem Behältervolumen die spezifische Oberfläche verhältnismäßig verringert. Demgegenüber ist zu berücksichtigen, dass eine zweistufige Faulung auch bei unbeheizten Faulbehältern aus Gründen der Prozessstabilität sinnvoll ist. Es wird deshalb empfohlen, ein Verhältnis der Faulbehälteroberfläche zum Faulraumvolumen von

$$\frac{A_{\text{Oberfl}}}{V_{\text{FB}}} \leq 0,6 \quad (-) \quad (11.8)$$

einzuhalten.

### Sommer- und Winterbetrieb

Die Faultemperatur kann über das Jahr gesehen an die Temperaturbedingungen des Rohschlammes und der Außenluft angepasst betrieben werden. Dabei ist ein energieorientiertes Prozessmanagement zu realisieren, bei dem die Wärmezufuhr für den Faulprozess an die aus der Faulgasverwertung zur Verfügung stehende Abwärme angepasst wird. Nach Möglichkeit sollte der Einsatz externer Energiequellen, z. B. Heizöl und Erdgas, vermieden werden. Die Speicherung großer Mengen an Faulgas für den Winterlastfall ist meistens unwirtschaftlich.

Auch eine deutliche Absenkung der Faultemperatur im Winter von z. B. 37 °C auf bis zu 30 °C kann sinnvoll sein, insbesondere bei bestehenden Anlagen mit langen Faulzeiten (> 25 d). Im Sommer kann ungenutzte Überschusswärme dem Faulbehälter zugegeben werden, um die Faultemperaturen in mesophilen Betrieb auf bis zu 40 °C zu erhöhen.

Die Faultemperatur sollte beim Übergang zwischen Winter- und Sommerperioden langsam angepasst werden, um eine Hemmung der biologischen Stoffwechselvorgänge im Faulbehälter zu vermeiden. Hierbei ist eine Temperaturänderung von 1 °C bis maximal 2 °C pro Woche einzuhalten. Dabei ist der Faulprozess kontinuierlich zu beobachten (org. Säuren, pH-Wert, Faulgasproduktion), um einer einsetzenden Hemmung schnell entgegenwirken zu können.

Bei kleineren Kläranlagen (< 50.000 E) sollte man sich im Winterbetrieb vorsichtig an die Temperaturuntergrenzen annähern, da größere Schwankungen der Rohschlammengen die Faultemperatur stärker beeinflussen können.

### Faulgasspeicherung und -nutzung

Neben dem Merkblatt DWA-M 212 „Technische Ausrüstung von Faulgasanlagen auf Kläranlagen“ (2008) sind u. a. den Merkblättern ATV-DVWK-M 363 „Herkunft, Aufbereitung und Verwertung von Biogasen“ (2010) und DWA-M 376 „Sicherheitsregeln für Biogasbehälter mit Membrandichtung“ (2006) weitere Hinweise für Planung, Bau und Betrieb zu entnehmen.

Für kleinere Schlammfäulungsanlagen mit Faulbehälterheizung sind Heizkessel, i. d. R. mit Mehrstoffbrenner, für die Wärmeerzeugung bzw. bei KWK-Anlagen zur Erzeugung von elektrischer und Wärmeenergie einsetzbar. Für unbeheizte Faulbehälter mit dezentraler Faulgasnutzung kann ein Heizkessel zur Notheizung vorgesehen werden, der je nach Speicherort des Gases durch Faulgas oder Heizöl

befeuert wird. Bei Faulbehältern sind generell sicherheitstechnische Maßnahmen vorzusehen, um bei Betriebsstörungen das nicht zu speichernde Faulgas über Gasfackeln sicher ableiten zu können.

### **Eindickung von Rohschlamm**

Die Faulstufe sollte möglichst mit einem TR-Gehalt von ca. 4 % bis zu 7 % im Rohschlamm beschickt werden, wobei in der Praxis üblicherweise Werte bis zu 6 % angestrebt werden. Hierzu müssen die Rohschlämme statisch oder maschinell eingedickt werden. Bei der maschinellen Eindickung werden meistens Filtersiebtrommeln, Siebbänder und Eindickzentrifugen eingesetzt. Dem Merkblatt DWA-M 381 (2007) sind Anwendungshinweise zur Eindickung von Klärschlämmen zu entnehmen.

Die statische Eindickung von Überschussschlamm aus Anlagen mit Nährstoffelimination wird nicht empfohlen, da sich lediglich geringe Feststoffgehalte von ca. 1 % bis 3 % erzielen lassen. Darüber hinaus besteht bei einer Abwasserreinigungsstufe mit biologischer Phosphorelimination zudem die Gefahr der verstärkten Rücklösung von Phosphor (DICHTL & SCHMELZ 2015).

Eine Eindickung des ausgefaulten Schlammes vor der Entwässerung ist ebenfalls möglich, wird jedoch in der Praxis kaum bzw. nur auf kleineren Anlagen zur Sicherstellung ausreichender Schlamm mengen für die Entwässerung praktiziert.

Faulbehälter sollten möglichst kontinuierlich mit Rohschlamm beschickt werden, um eine gleichmäßige Substratzufuhr zu gewährleisten. Bei kleineren Anlagen, in denen dies wegen der geringen täglichen Rohschlammmenge kaum möglich ist, sollte eine quasi-kontinuierliche Rohschlamm beschickung erfolgen (DWA-M 368 2014).

### **Einmischen von Co-Substraten**

Eine Co-Vergärung ist bereits bei der Planung der Schlammbehandlungsanlage zu berücksichtigen. Der erhöhte Faulgasanfall durch die Co-Vergärung ist bei der Auslegung der Faulgasspeicherung und der Verwertung miteinzubeziehen. Zusätzlich muss für das zu vergärende Co-Substrat eine Annahmestelle angelegt werden. Flüssige und pumpfähige Substrate können über eine Fäkalannahmestation angenommen werden; hierzu kann bereits eine flexible Schlauchleitung ausreichen. Die Annahmestelle ist zur Vermeidung von Geruchsemissionen und als Schutz vor Frost und Tieren einzuhausen. Eingetragene Störstoffe sind in jedem Fall zurückzuhalten, was substratabhängig zu einem sehr hohen technischen Aufwand führen kann. Für eine gleichmäßige Beschickung des Faulbehälters ist die Speicherung des Co-Substrates nach dessen Aufbereitung vorzusehen. Eine Umwälzung im Annahmeschacht sowie im Speicher wird empfohlen. (DWA-M 380 2008)

Hinsichtlich der Co-Vergärung von Ölen und Fetten ist zu berücksichtigen, dass eine Substrattemperatur von über 20 °C zur Aufbereitung, Einmischung und Förderung erforderlich ist. Für weitere Co-Substrate gilt als Stockpunkt 8 °C, ab dem das Fördern und Einbringen des Substrats möglich ist. Annahme- und Aufbereitungsstationen sollten daher zumindest wärmedämmte und im besten Falle auch beheizbar sein. Die Substrataufheizung kann separat oder, wenn vorhanden, über den Rohschlammheizkreislauf erfolgen. Auch das Vermischen mit warmem Faulschlamm in der Zulaufleitung zum Faulbehälter oder eine Kombination beider Verfahrensvarianten ist möglich. (DWA-M 380 2008)

Co-Substrate mit hohem Feststoffanteil müssen unter Umständen zerkleinert und mit Faulschlamm vor der Einbringung in den Faulbehälter pumpfähig gemacht werden. Eine Zerkleinerung erhöht auch die biologische Verfügbarkeit des Substrates und erleichtert den Hydrolyseprozess. Werden Speisereste angenommen, ist bei der Annahme ggf. eine zusätzliche, getrennte Desinfektion vorzusehen.

Ergänzende Hinweise zur Aufbereitung und zum Einmischen von Co-Substraten in die Klärschlammfaulung sind dem Merkblatt DWA-M 380 „Co-Vergärung in kommunalen Klärschlammfaulbehältern, Abfallvergärungsanlagen und landwirtschaftlichen Biogasanlagen“ (2008) zu entnehmen.

### **Desinfektionsleistung der anaeroben Klärschlammbehandlung**

Ob eine Klärschlamm desinfektion erforderlich ist, hängt vom weiteren Verwertungs- bzw. Entsorgungsweg ab.

Eine Desinfektion von Klärschlamm durch den Faulbetrieb erfolgt nur bei thermophilen Faultemperaturen. Bei mesophilen Faultemperaturen kann die für eine Desinfektion zu erzielende Reduktion pathogener Keime bei üblichen Faulzeiten nicht erreicht werden. Dementsprechend werden bei geforderter Klärschlamm-Desinfektion weitere Vor- bzw. Nachbehandlungsschritte nötig. Hinweise dazu sind dem Arbeitsbericht der DWA-ARBEITSGRUPPE AK-2.2 „Entseuchung“ (2010) zu entnehmen. Zudem wird neben jeweiligen länderspezifischen Richtlinien, Verordnungen und Gesetzen auf die europäische Klärschlammrichtlinie 86/278/EWG und auf die „Standards for the use or disposal of sewage sludge“ der U.S. EPA (2007) verwiesen.

Eine Möglichkeit zur Teil-Desinfektion stellt die in Abschnitt 12 beschriebene solare Trocknung entwässerter Faulschlämme dar. Im Hinblick auf die Reduktion von Helminthen-Eiern durch Schlammbehandlungsverfahren wird auf Abschnitt 13 verwiesen.

### **Einfluss erhöhter Salzkonzentrationen**

Untersuchungen von MIESKE (2017) zeigen, dass die Biozönose in Faulbehältern in der Lage ist, Toleranzen gegenüber dauerhaft hohe Salzkonzentrationen von deutlich über 10 g/l zu entwickeln. Werden im Kläranlagenzulauf dauerhaft hohen Salzkonzentrationen von bis 10 g/l NaCl erwartet, so haben diese auf die Bemessung der Faulstufe keinen Einfluss, da die adaptierte Biozönose in der Regel einen stabilen Faulprozess gewährleistet. Auch bei konstanten Salzkonzentrationen von über 10 g/l NaCl kann die adaptierte Biozönose einen stabilen Faulprozess gewährleisten, jedoch ist mit einer verminderten Abbaugeschwindigkeit, also einem erhöhten erforderlichen Schlammalter, zu rechnen.

Bei Konzentrationsschwankungen ist jedoch eine Inhibierung möglich. Diese wurde in der Praxis für den Schlammfad jedoch bisher noch nicht beobachtet, da aufgrund der Aufenthaltszeiten des Abwassers und der Rohschlämme in vorgeschalteten Verfahrensstufen eine Pufferung gegen Konzentrationsspitzen stattfindet.

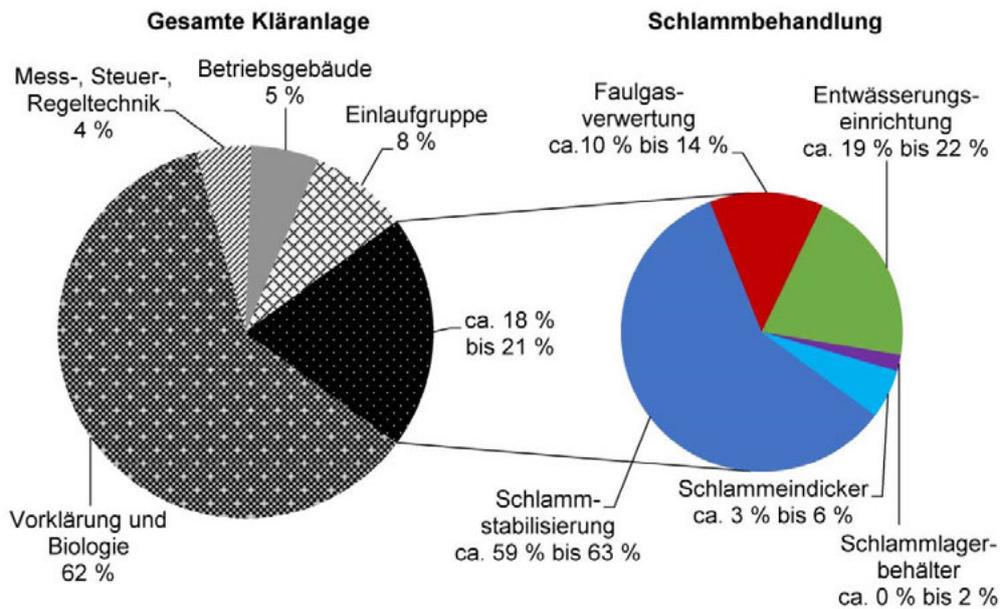
Die Adaption der Faulschlammkulturen an einen bestimmten Salzgehalt, z. B. beim Einfahrbetrieb, sollte moderat erfolgen. Dabei ist pro Woche eine Konzentrationserhöhung um 1 g NaCl/l nicht zu überschreiten. Bei der Inbetriebnahme ist daher eine schrittweise Annäherung an die Zielkonzentration ratsam, falls kein adaptierter Impfschlamm zur Verfügung steht.

Konzentrationen von über 10 g/l NaCl sind wegen verstärkter Korrosion im Hinblick auf die Beständigkeit der Anlagenteile kritisch. Eine ausreichende Materialbeständigkeit ist bei der Planung zu berücksichtigen.

## **11.6 Kostenverursachende Größen**

### **Investitions-, Kapital- und Betriebskosten**

In Deutschland entfallen rund 15 % der Jahreskosten einer Kläranlage auf den Bereich der Klärschlammbehandlung. Die Kosten der anaeroben Schlammbehandlung können insbesondere aufgrund der unterschiedlichen (Teil-)Verfahren sowie durch die unterschiedlichen Rahmenbedingungen der Kläranlagen zum Teil stark variieren (MÜLLER 2010). In Bezug auf die Investitionskosten einer Kläranlage beträgt der Anteil der Schlammfaulung samt Peripherie (Eindickung, Faulgasverwertung, Schlamm-entwässerung und -stapelung bzw. -lagerung) ca. 20 %. Bild 11.6 zeigt überschlägig die Anteile der Investitionskosten mit Detailbetrachtung der Schlammbehandlung für konventionell gebaute Kläranlagen mit mittlerem technischem Standard für ca. 100.000 E.



**Bild 11.6: Überschlägige Anteile der Investitionskosten einer Kläranlage für 100.000 E, mit Details zur Schlammbehandlung** (MIESKE 2017; Daten zusammengefasst aus MÜLLER 2010, HESSISCHE STAATSKANZLEI 2004, HABERKERN et al. 2008)

Die in Bild 11.6 angegebenen Spannen dienen lediglich als grobe Orientierung. Die Höhe der Investitionskosten wird vom Standard der technischen Ausführung bestimmt. So können in konstant warmen Regionen (vgl. Bild 11.3) durch den Verzicht auf die Wärmedämmung der Faulbehälter die Investitionskosten reduziert werden.

Als Wärmedämmstoffe für Faulbehälter kommen üblicherweise im oberirdischen Bereich Mineralwolle und an erdberührten Bereichen Schaumglas zum Einsatz. Die Materialdicke der aufgetragenen Mineralwolle beträgt zwischen 100 mm und 200 mm, wobei meist 140 mm bis 160 mm üblich sind (GUNDERMANN 2016). Die Kosten für die Wärmedämmung sind von der Faulbehälterform abhängig: Zylinderförmige Behälter können aufgrund ihrer einfachen Geometrie mit Trapezblechen in einer Größenordnung von ca. 80 €/m<sup>2</sup> (inkl. Dämmmaterial) verkleidet werden (GUNDERMANN 2016); bei konventionellen europäischen Faulbehältern in Kegelstumpf-Zylinder-Kegelform belaufen sich die Kosten auf ca. 100 €/m<sup>2</sup> (OLES 2016) und bei eiförmigen Faulbehältern auf ca. 160 bis 180 €/m<sup>2</sup> (GUNDERMANN 2016). Die Kosten für die Dämmung erdberührter Flächen mit Schaumglas betragen ca. 50 €/m<sup>2</sup> (OLES 2016).

Bei externer Nutzung des Faulgases (z. B. Einspeisung des aufbereiteten Gases in das öffentliche Netz) verringern sich die Investitionskosten für die Faulgasverwertung. Dagegen steigen aufgrund der fehlenden Eigenproduktion die Strombezugskosten. Zudem können zusätzliche Kosten für eine Faulgasaufbereitung entstehen, wenn, wie z. B. in Deutschland üblich, der Gasproduzent für die Aufbereitung verantwortlich ist. Bei unbeheizten Faulbehältern ist mit großen Faulraumvolumina aufgrund des hohen Schlammalters zu rechnen, mit der Folge höherer Investitionskosten im Verhältnis zu konventionell ausgelegten Faulbehältern.

Hinsichtlich der maschinellen Schlammmentwässerung schwanken die Investitionskosten in Abhängigkeit der gewählten Aggregate (Zentrifugen, Kammerfilterpressen, Siebband- oder Bandfilterpressen) stark. Die Wahl des Entwässerungsaggregats hat maßgebliche Auswirkung auf die verhältnismäßig hohen Betriebskosten in der Schlammmentwässerung. Dabei spielt neben den Energiekosten und den Kosten für polymere Flockungsmittel auch das erreichbare Entwässerungsergebnis eine Rolle, welches maßgeblich die Entsorgungskosten beeinflusst. Wegen relativ teurer Einzelkomponenten der Maschinenteknik für die anaerobe Klärschlammbehandlung, wie z. B. Entwässerungsaggregaten, steigen bei kleineren Kläranlagen die spezifischen Kosten überproportional stark an (MÜLLER 2010).

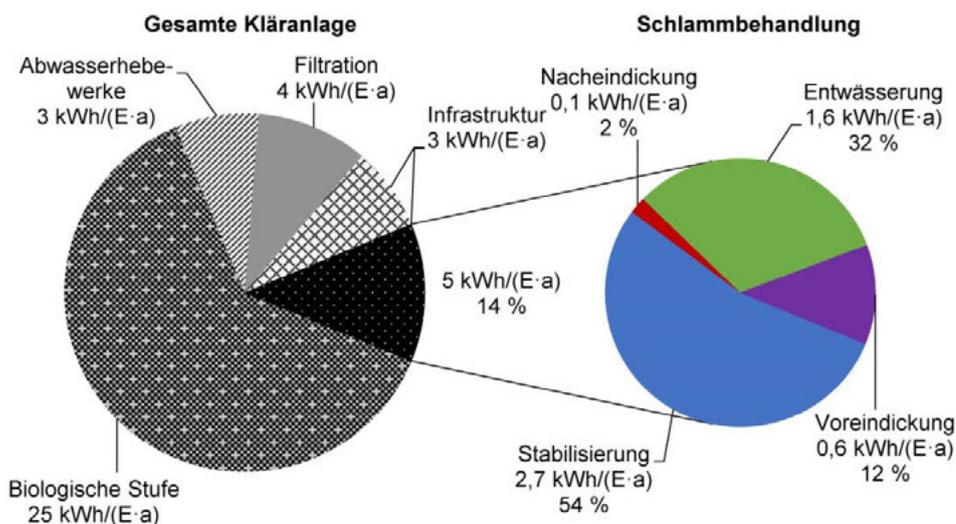
Im Einzelfall kann bei entsprechenden Randbedingungen auch ein natürliches Verfahren zur Schlammentwässerung gewählt werden, z. B. Schlamm-trockenbeete oder eine solare Klärschlamm-trocknung. So lassen sich im Gegensatz zur maschinellen Entwässerung Investitions- und Betriebskosten (Betriebsgebäude, Aggregate, Personal, Betriebsmittel) verringern. Demgegenüber steht der hohe Flächenbedarf, den natürliche Entwässerungsverfahren erfordern (vgl. z. B. Abschnitt 12 zur solaren Klärschlamm-trocknung).

Die Entsorgungskosten des Klärschlammes hängen sowohl vom Entsorgungsweg als auch von länderspezifischen Gegebenheiten, wie Personal- und Energiekosten, ab. Daher kann kein Entsorgungsweg explizit als generelle Vorzugslösung empfohlen werden. Aus umweltschutztechnischer Sicht ist ein verwertungsorientiertes Klärschlammmanagement vorzuziehen. Aufgrund der Marktentwicklung von Düngemittelpreisen und durch sich stetig verbessernde Verfahren zur Nährstoffrückgewinnung besteht ggf. die Möglichkeit, langfristig Einnahmen zu generieren bzw. ein kostendeckendes Klärschlammmanagement zu entwickeln.

Durch die Verringerung der anfallenden Schlamm-mengen um rund 1/3 der TS-Fracht trägt die anaerobe Schlammstabilisierung signifikant zur Reduzierung der Entsorgungskosten bei.

**Stromverbrauch und Stromerzeugung innerhalb der anaeroben Schlammbehandlung**

Der Stromverbrauch hängt von der eingesetzten Technik ab. In Bild 11.7 ist der Stromverbrauch mit Detailbetrachtung der Schlammbehandlung für eine konventionelle Kläranlage mit mittlerer technischer Ausstattung für 100.000 E dargestellt.



**Bild 11.7: Stromverbrauch einer Kläranlage (100.000 E) mit Fokus auf der Schlammbehandlung**  
(nach LANUV NRW 2014)

Die in Bild 11.7 aufgeführten Werte zeigen, dass der Stromverbrauch für die Schlammbehandlung ca. 14 % des Verbrauchs der Gesamtanlage ausmacht. Stromkosten fallen insbesondere bei Pumpen und Aggregaten für die Faulbehälterumwälzung sowie bei der maschinellen Entwässerung an. Bei großen Faulbehältervolumina, die sich aus der Wahl von hohen Faulzeiten ergeben, erhöhen sich die spezifischen Energiekosten für die Umwälzung im Vergleich zu einer konventionell geplanten Anlage. Demgegenüber stehen Einsparungen der Investitionen und Energiekosten für Förderpumpen des Heizschlammkreislaufs bei unbeheizten Faulbehältern.

Insgesamt übersteigt die aus der Faulgasproduktion in BHKW gewonnene elektrische Energie den Strombedarf der Klärschlammbehandlung bei weitem. Die jährliche einwohnerspezifische Stromproduktion infolge Faulgasverstromung lässt sich, abhängig von der Faulgasausbeute und dem Wirkungsgrad des eingesetzten BHKW, im Mittel mit ca. 13 bis 15 kWh/(E·a) abschätzen.

### Einwohnerspezifische Kosten

In Tabelle 11.7 sind einwohnerspezifische Kosten für eine Beispielkläranlage (100.000 E) mittleren technologischen Standards zusammengestellt (MÜLLER 2010). Die in der Tabelle genannten Kosteneinsparungen aus der Faulgasnutzung reduzieren die Jahreskosten der Klärschlammbehandlung um ca. 22 %. Die Einsparungen der Strombezugskosten erreichen rund 45 % der Gesamtbetriebskosten (MÜLLER 2010). Zusätzliche Einsparungen ergeben sich aus den reduzierten Schlammmentsorgungskosten.

Tabelle 11.7: Zusammenstellung spezifischer Kosten für die Schlammbehandlung einer Beispielkläranlage mit 100.000 E (MÜLLER 2010)

| Verfahrensschritt   | Kapitalkosten<br>(€/E·a) | Betriebskosten<br>(€/E·a) | Jahreskosten<br>(€/E·a) |
|---|--------------------------|---------------------------|-------------------------|
| Eindickung  | 0,4                      | 0,9                       | 1,3                     |
| anaerobe Stabilisierung   | 3,8                      | 1,9                       | 5,7                     |
| Gasverwertung   | 0,6                      | 0,7                       | 1,3                     |
| Entwässerung  | 1,3                      | 2,5                       | 3,8                     |
| Summe Klärschlammbehandlung   | 6,1                      | 6,0                       | 12,1                    |
| Kosteneinsparungen aus Faulgasverwertung                                | -                        | -2,7                      | -2,7                    |
| Summe Schlammbehandlung abzüglich<br>Einsparungen aus Faulgasverwertung | 6,1                      | 3,3                       | 9,4                     |

## 11.7 Schlammmentwässerung

Grundsätzlich sollte ein möglichst gutes Entwässerungsergebnis angestrebt werden. Das Interesse eines Kläranlagenbetreibers in Bezug auf das Entwässerungsergebnis wird maßgeblich durch die spezifischen Entsorgungskosten für den stabilisierten Schlamm beeinflusst. Diese sind in erster Linie abhängig von den zur Verfügung stehenden Entsorgungswegen. Diese Aspekte bestimmen somit letztlich die Wahl des Entwässerungsverfahrens/-aggregates.

Die Grundlagen und Verfahren der Eindickung und Entwässerung von Klärschlamm sind den Merkblättern DWA-M 381 (2007) und DWA-M 366 (2013), die Wirkungsmechanismen der Konditionierung sowie Kennwerte der Schlammmentwässerung sind den Merkblättern DWA-M 383 (2008) und DWA-M 350 (2014) zu entnehmen. Schmelz (2010) fasst die Unterscheidungsmerkmale von Entwässerungsaggregaten zusammen (siehe Tabelle 11.8).

Tabelle 11.8: Unterscheidungsmerkmale verschiedener Entwässerungsaggregate (SCHMELZ 2010)

|                                    | Bandfilterpressen            | Zentrifugen                  | Filterpressen                |
|------------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betriebsweise                      | kontinuierlich               | kontinuierlich               | diskontinuierlich            |
| Eingangs-TR-Gehalt                 | 3 – 9 % TR                   | 1,5 – 8 % TR                 | 3 – 8 % TR                   |
| Polymerverbrauch                   | 3 – 5 kg Polymer/kg TR       | 2 – 10 kg Polymer/kg TR      | 3 – 7 kg Polymer/kg TR       |
| Erreichbares Entwässerungsergebnis | 22 – 30 % TR                 | 25 – 35 % TR                 | 30 – 45 % TR                 |
| Energieverbrauch                   | 1,0 – 1,5 kWh/m <sup>3</sup> | i. M. 2,0 kWh/m <sup>3</sup> | 1,2 – 2,0 kWh/m <sup>3</sup> |

Gegebenenfalls ist auch der Einsatz von Schlammtrockenbeeten als Alternative zur maschinellen Entwässerung in Betracht zu ziehen (METCALF & EDDY 2013).

Das Entwässerungsergebnis wird unter anderem durch den Stabilisierungsgrad des Schlammes beeinflusst, da sich durch die Abnahme der im Schlamm enthaltenen organischen Bestandteile das Entwässerungsergebnis zunehmend verbessert. Der Einsatz von Konditionierungsmitteln (z. B. polymere Flockungsmittel, Stärke, mineralische Asche, Kalk-Eisen) ist auf das jeweilige Aggregat und den zu entwässernden Schlamm abzustimmen.

#### Rückbelastungen für die biologische Stufe der Kläranlage

Im Hinblick auf die Rückbelastungen für die biologische Stufe durch Zentratwasser sollte das Hauptaugenmerk auf einem hohen Abscheidegrad der Feststoffe von der flüssigen Phase liegen. Dabei sind Mindestabscheidegrade von über 0,95 (besser > 0,98) anzustreben (DWA-M 383 2008).

Das vom Faulschlamm bei der Entwässerung abgetrennte Wasser enthält meist hohe Konzentrationen an Stickstoff sowie schwer abbaubarem CSB. Die in den Hauptstrom der Kläranlage zurückgeführte Stickstofffracht stellt eine Rückbelastung zwischen 10 % und 20 % bezogen auf die Stickstoffzulauf fracht dar. Beim CSB beträgt die Rückbelastung ca. 10 % (DICHTL & SCHMELZ 2015). Hohe Konzentrationen an Phosphor im Zentratwasser/Filtrat können als Rückbelastung unter Umständen (vermehrte biologische P-Elimination und hohe P-Zulauf frachten) den Betrieb der biologischen Stufe beeinträchtigen. Jedoch sind üblicherweise P-Rückbelastungen von nicht mehr als 5 % zu erwarten. Wenn aufgrund von hohen Temperaturen in einer Belebungsanlage das für das Reinigungsziel erforderliche Schlammalter kleiner als das vorhandene Schlammalter ausfällt, kann es jedoch zu einer Stabilisierung des Schlammes mit der Folge von erhöhten P-Rücklösungen kommen.

Zur Ermittlung der Rückbelastungen aus der Schlammentwässerung wird auch auf den Arbeitsbericht „Rückbelastung aus der Schlammbehandlung“ der ATV-DVWK-Arbeitsgruppe AK-1.3 (2000) verwiesen.

## 12 Solare Klärschlamm-trocknung

### 12.1 Einleitung und Anwendungsbereich

Der auf Kläranlagen anfallende Roh- oder Faulschlamm sollte nach der Entwässerung entsprechend der weiteren Verwertung zusätzlich getrocknet werden. In Untersuchungen zum Einsatz unter anderen klimatischen Randbedingungen von BAUERFELD et al. (2010) sowie BAUERFELD (2012) zeigte sich die solare Klärschlamm-trocknung (SKT) in Bezug auf den Behandlungserfolg und die Wirtschaftlichkeit als besonders vielversprechend. Bisher existierten für diese Verfahrenstechnik jedoch keine einheitlichen und detaillierten Empfehlungen zur Bemessung und zum Betrieb unter anderen klimatischen Randbedingungen.

Bei den nachfolgenden Ausführungen steht ein verwertungsorientiertes Klärschlammmanagement im Vordergrund, das eine Rückführung von im Klärschlamm enthaltenen Wertstoffen in den Stoffkreislauf einer Beseitigung vorzieht. Dies setzt voraus, dass die Konzentrationen an Schadstoffen sowie pathogenen Mikroorganismen im behandelten Klärschlamm vertretbar niedrig sind. Für diesen Fall berücksichtigt der vorliegende Abschnitt auch die Möglichkeiten und Voraussetzungen der landwirtschaftlichen und landbaulichen Klärschlammverwertung.

#### Verfahrensbeschreibung der solaren Klärschlamm-trocknung

Die solare Klärschlamm-trocknung nutzt hauptsächlich die Globalstrahlung als Energieträger, so dass der Primärenergieverbrauch auf ein Minimum reduziert wird (ATV-DVWK-M 379 2004). Der entwässerte Schlamm (in seltenen Fällen auch Nassschlamm) wird auf einer befestigten Fläche (i. d. R. aus Beton) aufgebracht, welche mit einer transparenten Bauwerkshülle eingehaust ist, vergleichbar mit einem konventionellen Gewächshaus aus der Agrarwirtschaft. Die kurzwellige Globalstrahlung tritt durch die gläserne Gebäudehülle in die Trocknungshalle ein und wird am Boden als langwellige Wärmestrahlung reflektiert, welche die Gebäudehülle nicht wieder verlassen kann (Bild 12.1). Durch diesen Gewächshauseffekt kommt es zu einer Erwärmung der Innenluft. Ventilatoren sorgen für einen regelmäßigen Luftaustausch, bei dem die feuchte Luft nach außen transportiert wird. Mithilfe einer Wendeeinrichtung wird der Schlamm regelmäßig gemischt und gewendet. Auf diese Weise kann ein Trockengranulat mit einem Trockenrückstand von 90 % produziert werden. Bild 12.1 zeigt die schematische Darstellung einer Solartrocknung mit den wesentlichen Einrichtungen: Betonboden, Einhausung, Wendeeinrichtung, Ventilation. Bild 12.2 zeigt den Blick in einen Solartrockner mit Wendeeinrichtung und Ventilatoren.

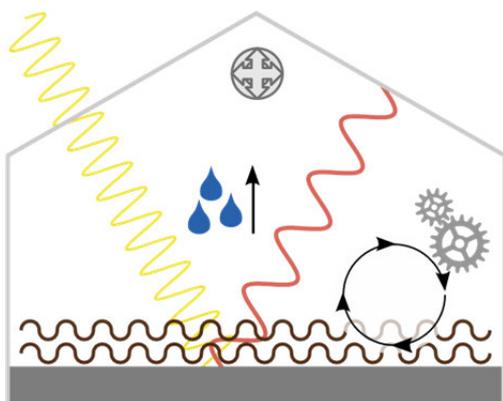


Bild 12.1: Schema der solaren Klärschlamm-trocknung (nach STEFFEN 2014)



Bild 12.2: Foto einer solaren Klärschlamm-trocknung (ISWW)

#### Abgrenzung zu Schlamm-trockenbeeten

Die solare Klärschlamm-trocknung ist eine Weiterentwicklung der Behandlung in Trockenbeeten. In Deutschland sind Trockenbeete nicht mehr üblich, für andere Regionen stellt dieses Verfahren jedoch weiterhin eine geeignete Variante dar. Vielfach wird es zur Behandlung von Fäkalschlämmen, z. B. aus Septic Tanks, genutzt (UNESCO 2014). Des Weiteren werden Schlammbeete bei kleinen und

mittelgroßen Kläranlagen (bis 20.000 E) zur Entwässerung eingesetzt. Dabei wird der flüssige Schlamm auf Flächen mit Sand-Kies-Drainage aufgebracht; üblich sind Schlammbeethöhen von 20 cm bis 30 cm. Der größte Anteil des Wassers wird als Sickerwasser über die Drainage entzogen, ein kleinerer Anteil verdunstet. Bei Überdachung der Trockenbeete kann die Fläche auf ca. die Hälfte reduziert werden (METCALF & EDDY 2013).

Die Feststoffflächenbelastung konventioneller Trockenbeete liegt in kalten Klimazonen bei 15 kg TR/(m<sup>2</sup>·a) bis 30 kg TR/(m<sup>2</sup>·a) und kann in warmen Klimaregionen 50 kg TR/(m<sup>2</sup>·a) bis 100 kg TR/(m<sup>2</sup>·a) erreichen. Dabei kann ein Trockenrückstand von 50 % erreicht werden. Bei der solaren Klärschlamm-trocknung lässt sich ein Trockenrückstand von über 90 % erreichen und die Feststoffflächenbelastung steigt in kaltem Klima auf 70 kg TR/(m<sup>2</sup>·a) bis 80 kg TR/(m<sup>2</sup>·a) bzw. in warmem Klima auf 230 kg TR/(m<sup>2</sup>·a) bis 300 kg TR/(m<sup>2</sup>·a). (BAUERFELD 2012)

### **Anwendungsbereiche der solaren Klärschlamm-trocknung**

Weltweit befinden sich bereits über 400 Anlagen zur solaren und fremdwärmeunterstützten solaren Klärschlamm-trocknung im Einsatz. In gemäßigtem Klima werden Solartrockner überwiegend auf kleineren Kläranlagen angewendet. So zeigen WIECHMANN et al. (2013) beispielsweise für Deutschland eine durchschnittliche Anschlussgröße von knapp 10.000 E für Kläranlagen mit Solartrocknung auf. Da das Verfahren stark von den Klimabedingungen abhängig ist, werden in wärmeren Regionen auch größere Anlagen gebaut. Die derzeit größte Solartrocknungsanlage befindet sich auf Mallorca und behandelt auf einer Fläche von rund 20.000 m<sup>2</sup> den Schlamm von 600.000 E (ANONYM 2016).

Der Solartrocknungsanlage wird in der Regel entwässerter Schlamm zugeführt. Ebenfalls gibt es Lösungen zur Solartrocknung flüssiger Klärschlämme, die nachfolgend jedoch nicht behandelt werden. Die Hersteller der Trocknungsanlagen geben als Trockenrückstand, der beim Eintrag in die Trocknungshalle mindestens erreicht werden muss, rund 15 % bis 20 % an. Der Klärschlamm muss über eine stichfeste Konsistenz verfügen, damit er von der Wendeeinrichtung gefördert und gemischt werden kann.

Aufgrund der hohen Globalstrahlung und Temperaturen sind Solartrockner besonders für warme Regionen geeignet, aber auch in kälteren oder gebirgigen Regionen (z. B. Norddeutschland, Polen, Österreich, Schweiz, USA) wurden positive Erfahrungen mit Solartrocknern gesammelt. Wichtig ist in diesen Fällen neben der Verfügbarkeit von ausreichender Fläche eine angepasste Betriebsweise der Anlage.

Die temperaturbedingten Einsatzbereiche von Solartrocknern liegen zwischen 5 °C und 50 °C Innentemperatur. Bei Temperaturen über 40 °C ist zum Schutz der innenliegenden Maschinen und Geräte auf eine entsprechende Kühlung durch Lüftung zu achten. Bei hohen Temperaturen ist mit einer schnelleren Alterung der Bauteile zu rechnen.

Bei niedrigen Temperaturen in Kombination mit geringer Globalstrahlung und/oder hoher Luftfeuchtigkeit reduziert sich die Verdunstung auf ein Minimum. Solartrockner ohne Zusatzheizung fungieren in gemäßigten und kalten Klimaregionen im Winter daher vorwiegend als Speicher, insbesondere wenn die Einstrahlung durch Schneebedeckung zusätzlich reduziert wird. Die Trocknungsfläche ist dann so auszulegen, dass eine vollständige Trocknung in den Frühlings- bis Herbstmonaten stattfinden kann. Alternativ führt eine Zusatzheizung (Fußbodenheizung oder Heizlüfter) auch bei winterlichen Wetterbedingungen zu einer wirksamen Trocknung.

Um eine übermäßige Geruchsbelastung zu vermeiden, sollte der Klärschlamm stabilisiert, mindestens jedoch teilstabilisiert sein. Zur weitergehenden Vermeidung von Geruchsemissionen kann eine Abluftbehandlungsanlage installiert werden; aber auch in diesem Fall ist zu beachten, dass das Personal keinen schädlichen Emissionen (z. B. pathogene Keime, H<sub>2</sub>S, NH<sub>3</sub>) ausgesetzt ist.

## 12.2 Erweiterung gegenüber der üblichen Bemessung in Deutschland

Für die solare Klärschlamm-trocknung existieren sowohl im deutschen technischen Regelwerk als auch in den international anerkannten Nachschlagewerken zur Klärschlammbehandlung keine einheitlichen Hinweise zur Dimensionierung. Allgemeine Verfahrensbeschreibungen sind u. a. dem Merkblatt ATV-DVWK-M 379 „Klärschlamm-trocknung“ (2004) oder METCALF & EDDY (2013) zu entnehmen.

In der Praxis erfolgt die Anlagenplanung überwiegend anhand klimahydrologischer Modelle zur Berechnung der Verdunstung und damit der Wasseraustragsleistung aus dem Solartrockner, die ursprünglich für die Verdunstung von unbewachsenen Landflächen entwickelt wurden. Die Besonderheiten der Klärschlamm-trocknung, die sich vor allem durch den Gewächshauseffekt und die betrieblichen Einflüsse auf das Verdunstungsgeschehen ergeben, werden hierbei allerdings nur unzureichend abgebildet. Daher werden die theoretischen Berechnungen mit Erfahrungswerten plausibilisiert und ergänzt.

Im nachfolgend beschriebenen Bemessungsansatz für die solare Klärschlamm-trocknung wird zur Berechnung der Verdunstung die von WENDLING et al. (1991) veränderte Penman-Formel herangezogen. Die vorgenommenen Anpassungen werden in 12.4 ausführlich beschrieben.

## 12.3 Verfahrensspezifische Formelzeichen

Die für die Bemessung der solaren Klärschlamm-trocknung erforderlichen verfahrensspezifischen Kurzzeichen sind nachfolgend aufgeführt. Allgemeine Kurzzeichen und Abkürzungen sind in Abschnitt 2 zusammengestellt.

| Kurzzeichen                  | Einheit   | Bezeichnung   | Kurzzeichen, englisch  | Bezeichnung, englisch                        |
|------------------------------|---|---|------------------------|--|
| $A_{\text{Speichertrockn.}}$ | $\text{m}^2$  | notwendige Trocknungs- und Speicherfläche                                     | $A_{\text{store+dry}}$ | required drying area, including store        |
| $A_{\text{Trocknung}}$       | $\text{m}^2$  | notwendige Trocknungsfläche   | $A_{\text{dry}}$       | required drying area                         |
| $B_{\text{TR,a}}$            | $\text{kg TR}/(\text{m}^2 \cdot \text{a})$          | Feststoffflächenbelastung   | $L_{\text{A,TS}}$      | areal total solids loading                   |
| $E_{\text{p,SKT}}$           | $\text{kg H}_2\text{O}/(\text{m}^2 \cdot \text{a})$ | potenzielle Verdunstung im Solartrockner                                      | $E_{\text{p,SD}}$      | potential evaporation                        |
| $E_{\text{p,SKT,min}}$       | $\text{kg H}_2\text{O}/(\text{m}^2 \cdot \text{a})$ | minimal mögliche Verdunstung  | $E_{\text{p,SD,min}}$  | minimum potential evaporation                |
| $E_{\text{soll}}$            | $\text{kg H}_2\text{O/a}$                           | Soll-Verdunstung  | $E_{\text{t}}$         | target evaporation                           |
| $f_{\text{K}}$               | -   | Küstenfaktor  | $f_{\text{c}}$         | coast factor                                 |
| $G$                          | $\text{kg/h}$                                       | verdunstete Wassermenge pro Stunde ( $G = E_{\text{p,SKT}} / 8.760 \cdot A$ ) | $G$                    | evaporated mass of water per hour            |
| $G_{\text{G}}$               | $\text{W/m}^2$                                      | globale Bestrahlungsstärke (Globalstrahlung)                                  | $G_{\text{g}}$         | global irradiance (global solar radiation)   |
| $H_{\text{G}}$               | $\text{J}/(\text{cm}^2 \cdot \text{a})$             | jährliche Bestrahlung (Jahressumme der Bestrahlungsstärke)                    | $H_{\text{g}}$         | yearly irradiance (annual sum of irradiance) |
| $H_{\text{H}}$               | $\text{J}/(\text{cm}^2 \cdot \text{a})$             | jährlicher Energieinput einer Zusatzheizung                                   | $H_{\text{h}}$         | yearly energy-input from additional heating  |
| $M_{\text{f}}$               | t   | Masse des feuchten Materials  | $M_{\text{h}}$         | mass of humid material                       |
| $M_{\text{t}}$               | t   | Feststoffmasse  | $M_{\text{d}}$         | mass of solids                               |

| Kurzzeichen      | Einheit                    | Bezeichnung  | Kurzzeichen, englisch | Bezeichnung, englisch                          |
|------------------|----------------------------|--|-----------------------|--|
| $n$              | 1/h                        | Luftwechselrate  | $n$                   | rate of ventilation                            |
| $P_{\text{sat}}$ | Pa                         | Sättigungsdampfdruck   | $P_{\text{sat}}$      | saturation vapour pressure                     |
| $R_D$            | Pa·m <sup>3</sup> / (kg·K) | Gaskonstante Wasserdampf   | $R_V$                 | gas constant water vapour                      |
| $\Delta T$       | K                          | Differenz zwischen der Außen- und Innentemperatur                  | $\Delta T$            | difference of temperature outside and inside   |
| $T_e$            | °C                         | Lufttemperatur außen   | $T_e$                 | temperature outside                            |
| $T_i$            | °C                         | erhöhte Innentemperatur aufgrund des Gewächshauseffektes           | $T_i$                 | increased temperature inside                   |
| $TR_{\text{AT}}$ | %                          | Trockenrückstand des Austragsmaterials                             | $DS_{\text{out}}$     | dried solid content of the output-material     |
| $TR_{\text{ET}}$ | %                          | Trockenrückstand des Eintragsmaterials                             | $DS_{\text{in}}$      | dried solid content of the input-material      |
| $V$              | m <sup>3</sup>             | Volumen der Trocknungshalle  | $V$                   | volume of the drying hall                      |
| $\theta$         | K                          | absolute Temperatur ( $\theta = T + 273,15$ )                      | $\theta$              | absolute temperature                           |
| $v_{\text{sat}}$ | kg/m <sup>3</sup>          | Sättigungskonzentration des Wasserdampfes                          | $v_{\text{sat}}$      | saturation concentration of water vapour       |
| $v$              | kg/m <sup>3</sup>          | absolute Luftfeuchtigkeit  | $v$                   | absolute humidity                              |
| $\tau$           | -                          | Transmissionskoeffizient des Eindeckungsmaterials                  | $\tau$                | transmission-coefficient of the cover          |
| $\Phi$           | %                          | relative Luftfeuchtigkeit  | $\Phi$                | relative humidity                              |
| $\Delta\Phi$     | %-Punkte                   | Differenz zwischen der relativen Luftfeuchtigkeit außen- und innen | $\Delta\Phi$          | difference between humidity outside and inside |
| <b>Indizes</b>   |                            |  |                       |  |
| e                |                            | außen  | e                     | outside  |
| i                |                            | innen  | i                     | inside   |

## 12.4 Bemessung

### 12.4.1 Erläuterung des Bemessungsansatzes

Für die Bemessung der solaren Klärschlamm-trocknung wird die von WENDLING et al. (1991) veränderte Penman-Formel verwendet. Im Gegensatz zu anderen klimahydrologischen Modellen ist hierbei nur eine begrenzte Anzahl an Eingangsparametern notwendig, um mit hinreichender Genauigkeit die Verdunstung abbilden zu können. In der Original-Formel sind vor allem die Temperatur  $T$  (°C) und die Bestrahlung  $H_0$  (J/(cm<sup>2</sup>·a)) relevant, des Weiteren kommt ein Küstenfaktor  $f_k$  (-) zur Anwendung, wenn der Standort innerhalb eines 30 km breiten Küstenstreifens liegt. Da der Formelansatz empirisch formuliert wurde, ist er nicht Einheiten-konform.

In die Erweiterung dieses Ansatzes fließen folgende Aspekte ein, die in den nachfolgenden Bemessungsabschnitten näher erläutert werden:

- Klimaeinfluss an den verschiedenen Standorten (tropisch, gemäßigt, kühlgemäßigt),
- Luftwechselrate,
- Transmissionsverluste durch Einhausung,
- Temperaturerhöhung durch Einhausung,
- Einfluss einer zusätzlichen Wärmequelle (verschiedene Aggregate),
- Wegfall des Küstenfaktors, da dieser auf die solare Klärschlamm-trocknung keine Auswirkung hat.

Der Bemessungsansatz basiert auf empirischen Daten und ist stark von den lokalen Randbedingungen abhängig. Die zugrunde liegenden Untersuchungen an Standorten in drei verschiedenen Klimaregionen, die anhand der Klimadefinition von KÖPPEN & GEIGER (1954) ausgewählt wurden, weisen folgende Merkmale nach Daten von DELLBRÜGGE (2017) und TUKIAINEN (2016) auf:

- tropisches Klima (effektive Klimaklassifikation: Aw): Millionenstadt in Kolumbien, Durchschnittstemperatur aller Monate: jeweils größer 18 °C, zwei ausgeprägte Regenzeiten, Bestrahlung: 1.850 kWh/(m<sup>2</sup>·a),
- gemäßigttes Klima (effektive Klimaklassifikation: Cfb): Kleinstadt in Süddeutschland, Durchschnittstemperatur kältester Monat: -3 °C, wärmster Monat: 17 °C, ganzjährig Niederschläge, Bestrahlung: 1.130 kWh/(m<sup>2</sup>·a),
- kühlgemäßigttes Klima (effektive Klimaklassifikation: Dfb): Mittelstadt in Südpolen, Durchschnittstemperatur kältester Monat: -3 °C, wärmster Monat: 19 °C, ganzjährig Niederschläge, Bestrahlung: 1.020 kWh/(m<sup>2</sup>·a).

### 12.4.2 Ablauf der Bemessung

Die Bemessung der Trocknungsfläche zur solaren Klärschlamm-trocknung erfolgt nach dem in Bild 12.3 dargestellten Ablauf. Ausgehend von den bekannten bzw. gemessenen klimatischen Randbedingungen und definierten Betriebsparametern (z. B. Eindeckungs-material, Nutzung einer Zusatzheizung) wird zunächst die potenzielle Verdunstung  $E_{p,SKT}$  (kg/(m<sup>2</sup>·a)) ermittelt. Aus gegebenen oder definierten Randbedingungen zum Schlammentwässerungsgrad und zum Trocknungsziel ist im Vergleich dazu die notwendige Verdunstung  $E_{soll}$  (kg/m<sup>2</sup>) zu ermitteln. Abhängig davon, ob ein Speicher für nicht entwässerten Nassschlamm vorhanden ist bzw. angelegt werden soll, wird die Trocknungsfläche  $A$  (m<sup>2</sup>) berechnet. Ist kein Nassschlamm-speicher vorhanden, fungiert der Solartrockner als Speichertrockner mit entsprechend größerer Grundfläche und Gestaltung. Da es sich bei der solaren Klärschlamm-trocknung um ein extensives Verfahren mit relativ großem Flächenbedarf handelt, spielt dieser Aspekt eine wichtige Rolle. Die ermittelte Trocknungsfläche ist sodann mit der verfügbaren Fläche abzugleichen. Eventuell resultieren daraus Veränderungen der Betriebseinstellungen oder des Trocknungsziels, um die Trocknungsfläche anzupassen. Anhand der anfallenden Schlamm-mengen und der letztlich berechneten Trocknungsfläche ergibt sich die Feststoffflächenbelastung  $B_{TR}$  (kg TR/(m<sup>2</sup>·a)).

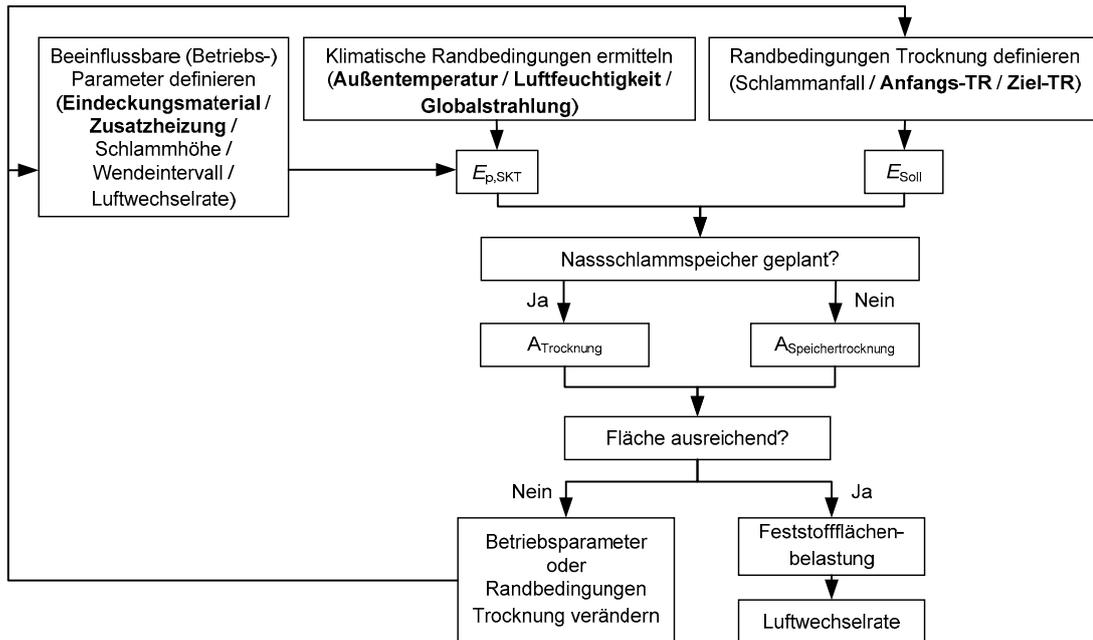


Bild 12.3: Ablauf der Bemessung für die solare Klärschlamm-trocknung

Die wesentlichen zur Berechnung notwendigen Eingangswerte sind in Bild 12.3 fett markiert (Globalstrahlung, Eindeckungsmaterial, Zusatzheizung, Außentemperatur, relative Luftfeuchtigkeit, Trockenrückstand) und werden im Folgenden zunächst beschrieben sowie mit typischen Größenordnungen angegeben. Anschließend erfolgt schrittweise die Erläuterung der Bemessung einer Anlage zur solaren Klärschlamm-trocknung anhand der notwendigen Gleichungen. Auf veränderbare Betriebsparameter (Schlammhöhe, Wendeintervall, Luftwechselrate) wird anschließend in 12.5 näher eingegangen.

Ergänzend wird in Anhang B.9 die Dimensionierung einer Anlage zur solaren Klärschlamm-trocknung für eine Beispielkläranlage mit Belebungsverfahren und anaerober Schlammstabilisierung für 100.000 E dargelegt.

### 12.4.3 Erläuterung der Eingangswerte

#### Globale Bestrahlungsstärke ( $G_g$ )

Die globale Bestrahlungsstärke  $G_g$  (in  $W/m^2$ ), auch Global- oder Solarstrahlung genannt, stellt nach VDI-Richtlinie 3786 Blatt 5 (2015) die Strahlungsleistung der Sonne pro Fläche dar, die auf eine horizontale Oberfläche fällt. Bei der Messung wird die kurzwellige Strahlung im Bereich von 300 nm bis 3.000 nm auf einer ebenen Fläche erfasst. Die Globalstrahlung enthält sowohl die direkte als auch die diffuse Strahlung und ist der Faktor, der die potenzielle Verdunstung im Solartrockner am meisten beeinflusst.

Die in der Globalstrahlung enthaltene Energie kann im Klärschlamm sowohl zur Aufheizung als auch für die Verdunstung von Wasser genutzt werden, wie es von Monteith (1973) vergleichbar für Pflanzen und Tiere beschrieben wird. Hierbei spielt eine Rolle, welcher Anteil der Strahlung reflektiert und welcher absorbiert wird, da nur der absorbierte Anteil für die oben genannten Reaktionen genutzt werden kann. Untersuchungen von BOWERS & HANKS (1964) zeigen, dass die Reflektion direkt durch den Wassergehalt beeinflusst wird. Mit steigendem Wassergehalt wird mehr Strahlungsenergie absorbiert und steht entsprechend für Reaktionsprozesse zur Verfügung.

**Bestrahlung ( $H_G$ )**

Wird das zeitliche Integral über die Bestrahlungsstärke gebildet, ergibt sich die Bestrahlung  $H_G$  (in  $Ws/m^2$ ). Der Zeitraum kann je nach Anwendung und Notwendigkeit gewählt werden, üblich sind eine Stunde, ein Tag und ein Jahr, beispielsweise angegeben als „Jahressumme der Bestrahlungsstärke“ in  $kWh/(m^2 \cdot a)$  oder in  $J/(cm^2 \cdot a)$ . Die Bestrahlung wird durch Multiplikation der gemessenen Globalstrahlung mit der Dauer des betrachteten Auswertintervalls ermittelt. (VDI 3786, Blatt 5 2015)

Durch Bewölkung können tägliche Bestrahlungswerte stark schwanken, im langjährigen Mittel zeigen sich jedoch konstante Werte. Typische Größenordnungen für die Bestrahlung in verschiedenen Klimazonen sind in Tabelle 12.1 dargestellt.

**Tabelle 12.1: Größenordnungen für mittlere Jahreswerte der Bestrahlung  $H_G$**

(ergänzte Zusammenstellung nach KÖPPEN & GEIGER (1954), TUKIAINEN (2016))

|  | kühl-gemäßigtes Klima | gemäßigtes Klima  | tropisches Klima  | Wüstenklima       |
|--|-----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| jährl. Bestrahlung $H_G$ ( $kWh/(m^2 \cdot a)$ )   | 900 – 1.200           | 1.100 – 1.400     | 1.400 – 1.900     | 1.800 – 2.500     |
| dito ( $J/(cm^2 \cdot a)$ )*1  | 324.000 – 432.000     | 396.000 – 504.000 | 504.000 – 684.000 | 648.000 – 900.000 |
| Globalstrahlung $G_G$ ( $W/m^2$ )  | 100 – 135             | 125 – 160         | 160 – 215         | 205 – 285         |
| ANMERKUNG<br>*) Umrechnungsfaktor: $1 W = 1J/s \rightarrow 1 kWh/(m^2 \cdot a) = 360 J/(cm^2 \cdot a)$ |                       |                   |                   |                   |

Bei der Bemessung ist die lokal vorhandene globale Bestrahlungsstärke oder Bestrahlung anhand geeigneter Datenbanken (z. B. NASA (2016) oder TUKIAINEN (2016)), Karten (z. B. VAISALA 2016) oder Messungen vor Ort zu ermitteln.

Die Bestrahlung  $H_G$  geht als Eingangswert in die Bemessung ein. Da jedoch ein Teil der Strahlung an der Abdeckung der Trocknungshalle reflektiert oder durch sie absorbiert wird, ist die Bestrahlung, die das Schlammbeet im Inneren erreicht, entsprechend verringert. Diese Abminderung wird über den Transmissionskoeffizienten  $\tau$  berücksichtigt. Dieser ist im Wesentlichen vom Eindeckungsmaterial abhängig. Eine Zusammenstellung der Transmission bei unterschiedlichen Materialien ist in Tabelle 12.2 aufgeführt.

**Tabelle 12.2: Transmissionswerte  $\tau$  verschiedener Eindeckungsmaterialien (Bux 2013)**

|                         | Sicherheitsglas | Doppelstegplatten (6 mm), PC4 | Luftpolsterfolie (8 mm), PE3 | PE-Doppelfolie (2 · 200 $\mu m$ ), PE3 |
|-------------------------|-----------------|-------------------------------|------------------------------|--|
| Transmission $\tau$ (-) | 0,91            | 0,82                          | 0,82                         | 0,80                                   |

Es ist darauf zu achten, dass möglichst keine Verschattung der geplanten Trocknungsfläche vorliegt.

**Energie aus Zusatzheizung ( $H_H$ )**

Im Jahresverlauf kann es zu erheblichen Schwankungen in der Trocknungskapazität eines Solar-trockners kommen, bis hin zu einem Stillstand der Trocknung im Winter bei gemäßigttem und kühl-gemäßigtem Klima. In tropischen Regionen ist die Verdunstung in der Regenzeit aufgrund der hohen Luftfeuchtigkeit vermindert. Diese Schwankungen können durch den Einsatz einer Zusatzheizung ausgeglichen bzw. abgemindert werden. Durch eine Zusatzheizung kann die Trocknungsfläche reduziert werden, wodurch die Solartrocknung ggf. auch in kälteren Regionen wirtschaftlich wird.

Um die Zusatzheizung quantitativ in der Bemessung berücksichtigen zu können, muss die jährlich anfallende Energiemenge der Abwärmequelle bekannt sein oder abgeschätzt werden. Ebenfalls ist zu klären, ob der Wärmestrom kontinuierlich zur Verfügung steht und wie der Zusatzwärmebedarf über das Jahr verläuft.

Für die Auswahl des Heizaggregates ist es zudem entscheidend, in welchem Medium die Wärme anfällt. Ist Abwärme in Form von Heißwasser vorhanden, kann dieses in einer Fußbodenheizung oder über einen Wärmetauscher in Heizlüftern eingesetzt werden. Fällt hingegen Abgas (z. B. aus einem BHKW) als Heißdampf an, kann dieses direkt über Ventilatoren in die Trockenhalle geleitet werden, wenn entsprechende Sicherheitsvorkehrungen getroffen werden. Der Energieeintrag durch eine solche optionale Zusatzheizung fließt über den Faktor  $H_H$  (in  $J/(cm^2 \cdot a)$ ) in die Berechnung der potenziellen Verdunstung ein.

Je nach Heizaggregat und eingesetzter Leistung kann die Verdunstung um 30 % bis 100 % oder darüber hinaus gesteigert werden. Dies wirkt sich in einer reduzierten Trocknungsfläche oder kürzeren Trocknungszeiten aus. Dabei können die größten Steigerungen der Verdunstung bei Einsatz einer Fußbodenheizung erwartet werden; eine Erwärmung der Trocknungsluft erbringt bei gleichem Energieeinsatz geringere Steigerungen der Verdunstung. Die verschiedenen Wärmequellen (Globalstrahlung, Fußbodenheizung, Heizlüfter) erzielen somit unterschiedliche Verdunstungen. Die Wassermengen, die beispielhaft mit 1 kWh elektrischer Energie bzw. Solarstrahlung je Quadratmeter in einer halbtechnischen Anlage verdunstet werden können, sind in Tabelle 12.3 zusammengestellt.

**Tabelle 12.3: Beispiele für die Verdunstungsleistung unterschiedlicher Wärmequellen im halbtechnischen Maßstab** (DELLBRÜGGE 2017)

|   | Globalstrahlung                                | Fußbodenheizung                | Heizlüfter* <sup>1</sup>                                |
|---|--|--------------------------------|---|
| Verdunstung<br>(g H <sub>2</sub> O/(kWh·m <sup>2</sup> ))   | gemäßigtes Klima: 150<br>tropisches Klima: 135 | bei 55 °C: 80<br>bei 80 °C: 61 | Leistungsstufe 4,5 kW: 58<br>Leistungsstufe 6,75 kW: 40 |
| ANMERKUNG<br>*) Temperatur bei beiden Stufen: ca. 70 °C am Heizregister, 30 °C bis 35 °C am Fußboden. |  |                                |   |

Wenn der Energieeintrag erhöht wird, verbessert sich die spezifische Trocknungsleistung in Bezug auf die eingesetzte Energie nur vergleichsweise gering. Wird beispielsweise die Fußbodenheizung auf eine Temperatur von 80 °C statt 55 °C eingestellt, wird ca. 70 % mehr Energie verbraucht (138 kWh/d bzw. 82 kWh/d), die Trocknungsleistung jedoch lediglich um 26 % gesteigert (59 kg/d bzw. 47 kg/d). Die Trocknungszeit verkürzt sich in diesem Falle jedoch von 6 d auf 4 d.

Bei einem halbjährlichen Einsatz einer Fußbodenheizung (im Winter bzw. in der Regenzeit) konnte im obigen Beispiel mit einer Vorlauftemperatur von rund 55 °C die Trocknungsfläche um rund ein Viertel reduziert werden.

### Temperatur (T)

Ein weiterer maßgeblicher klimatischer Faktor bei der Bemessung der solaren Klärschlamm-trocknung ist die Temperatur. Der Gewächshauseffekt führt zu einer Temperaturerhöhung innerhalb der Trocknungshalle. Die erhöhte Innentemperatur  $T_i$  (°C) wird über einen empirisch ermittelten, klima-abhängigen Aufschlag  $\Delta T$  (K) auf die Außentemperatur  $T_e$  (°C) ermittelt. Für die Bemessung finden Monatsmittelwerte Anwendung; der Aufschlag  $\Delta T$  wird als Mittelwert für das gesamte Jahr berechnet und in der Berechnung eingesetzt. Exemplarische mittlere Temperaturen der unterschiedlichen Klimazonen und der jeweilige empirisch ermittelte Temperaturaufschlag können Tabelle 12.4 entnommen werden. Bei niedrigen Luftwechsellraten fällt die Temperaturdifferenz größer aus.

Tabelle 12.4: Temperaturerhöhung  $\Delta T$  aufgrund des Gewächshauseffekts in Abhängigkeit von den Klimabedingungen des Standorts

| Standort              | mittlere Temperatur $T_e$ (°C) | Temperaturaufschlag Gewächshauseffekt $\Delta T$ (K) |
|-----------------------|--------------------------------|--|
| tropisches Klima      | 25,5                           | 3,0  |
| gemäßigtes Klima      | 15,5                           | 3,5  |
| kühl-gemäßigtes Klima | 9,0                            | 3,0  |

**Luftfeuchtigkeit ( $\Phi$ )**

Die Luftfeuchtigkeit hat direkten Einfluss auf die Wasseraufnahmekapazität der Luft. Bei einer höheren Luftfeuchtigkeit kann die Luft bis zur Sättigung weniger Wasser aufnehmen. Zudem führt der geringere Feuchtigkeitsunterschied zwischen Schlamm und Luft zu einem langsameren Stoffübergang.

**Luftwechselrate ( $n$ )**

Die verdunstete Wassermenge wird durch Luftwechsel aus der Halle heraus transportiert. Die erforderliche Luftwechselrate hängt unter anderem von der verdunsteten Wassermenge und der Feuchte der ins Gewächshaus geförderten Außenluft ab.

**Trockenrückstand ( $TR_{ET}$  bzw.  $TR_{AT}$ )**

Der Trockenrückstand des Schlammes spielt für die Bemessung in dem Maße eine Rolle, in dem die noch im Schlamm enthaltene Menge Wasser verdunstet werden muss. Insbesondere zum Ende des Trocknungsprozesses ist mit einem erhöhten Energieaufwand zu rechnen, da die Bindungsenthalpie mit abnehmender Wassermenge steigt.

**12.4.4 Ermittlung der potenziellen Verdunstung ( $E_{p,SKT}$ )**

Der erste Schritt der Bemessung ist die Ermittlung der potenziellen Verdunstung  $E_{p,SKT}$  (kg H<sub>2</sub>O/(m<sup>2</sup>·a)) in der solaren Klärschlamm-trocknungsanlage. Diese erfolgt über die von WENDLING et al. (1991) veränderte Penman-Formel in modifizierter Version. Die Modifikation ergibt sich aus der Berücksichtigung der Bedingungen bei der Verdunstung in der Trocknungshalle im Vergleich zu offenen Grasflächen. Dies beinhaltet die Transmission durch das Eindeckungs material, die Temperaturerhöhung durch den Gewächshauseffekt und durch eine Zusatzheizung. Zusätzlich wird die relative Luftfeuchtigkeit in der Bemessung berücksichtigt. Mit Gleichung (12.1) erfolgt die Berechnung der potenziellen Verdunstung wie folgt (DELLBRÜGGE 2017):

$$E_{p,SKT} = \frac{(\tau \cdot H_G + H_H) \cdot (T_i + 22)}{30 \cdot (T_i + 123)} \cdot \left(1 - \frac{\Phi}{100}\right) \cdot \left(\frac{\text{kg H}_2\text{O}}{\text{m}^2 \cdot \text{a}}\right) \tag{12.1}$$

Bild 12.4 zeigt die Abhängigkeit der Verdunstung  $E_{p,SKT}$  von der Bestrahlung  $H_G$  als Tagessumme. Die Temperatur wird direkt von der Bestrahlung beeinflusst, diese Abhängigkeit ist in Bild 12.5 dargestellt:

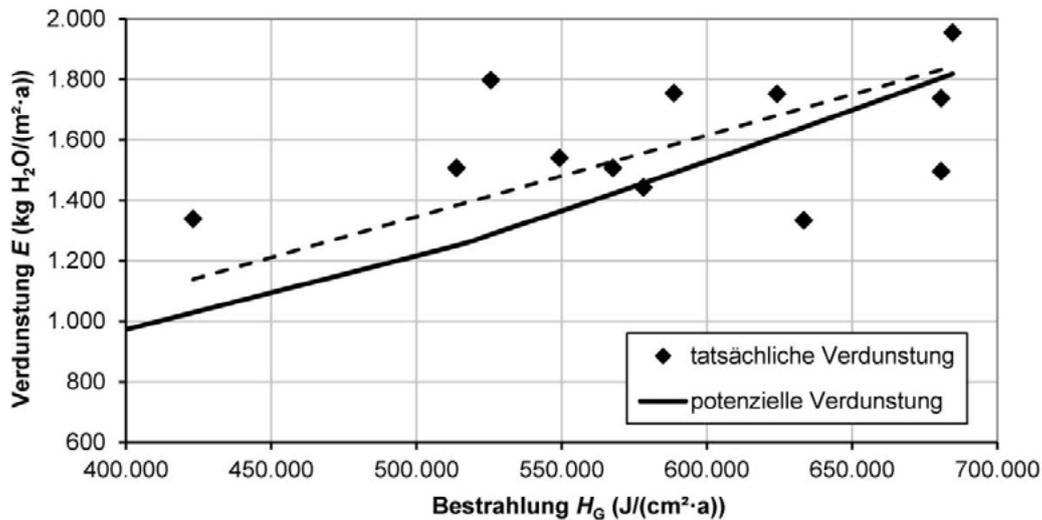


Bild 12.4: Vergleich der berechneten potenziellen Verdunstung und der tatsächlich gemessenen Verdunstung (DELLBRÜGGE 2017)

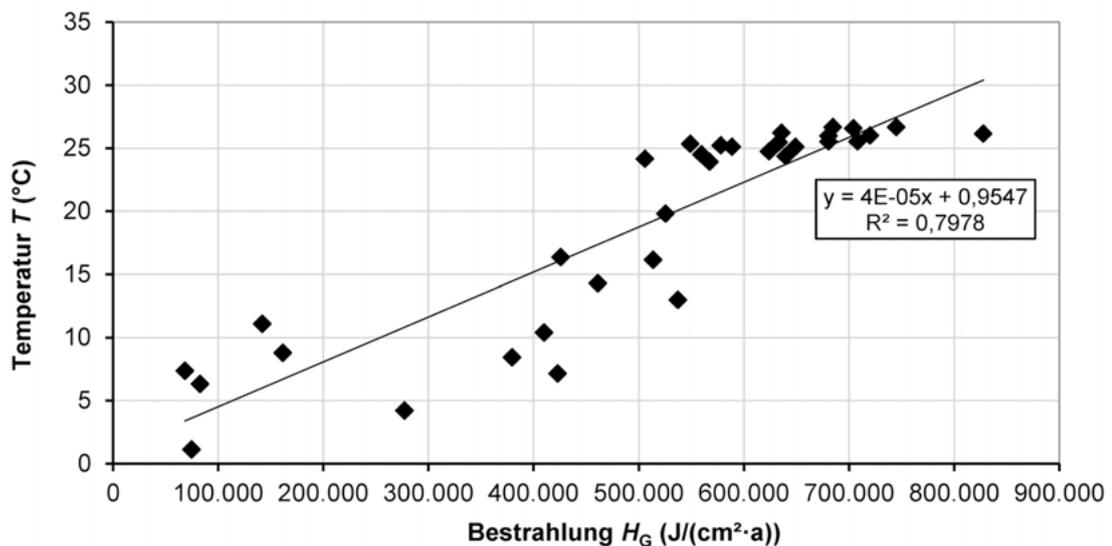


Bild 12.5: Abhängigkeit der Temperatur von der Bestrahlung (DELLBRÜGGE 2017)

Um den Jahresgang zu verdeutlichen, wird empfohlen, Monatswerte (Durchschnittstemperatur und Monatssumme der Globalstrahlung) zu verwenden und die ermittelten Werte der monatlichen potenziellen Verdunstung (in  $\text{kg}/\text{m}^2$ ) dann zu einer Jahressumme zu addieren. Zur überschlägigen Berechnung können die Jahresmitteltemperatur und die Jahressumme der Globalstrahlung herangezogen werden.

### 12.4.5 Berechnung der Soll-Verdunstung ( $E_{\text{soll}}$ )

Die Soll-Verdunstung  $E_{\text{soll}}$  ( $\text{kg H}_2\text{O}/\text{a}$ ) gibt an, welche Menge an Wasser aus dem entwässerten Schlamm verdunstet werden muss, um den gewünschten Trockenrückstand im Granulat zu erzielen. Zur Berechnung werden der Trockenrückstand des Eingangsmaterials  $TR_{\text{ET}}$  (%), der geforderte Trockenrückstand des Austragsmaterials  $TR_{\text{AT}}$  (%) und die jährliche Schlammmasse des feuchten Materials  $M_f$  (t/a) in Gleichung (12.2) eingesetzt:

$$E_{\text{soll}} = M_f \cdot \left(1 - \frac{TR_{\text{ET}}}{TR_{\text{AT}}}\right) \cdot 1.000 \quad \left(\frac{\text{kg H}_2\text{O}}{\text{a}}\right) \quad [12.2]$$

### 12.4.6 Berechnung der Trocknungsfläche ( $A_{\text{Trocknung}}$ )

Aufgrund des Jahresgangs von Temperatur und Globalstrahlung außerhalb der Tropen ist auch die Trocknungsgeschwindigkeit in der Trocknungsanlage im Jahresverlauf unterschiedlich hoch.

Bei der Dimensionierung der Anlage wird zunächst davon ausgegangen, dass ein Speicher für den flüssigen oder entwässerten Schlamm vorhanden ist. Die Dimensionierung erfolgt als Speicherberechnung über einen Jahresausgleich. Bei der Speicherberechnung stellt der anfallende Klärschlamm den Zufluss dar, die Menge an Klärschlamm, die getrocknet werden kann, stellt den Abfluss dar. Unter dieser Voraussetzung ergibt sich die notwendige Trocknungsfläche aus den resultierenden Verdunstungswerten zu:

$$A_{\text{Trocknung}} = \frac{E_{\text{soll}}}{E_{\text{p,SKT}}} \quad (\text{m}^2) \quad [12.3]$$

Bei Verzicht auf einen Schlammspeicher wird die Trocknungsfläche entsprechend größer, denn auch in Zeiten geringerer Verdunstung muss sämtlicher anfallender Schlamm im Trockner gespeichert werden. In diesem Fall fungiert der Solartrockner als Speichertrockner. Die Vergrößerung der Trocknungsfläche wird in der Dimensionierung berücksichtigt, indem die zu verdunstende Wassermenge eines Monats auf die minimal mögliche Verdunstung  $E_{\text{p,SKT,min}}$  bezogen wird. Damit errechnet sich die notwendige Fläche wie folgt:

$$A_{\text{Speichertrocknung}} = \frac{\frac{E_{\text{soll}}}{12}}{E_{\text{p,SKT,min}}} \quad (\text{m}^2) \quad [12.4]$$

### 12.4.7 Überprüfung des Flächenbedarfs

Es ist zunächst zu überprüfen, ob die vorstehend berechnete Fläche zur Verfügung steht. Hierbei ist zu beachten, dass sich aus den Gleichungen (12.3) und (12.4) nur die alleinige Fläche in der Trocknungshalle ergibt. Zusätzliche Flächen für Einhausung, Transportwege, eventuelle Schlammspeicher und ähnliches können überschlägig mit 30 % der Trocknungsfläche abgeschätzt werden (IKRW 2005). Bei optimaler Anordnung und ohne Schlammspeicher kann dieser Wert auf bis zu 5 % reduziert werden.

Steht ausreichend Fläche zur Verfügung, wird im nächsten Berechnungsschritt mit der Ermittlung der Feststoffflächenbelastung nach Gleichung (12.5) fortgefahren.

Sollte jedoch die zur Verfügung stehende Trocknungsfläche kleiner sein als die oben berechnete, ist eine Veränderung der Betriebsparameter vorzunehmen und die Berechnung der potenziellen Verdunstung und des Flächenbedarfs erneut durchzuführen.

Zu den Möglichkeiten, die Trocknungsfläche zu minimieren, zählen:

- Verwendung eines Eindeckungsmaterials mit höherer Transmission,
- weitergehende Schlammentwässerung,
- Trocknung bis zu einem geringeren Trockenrückstand,
- Einsatz einer zusätzlichen Wärmequelle.

Bei einer Änderung der Betriebsparameter sind auch die Anpassungsmöglichkeiten in der vorhandenen Klärschlammbehandlung und bei der geplanten Schlammverwertung zu berücksichtigen. Resultierende Investitions- und Betriebskosten sind abzuwägen.

### 12.4.8 Ermittlung der Feststoffflächenbelastung ( $B_{TR,a}$ )

Die in 12.4.6 berechnete Trocknungsfläche ist in Abhängigkeit von der vorgesehenen technischen Ausrüstung auf sinnvolle Längen- und Breitenmaße aufzuteilen. Üblich sind Gewächshausbreiten zwischen 8 m und 12 m; die Länge ist zumeist variabel, üblich sind Werte zwischen 80 m und 130 m. Übersteigt die notwendige Fläche diese Maße, ist die Fläche auf mehrere Trocknungshallen zu verteilen. Die aktuell größte Anlage besteht aus zwölf Trocknungshallen, die im Verbund betrieben werden (ANONYM 2016).

Mit der ermittelten Fläche für die Trocknung bzw. Speichertrocknung  $A$  ( $m^2$ ) und der jährlich anfallenden Feststoffmasse des zu trocknenden Schlammes  $M_t$  (t/a) lässt sich die Feststoffflächenbelastung  $B_{TR,a}$  ( $kg\ TR/(m^2 \cdot a)$ ) wie folgt ermitteln:

$$B_{TR,a} = \frac{M_t \cdot 1000}{A_{\text{Trocknung bzw. Speichertrocknung}} \left( \frac{kg\ TR}{m^2 \cdot a} \right)} \quad (12.5)$$

### 12.4.9 Ermittlung der Luftwechselrate ( $n$ )

Die Luftwechselrate in der Trocknungshalle muss entsprechend der Wassermenge, die abtransportiert werden soll, eingestellt werden. Diese kann aus den physikalischen Zusammenhängen der Konvektion ermittelt werden. Für eine erste Näherung werden die absolute Temperatur  $\theta$  (K) und die relative Feuchte  $\phi$  (%) der Außenluft sowie die verdunstete Wassermenge  $G$  (kg/h) benötigt. Um die Klimaverhältnisse von der Außenluft auf die Innenluft zu übertragen, kann der in Tabelle 12.5 dargestellte empirisch ermittelte Aufschlag verwendet werden (vgl. auch Tabelle 12.4).

Tabelle 12.5: Aufschlag  $\Delta T$  zur Berücksichtigung des Unterschieds zwischen Außenklima und Innenklima (DELLBRÜGGE 2017)

| Standort              | Änderung relative Feuchte<br>$\Delta\phi$ (%-Pkt.) | Änderung Temperatur<br>$\Delta T$ (K) |
|-----------------------|--|---------------------------------------|
| tropisches Klima      | 4,5  | 3,0                                   |
| gemäßigtes Klima      | 5,0  | 3,5                                   |
| kühl-gemäßigtes Klima | 3,0  | 3,0                                   |

Als erster Schritt zur Berechnung der Luftwechselrate muss der Sättigungsdampfdruck  $P_{\text{sat}}$  für die Außen- und Innentemperaturen ermittelt werden, unter der Voraussetzung, dass  $T \geq 0^\circ\text{C}$  ist.  $P_{\text{sat}}$  kann aus Tabellenwerken [DIN 4108-3 2014, Tabelle C.1] entnommen oder anhand folgender Näherungsformeln bestimmt werden:

$$P_{\text{sat,e}} = 610,5 \text{ Pa} \cdot e^{\frac{17,269 \cdot T_e}{237,3 + T_e}} \quad (\text{Pa}) \quad (12.6)$$

$$P_{\text{sat,i}} = 610,5 \text{ Pa} \cdot e^{\frac{17,269 \cdot T_i}{237,3 + T_i}} \quad (\text{Pa}) \quad (12.7)$$

Ausgehend von den Sättigungsdampfdrücken  $P_{\text{sat,e}}$  und  $P_{\text{sat,i}}$  kann nun die Sättigungskonzentration  $v_{\text{sat}}$  ermittelt werden. Hierbei gilt folgender Zusammenhang:

$$v_{\text{sat,e}} = \frac{P_{\text{sat,e}}}{R_D \cdot \theta_e} \quad (\text{kg/m}^3) \quad (12.8)$$

$$v_{\text{sat,i}} = \frac{P_{\text{sat,i}}}{R_D \cdot \theta_i} \quad (\text{kg/m}^3) \quad (12.9)$$

$R_D$  ist die Gaskonstante von Wasserdampf und beträgt  $462 \text{ Pa} \cdot \text{m}^3 / (\text{kg} \cdot \text{K})$ ,  $\theta$  ist die absolute Temperatur (K) außen bzw. innen.

Mit der ermittelten Sättigungskonzentration kann die absolute Feuchte der Innen- und Außenluft in Abhängigkeit von der aktuellen relativen Feuchte berechnet werden:

$$v_e = \Phi \cdot v_{\text{sat,e}} \quad (\text{kg/m}^3) \quad (12.10)$$

$$v_i = \Phi \cdot v_{\text{sat,i}} \quad (\text{kg/m}^3) \quad (12.11)$$

Die Werte der absoluten Luftfeuchte  $v$  und der Temperaturen  $\theta$  gehen in Gleichung (12.12) zur Berechnung der Luftwechselrate  $n$  ein. Dafür muss die verdunstete Wassermenge  $G$  bekannt sein, die sich aus dem Produkt der potenziellen Verdunstung  $E_{\text{p,SKT}}$  nach Gleichung (12.1) und der Trocknungsfläche  $A$  nach Gleichung (12.3) bzw. (12.4) ergibt. Pro Quadratmeter der Trocknungsfläche kann als erste Näherung ein spezifisches Volumen der Trocknungshalle von  $3,5 \text{ m}^3/\text{m}^2$  angenommen werden, womit sich das Gesamtvolumen der Trocknungshalle mit  $V = A \cdot 3,5$  ergibt. Mit Berücksichtigung des Feuchtetransports durch Konvektion unter Einbeziehung der Außen- und Innenbedingungen gilt:

$$n = \frac{G}{\left(v_i - v_e \cdot \frac{\theta_e}{\theta_i}\right) \cdot V} \quad (1/\text{h}) \quad (12.12)$$

Wenn das Volumen der Trocknungshalle bekannt ist, sollte die Luftwechselrate erneut ermittelt werden. Zusätzlich sind im späteren Betrieb die vorgenannten klimaabhängigen Werte fortlaufend zu messen und die Einstellung der Luftwechselrate entsprechend anzupassen.

Mit einer zunehmenden Luftwechselrate kann der Austrag an Feuchtigkeit aus der Anlage gesteigert werden. Allerdings erfolgt bei hohen Luftwechselraten die Annäherung an einen Gleichgewichtszustand der Außen- und Innenluft. Bei diesem gilt für  $n \rightarrow \infty$ :

$$\Phi_i \cdot v_{\text{sat,i}} \cdot T_i = \Phi_e \cdot v_{\text{sat,e}} \cdot T_e \quad (12.13)$$

Es zeigte sich, dass dieser Gleichgewichtszustand bereits ab Luftwechselraten im niedrigen dreistelligen Bereich erreicht wird. Übliche Luftwechselraten liegen im Bereich von 30 bis 80 pro Stunde.

Die Luftfeuchte im Innenraum der Trocknungsanlage kann in Abhängigkeit von den Klimabedingungen der Außenluft mit der folgenden Gleichung berechnet werden (HOMANN 2013):

$$\phi_i = \phi_e \cdot \frac{v_{\text{sat},e}}{v_{\text{sat},i}} \cdot \frac{T_e}{T_i} + \frac{G}{n \cdot V \cdot v_{\text{sat},i}} \quad (\%) \quad (12.14)$$

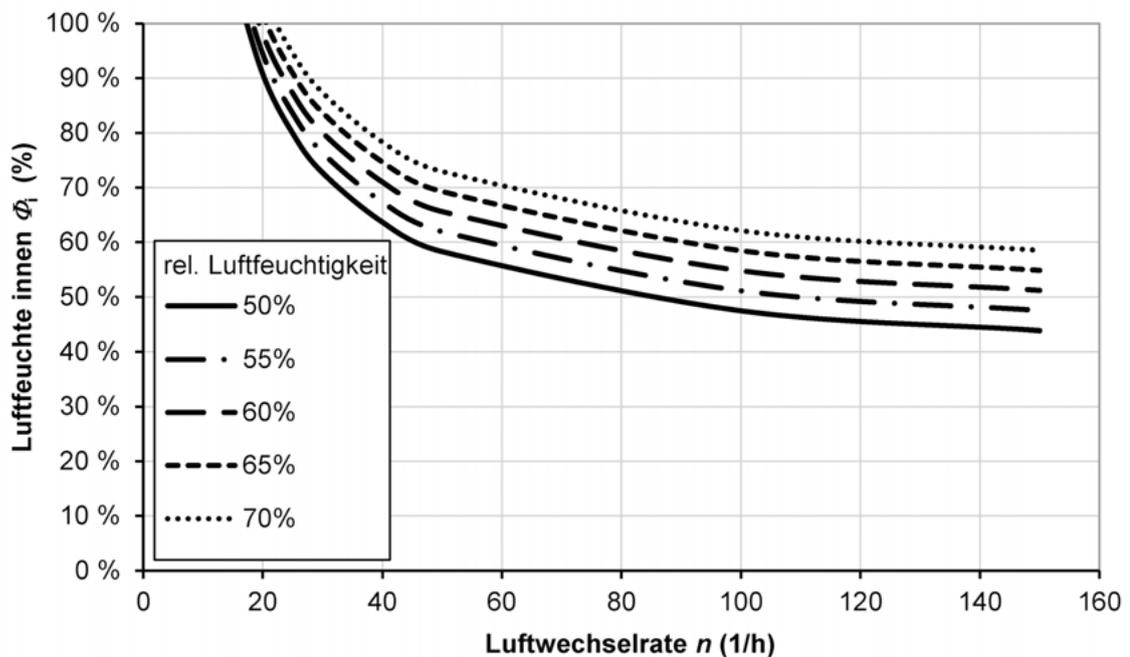
Dieser Zusammenhang zwischen der Luftwechselrate  $n$  und der Luftfeuchte innen  $\phi_i$  ist in Bild 12.6 und Bild 12.7 für verschiedene Luftfeuchten bzw. Außentemperaturen exemplarisch anhand einer Pilotanlage (DELLBRÜGGE 2017) mit folgenden Eingangswerten dargestellt:

$$G = 3.900 \text{ g H}_2\text{O/h}$$

$$V = 17,7 \text{ m}^3$$

$$T_e = 20 \text{ }^\circ\text{C} \text{ (bei Variation der rel. Luftfeuchte außen)}$$

$$\phi_e = 55 \% \text{ (bei Variation der Außentemperatur)}$$



**Bild 12.6:** Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte innen von der Luftwechselrate bei verschiedenen relativen Luftfeuchten außen und  $T_e = 20 \text{ }^\circ\text{C}$

Bei hohen Luftwechselraten nähert sich die Feuchtigkeit der Innenluft einer Grenzfeuchtigkeit, die nicht unterschritten wird. Diese bleibt jedoch unterhalb der Außenluftfeuchtigkeit, da die Innenluft eine etwas höhere Temperatur als die Außenluft aufweist, was mit einer Reduzierung der relativen Luftfeuchte einhergeht.

Sehr geringe Luftwechselraten führen zu einer vollständigen Wassersättigung der Luft. Dabei reicht das zugeführte Luftvolumen nicht mehr aus, um trotz Erwärmung und resultierender Erhöhung der Wasseraufnahmekapazität sämtliches verdunstetes Wasser aufnehmen zu können.

Auch die in Bild 12.7 dargestellte Kurvenschar verdeutlicht, dass sich mit zunehmenden Luftwechseln die Bedingungen innen und außen angleichen. Die Luftfeuchte innen liegt aber auch bei hohen Luftwechselraten leicht unter der der Außenluft, da eine geringe Erwärmung der Innenluft stattfindet, die mit einer Reduzierung der relativen Luftfeuchte einhergeht. Ab einer bestimmten unteren Grenze der Luftwechselrate erreicht die Innenluft den Punkt der Wassersättigung. Aufgrund der

geringeren Wasseraufnahmekapazität von kälterer Luft, wird in diesem Fall der Grenzwert schneller erreicht als bei wärmerer Luft.

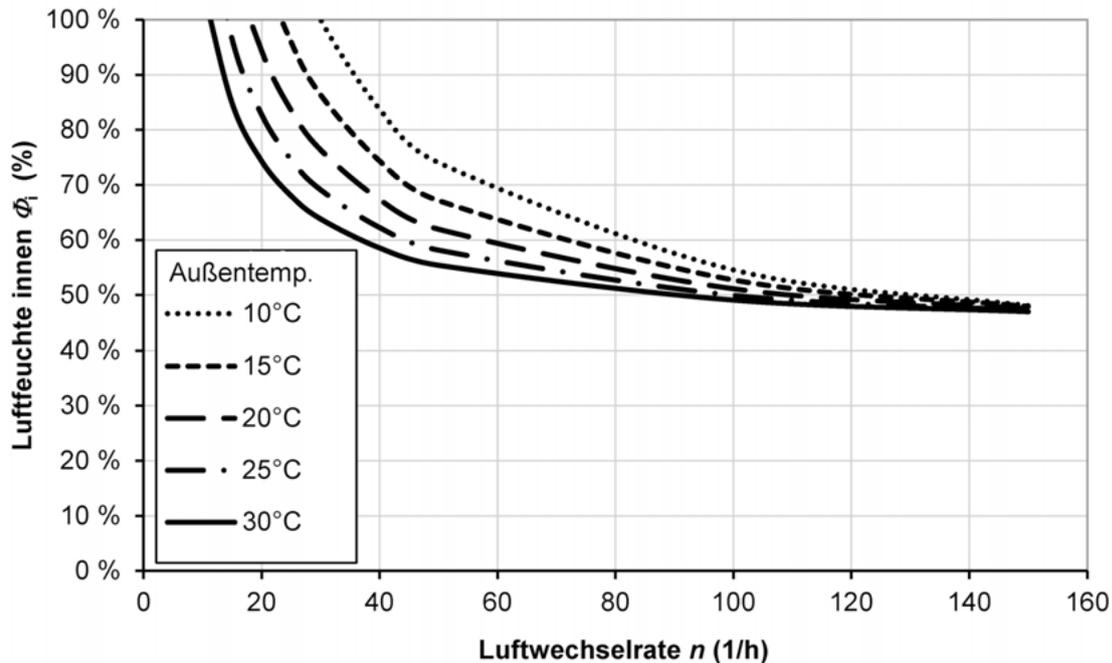


Bild 12.7: Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte innen von der Luftwechselrate bei verschiedenen Außentemperaturen und  $\phi_e = 55\%$

## 12.5 Planerische und betriebliche Aspekte

### Trocknungszeiten

In der Praxis ergeben sich Trocknungszeiten zwischen 6 d und 14 d. Die untere Grenze ergibt sich in tropischen Klimaregionen und bei sommerlichen Temperaturen in gemäßigten Breiten. In kalten Regionen sowie bei kühlerem Wetter in der gemäßigten Klimazone verlängert sich die Trocknungszeit auf rund zwei Wochen. Diese Angaben beziehen sich auf die Trocknungsperiode. In kalten und gemäßigten Klimaregionen findet im Winter jedoch ohne Zusatzheizung nur eine geringe oder keine Trocknung statt. Durch eine Zusatzheizung kann die Trocknungsdauer deutlich reduziert werden.

### Berücksichtigung jahreszeitlicher Schwankungen

Schwankungen von Temperatur und Globalstrahlung im Jahresverlauf werden bei der oben beschriebenen Bemessung mit den Monatsmittelwerten der Temperatur bzw. den Monatssummenwerten der Strahlung nicht explizit berücksichtigt. Bei großen Unterschieden im Jahresgang der Temperatur ist es sinnvoll, einen Speicher für die kalte Jahreszeit einzuplanen. Alternativ kann die Trocknungsfläche größer dimensioniert werden, sodass die Klärschlamm-trocknungsanlage im Winter als Schlamm-speicher dient. Eine zusätzliche Wärmequelle kann jahreszeitliche Schwankungen verringern.

### Schichtdicke des Schlamm-betts

Die Verdunstung erfolgt nur über die Oberfläche des Schlamm-bettes. Es zeigt sich, dass unterschiedliche Schichtdicken im Bereich von 5 cm bis 20 cm bei regelmäßigem Wenden des Schlamm-s keinen Einfluss auf die Trocknungsgeschwindigkeit haben. Allerdings verlängert sich durch eine höhere Stapelung die absolute Trocknungsdauer. Für einen sicheren Betrieb ist entscheidend, dass nur so viel Schlamm in den Solartrockner eingebracht wird, dass das enthaltene Wasser bei den gegebenen klimatischen Randbedingungen verdunstet werden kann. Aus dieser Schlamm-menge und der bemessenen Fläche ergibt sich unter Berücksichtigung der Aufenthaltszeit des Schlamm-s im Solartrockner die Schichtdicke des Schlamm-betts.

### Wendeintervall

Das Wendeintervall zeigte an den von DELLBRÜGGE (2017) untersuchten Standorten (siehe 12.4.1) mit den gegebenen Schlammeigenschaften keinen Einfluss auf den Trocknungsprozess. Hierbei wurden Wendeintervalle im Bereich von 20 min bis 4 h betrachtet. Lediglich am tropischen Standort kam es bei anaerob stabilisiertem Primärschlamm zu Verklebungen, wenn mehr als einmal pro Stunde gewendet wurde. Am gemäßigten und kaltgemäßigten Standort waren bis zu drei Wendeintervalle pro Stunde ohne Verklebungen möglich. Wurde am tropischen Standort der Schlamm seltener als alle vier Stunden gewendet, entwickelten sich Fliegenlarven.

### Zusatzheizung

Durch den Einsatz einer Zusatzheizung kann die Trocknungsgeschwindigkeit im Tages- oder Jahresgang vergleichmäßigt und zusätzlich erhöht werden. In tropischen Gebieten ist ein Einsatz in der Regenzeit sinnvoll, da durch die erhöhte Luftfeuchtigkeit die Trocknung eingeschränkt ist. Auch kann der Fremdwärmeeintrag nachts erfolgen, da in dieser Zeit zwar weiterhin relativ hohe Temperaturen herrschen, aber aufgrund der fehlenden Globalstrahlung kaum Verdunstung stattfindet. In kalten Klimaten kann mit einer Zusatzheizung auch im Winter eine Trocknung erreicht werden, die aufgrund der Umgebungstemperatur ohne Heizung nicht möglich wäre. Es ist eine Steuerungsmöglichkeit für einen kontinuierlichen oder zeitweisen Einsatz des Fremdwärmeeintrags vorzusehen.

Aus energetischen Aspekten ist ein Fremdwärmeeinsatz insbesondere bei vorhandenen Abwärmequellen sinnvoll. Die Verwendung von Primärenergieträgern zur Wärmeerzeugung ist in der Regel unwirtschaftlich.

## 12.6 Kostenverursachende Größen

Pro Quadratmeter Trocknungsfläche kann mit Investitionskosten zwischen 250 € und 700 € gerechnet werden (IKRW 2005, ZWEIFEL et al. 2001, ANONYM 2011).

Bei den Baukosten entfällt etwa ein Drittel auf die Glashauskonstruktion, ein weiteres Drittel auf die Gründung inkl. Lauffläche und ein Viertel auf die Wendeinrichtung. Weitere Kosten entstehen für die Ventilation sowie zusätzliche Ausstattung (z. B. Beleuchtung). Wird eine zusätzliche Beheizung durch Fußbodenheizung oder Heizlüfter vorgesehen, erhöhen sich die Gesamtkosten um rund ein Viertel. Eine allgemeine Aufteilung der genannten Kosten zeigt Bild 12.8 (HUBER 2016). In Abhängigkeit der lokalen Gegebenheiten, wie Bodenbeschaffenheit oder verwendetes Material für die Eindeckung, kann die prozentuale Verteilung der Kosten variieren. Für die Kostenverteilung wird vorausgesetzt, dass die Grundstücksfläche für den Trockner bereits im Besitz des Auftraggebers ist.

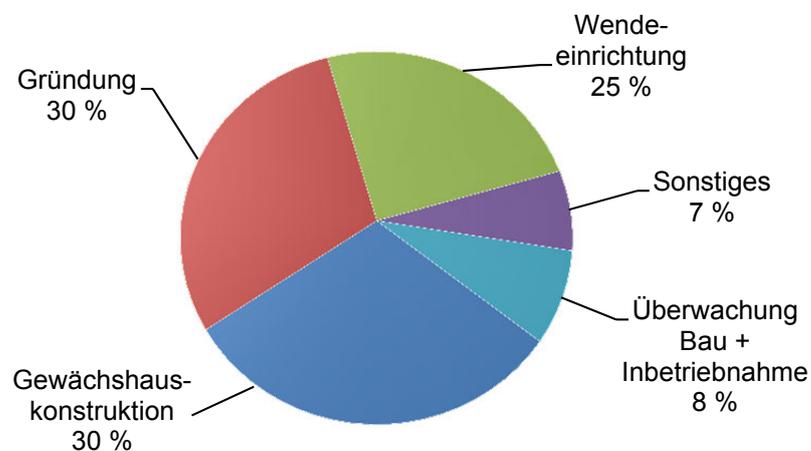


Bild 12.8: Prozentuale Verteilung der Investitionskosten für eine Anlage zur solaren Klärschlamm-trocknung (HUBER 2016)

Die Betriebskosten werden vor allem vom Energieverbrauch, der Betreuung der technischen Einrichtungen durch das Personal und die Wartung der Aggregate beeinflusst und sind von der zu trocknenden Schlammmenge abhängig. Es kann ein Energiebedarf von ca. 30 kWh pro Tonne verdampftes Wasser angenommen werden. Zur Wartung der Maschinen- und Elektrotechnik können jährlich rund 3 % der Anschaffungskosten angesetzt werden. Der Arbeitsaufwand wird mit 0,1 bis 1 Arbeitskraftstunde pro Tonne Schlamm-TR angegeben. [Bux 2013]

## 12.7 Verwertung und Entsorgung getrockneter Schlämme

### 12.7.1 Inhaltsstoffe des getrockneten Klärschlammes

Für die Verwertung bzw. Entsorgung spielt die Qualität des getrockneten Klärschlammes eine wesentliche Rolle.

Nährstoff- und Schwermetallfrachten bleiben über den Trocknungszyklus unabhängig von den Umgebungstemperaturen konstant, die Konzentrationen erhöhen sich entsprechend der Wasserreduktion. Zusätzlich ist ein geringfügiger weitergehender Abbau organischer Feststoffe messbar.

In kommunalen Klärschlämmen sind Phosphatmengen enthalten, die angesichts einer langfristig zu erwartenden Verknappung von Rohphosphaten verstärkt genutzt oder für eine zukünftige Nutzung gesichert werden sollten. In vielen Ländern ist vor allem die ressourcenorientierte, landwirtschaftliche Nutzung von schadstoffarmen Klärschlämmen relevant. Eine gezielte technische Phosphatrückgewinnung ist derzeit wirtschaftlich noch nicht darstellbar.

Eine Besonderheit der solaren Trocknung zeigt sich in der Reduzierung pathogener Mikroorganismen. Die Reduzierung, ebenso das Vorkommen in Anzahl und Spezies, sind abhängig von den klimatischen und betrieblichen Randbedingungen. So beeinflussen neben der Außentemperatur auch die Globalstrahlung, der Energieinput einer ggf. vorhandenen Zusatzheizung und der Trocknungsgrad des Schlammes die Elimination pathogener Organismen.

Die wesentlichen Veränderungen der Schlamminhaltsstoffe durch die solare Trocknung sind in Tabelle 12.6 zusammengefasst.

Tabelle 12.6: Veränderung der Schlamminhaltsstoffe über den Trocknungsprozess

| Schlamminhaltsstoffe  |                 | tropisches Klima  | gemäßigtes Klima   | kaltgemäßigtes Klima   |
|---|-----------------|---|--|--|
| Organik   |                 | Abbau um ca. 5 % (teilstabilisierter Schlamm) <sup>dj</sup> | Abbau um ca. 5 % (vollstabilisierter Schlamm) <sup>dj</sup> bis ca. 10 % <sup>aj</sup> | Abbau um ca. 3 % (teilstabilisierter Schlamm) <sup>dj</sup> bis ca. 10 % <sup>aj</sup> |
| Schwermetalle   |                 | Fracht-konstant über den Trocknungsprozess                  |  |  |
| Nährstoffe  |                 | Fracht-konstant über den Trocknungsprozess                  |  |  |
| Pathogene Mikroorganismen   | Coliforme Keime | Reduktion um 2 - 3 Log-Stufen <sup>dj</sup>                 | Reduktion um 2 Log-Stufen <sup>dj</sup>  | Reduktion um 0,5 - 1 Log-Stufen <sup>dj</sup> , 1 - 2 Log-Stufen <sup>cj</sup>         |
|   | Helminthen-Eier | Sicheres Abtöten <sup>b,dj</sup>                            | n.n. <sup>ej</sup>   | n.n. <sup>ej</sup><br>10 % Reduktion <sup>cj</sup>                                     |
| ANMERKUNGEN   |                 |   |  |  |
| a) BAUERFELD 2012; b) SHANAHAN et al. 2010; c) PALUSZAK et al. 2012; d) Untersuchungen von DELLBRÜGGE (2017) an jeweils einem Standort je Klimaregion; e) nicht nachgewiesen in Untersuchungen von DELLBRÜGGE (2017). |                 |   |  |  |

*E. coli* ist als Fäkalkeim in jedem Organismus vorhanden, gelangt über die menschlichen Ausscheidungen in das Abwasser und findet sich somit grundsätzlich im Klärschlamm wieder. Da dieser Stamm der coliformen Keime nicht direkt pathogen und einfach nachweisbar ist, eignet sich dieser als Indikatororganismus für fäkale Verunreinigungen besonders gut. Im kalten Klima können bei gleichen Innentemperaturen (z. B. durch Zusatzheizung) geringere Reduktionen von *E. coli* erreicht werden als in warmen Klimaregionen. Hierbei zeigt sich, dass die Strahlung neben der Temperatur eine entscheidende Rolle spielt.

Das Auftreten von Helminthen und deren Eiern ist hingegen von den klimatischen Bedingungen abhängig, siehe ausführliche Erläuterungen in Abschnitt 13. Für das sichere Abtöten von Helmintheneiern im tropischen Klima ist ein Trockenrückstand von mehr als 50 % notwendig; zudem hat die Bestrahlung von rund 1.500 kWh/(m<sup>2</sup>·a) Einfluss auf die Reduktion. Diesbezügliche Untersuchungen von DELLBRÜGGE (2017) wurden an einem tropischen Standort (Kolumbien) durchgeführt, die Untersuchungen von SHANAHAN et al. (2010) in Australien zeigen jedoch vergleichbare Ergebnisse.

Die Eigenschaften und Inhaltsstoffe des solar getrockneten Schlamms werden insbesondere bei einer landwirtschaftlichen oder landbaulichen Verwertung relevant, da in diesem Falle Grenzwerte einzuhalten sind, auf die im Folgenden eingegangen wird.

## 12.7.2 Verwertung getrockneter Schlämme

### 12.7.2.1 Aktuelle Entsorgungsarten

Es gibt die Möglichkeit, Klärschlamm thermisch, landwirtschaftlich bzw. landbaulich zu verwerten oder zu deponieren. Aufgrund der rechtlichen Rahmenbedingungen ist in Deutschland die Deponierung nicht erlaubt und in der Europäischen Union (EU) rückläufig (EUROPÄISCHE UNION 2016). Weltweit stellt die Deponierung jedoch weiterhin einen weit verbreiteten Entsorgungsweg dar. Bild 12.9 zeigt die Klärschlamm Entsorgung in der EU im Jahr 2012 (Berücksichtigung fanden Daten aller 27 EU-Mitgliedsstaaten; Daten aus Italien von 2010).

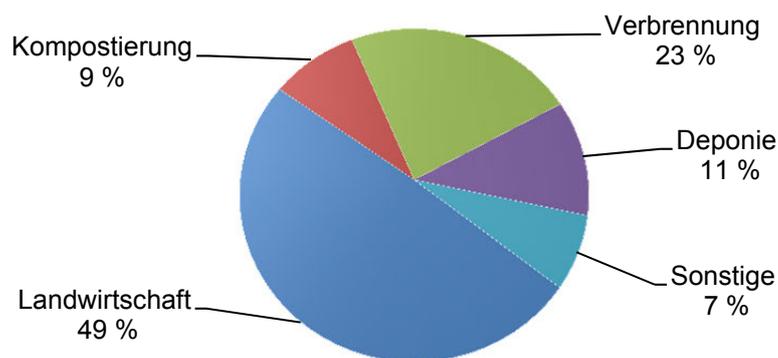


Bild 12.9: Klärschlammverwertung in Europa 2012 (nach Europäische Union 2016)

Durch höhere Anschlussgrade und steigende Reinigungsanforderungen an Kläranlagen ist zukünftig in vielen Ländern mit zunehmenden Klärschlamm-mengen zu rechnen. Zusätzlich steigen die Anforderungen an die Klärschlammbehandlung. So dürfen in der EU ab 2016 maximal 35 % der biologisch abbaubaren Siedlungsabfälle deponiert werden; für diese Abfälle greift das Vorbehandlungsgebot nach der europäischen Richtlinie 1999/31/EG. Eine Studie von MILIEU LTD et al. (2010) im Auftrag der Europäischen Kommission rechnet mit einer Steigerung der Verbrennung um fünf Prozentpunkte bis 2020 im Vergleich zu 2010. Die landwirtschaftliche Verwertung wird ebenfalls zunehmen. Im Gegenzug reduziert sich der Anteil der Deponierung voraussichtlich um rund die Hälfte. ANDREOLI et al. (2007) gehen auch in den USA von steigenden Klärschlamm-mengen aus, wobei insbesondere ein

verstärktes Recycling erwartet wird, dagegen wird Verbrennungskapazitäten ebenso wie der Depositionierung ein abnehmender Trend bescheinigt. Allerdings überwiegt derzeit weltweit, vor allem in ESTL, die Entsorgung entwässerter Schlämme auf Deponien (z. B. Brasilien ca. 50 %, China 34 %, Jordanien 100 % (UN-HABITAT 2008)). Die vorgenannten Trends, die sich in Europa und den USA bereits verfolgen lassen, können langfristig aber auch auf weitere Regionen übertragen werden, wie UN-HABITAT (2008) darstellt.

Anfallender Klärschlamm sollte im Zuge einer nachhaltigen Entwicklung möglichst stofflich verwertet werden (Nutzung der enthaltenen Nährstoffe und Organik). Voraussetzung dafür sind neben einer sicheren technischen Behandlung auch eine regulative Gesetzgebung für die Verwertungspfade. Ein geeignetes Schlammanagement kann zu einer Reduktion der Treibhausgasemissionen und einer Kohlenstoffbindung im Boden beitragen. Die landwirtschaftliche Nutzung zeigt sich hierbei als beste Option. Wenn aufgrund geringer Flächenverfügbarkeit oder der Schadstoffbelastung des Schlammes ein bodenbezogenes Recycling nicht möglich ist, kann eine energetische Nutzung in Betracht gezogen werden.

### 12.7.2.2 Landwirtschaftliche Verwertung

Kulturpflanzen haben einen jeweils unterschiedlichen Bedarf an den Nährstoffen Stickstoff, Phosphor und Kalium. Zusätzlich variiert das Pflanzenwachstum je nach Klimaregion. Wesentlichen Einfluss haben die Temperatur (mittlere Temperatur und Anzahl der Tage mit  $T > 5\text{ °C}$ ) wie auch die Niederschlagsmenge. So ergibt sich je nach Pflanze und Standort ein individueller Nährstoffbedarf. Diese Faktoren bestimmen die Klärschlammmenge, die für eine landwirtschaftliche Verwertung ausgebracht werden kann.

Zusätzlich gelten bei der landwirtschaftlichen Klärschlammverwertung landesspezifische rechtliche Rahmenbedingungen bezüglich der Schlamminhaltsstoffe. Zu nennen sind beispielsweise die EPA-Richtlinie 40 CFR Part 503 „Standards for the use or disposal of sewage sludge“, die europäische Klärschlammrichtlinie 86/278/EEC und Empfehlungen der Weltgesundheitsorganisation (WHO 2006). Eine Zusammenstellung zu den genannten Dokumenten ist in Tabelle 12.7 aufgeführt. Solche Regelwerke geben auch eine gute Orientierung, wenn noch keine gesetzlichen Vorgaben definiert sind.

Tabelle 12.7: Grenzwerte und Empfehlungen für den landwirtschaftlichen Einsatz von Klärschlamm

| Aspekt       | Europäische Klärschlammrichtlinie 86/278/EEC (1986)   | 40 CFR Part 503, U.S. EPA (2007)  | WHO Guideline, Safe use of wastewater, excreta and greywater, Volume 4 (WHO 2006)  |
|--------------|---|---|--|
| Desinfektion | Keine Vorgaben; Novellierungsentwurf sieht Desinfektion vor: keine Salmonella in 25 g bis 50 g Feuchtsubstanz oder $< 5 \cdot 10^5$ KBE an <i>E. coli</i> pro Gramm Feuchtsubstanz (EUROPEAN COMMISSION 2010) | <u>Class A:</u><br>Fäkalcoliforme $< 1.000$ MPN/g TS oder<br>Salmonella $< 3$ MPN/g TS,<br>Enterovirus $< 1$ KBE/4g TS,<br>Helminthen-Eier $< 1$ HE/4g TS<br><u>Class B:</u><br>Fäkalcoliforme $< 2 \cdot 10^6$ MPN/g TS oder $< 2 \cdot 10^6$ KBE/g TS | Helminthen-Eier $< 1$ Ei/g TR,<br><i>E. coli</i> $< 1.000$ /g TR,<br>Mindestzeit zwischen Schlammaufbringung und Ernte $> 1$ Monat |
| Schadstoffe  | Grenzwerte für 7 Schwermetalle im Schlamm und im Boden  | Grenzwerte für 10 Schwermetalle im Schlamm  | keine Grenzwerte   |

Neben den in Tabelle 12.7 dargestellten Grenzwerten wurden von der U.S. EPA (2007) auch Anforderungen zur Verminderung der Attraktivität der Schlämme für biologische Vektoren („Vector Attrac-

tion Reduction“), die Keime aus dem behandelten Klärschlamm auf andere Flächen übertragen können, definiert. Vektoren können hierbei Fliegen, Vögel oder Nagetiere sein. Die EPA-Richtlinie benennt zwölf Möglichkeiten, die Attraktivität des Schlammes für die Vektoren zu minimieren bzw. den Kontakt zwischen Vektoren und Schlamm zu verhindern.

Im Vergleich zur landwirtschaftlichen Verwertung von Klärschlamm werden bei einer thermischen Verwertung mit Abluftbehandlung die Schadstoffe zwar sicher aus der Umwelt fern gehalten, jedoch werden auch Wertstoffe vernichtet. Bei einer landwirtschaftlichen Verwertung besteht die Gefahr, Schadstoffe direkt in die Umwelt abzugeben. Allerdings zeigt sich, dass bei gleichem Nährstoffeintrag die Schwermetallfrachten in Mineraldüngern zum Teil höher sind als die mit Klärschlamm eingebrachten (DWA 2009). Eine Bewertung von Düngemitteln nach einem Schadstoff-Nährstoff-Quotientenmodell wurde vom Verband Deutscher Landwirtschaftlicher Untersuchungs- und Forschungsanstalten entwickelt und in DWA (2009) beschrieben.

Der Düngeeintrag mittels Klärschlamm wird in vielen Regelungen, beispielsweise in der EPA-Richtlinie 40 CFR Part 503, über den Schadstoffgehalt begrenzt. Wenn die zulässige Fracht mindestens eines Schwermetalls erreicht ist bzw. überschritten wird, muss der restliche notwendige Dünger als Mineraldünger aufgebracht werden.

In den vorgenannten Richtlinien und Empfehlungen werden keine Angaben zu einem Mindestgehalt an Nährstoffen oder der erforderlichen Düngewirkung gemacht. Dies gilt auch für die europäische Verordnung Nr. 2003/2003 über Düngemittel (EG 2003).

Insbesondere in warmen (trockenen) Regionen stellt der getrocknete Klärschlamm eine Ressource zur Bodenverbesserung und Humusbildung dar. Nährstoffkreisläufe werden geschlossen und die natürliche Wasserhaltekapazität im Boden wird erhöht.

Ein weiterer Aspekt ist die Flächenverfügbarkeit, die sich auch aus dem Verhältnis der vorhandenen landwirtschaftlichen Fläche zur Bevölkerungszahl ergibt. Dies schließt in dicht besiedelten Regionen die ortsnahe landwirtschaftliche Verwertung teilweise aus.

## 13 Elimination von Helminthen-Eiern und Desinfektion

### 13.1 Einleitung und Anwendungsgrenzen

#### 13.1.1 Vorbemerkungen

In Abwasserbehandlungsanlagen kann in Abhängigkeit der hygienischen Ablaufanforderungen der Einsatz weitergehender Behandlungsstufen zur Abtrennung von parasitären Organismen und/oder zur Desinfektion erforderlich sein.

Hinweise zur Bemessung von Desinfektionsverfahren sind in der Literatur (u. a. DWA-M 205 2013, METCALF & EDDY 2013) ausführlich beschrieben, sodass der Schwerpunkt auf weitergehende Informationen zur Dimensionierung und Planung gelegt wird. Neben den Reinigungszielen für Bakterien und Viren ist insbesondere im internationalen Kontext der Rückhalt von Helminthen-Eiern zu beachten. Bei Helminthen handelt es sich um parasitisch lebende Würmer. Schätzungen gehen davon aus, dass weit mehr als 1 Milliarde Menschen in Afrika, Asien und Amerika an einem Befall mit Helminthen (insbesondere soil-transmitted helminths, STH) leiden (PULLAN et al. 2014, WHO 2012, SILVA et al. 2003). Da eine Abtötung der Helminthen-Eier durch chemisch/physikalische Verfahren nur bedingt möglich ist (MAYA et al. 2012, JIMÉNEZ 2008, JIMÉNEZ et al. 2009a, BROWNELL & NELSON 2006, ROJAS-VALENCIA et al. 2004, KRISHNASWAMI & POST 1968), sind unter anderem Sedimentations- sowie Filtrationsverfahren (wie beispielsweise die Tuchfiltration und die Sandfiltration (JIMÉNEZ et al. 2000)) und die Mikrosiebung zur Abtrennung der Helminthen-Eier angeraten, wobei in folgendem Abschnitt die Mikrosiebung näher betrachtet werden soll (DÜPPENBECKER et al. 2013, QUINZAÑOS et al. 2008).

Im deutschen Regelwerk sind bisher keine Ansätze zu Bemessungsalgorithmen von Mikrosiebanlagen beziehungsweise zur mechanischen Abscheidung von Helminthen-Eiern an Siebmaterialien enthalten. Die Hersteller verwenden zur Dimensionierung von Mikrosiebanlagen im Ablauf von Abwasserbehandlungsanlagen üblicherweise Erfahrungswerte hinsichtlich der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Siebgewebes sowie der entsprechend zu erwartenden Feststoffbelastung im Abwasser. Anhaltspunkte liefert der Arbeitsbericht des früheren ATV-Fachausschusses 2.8 „Verfahren der weitergehenden Abwasserreinigung nach biologischer Behandlung“ (ATV-FA 2.8 1998). Eine Bemessung zur Abscheidung von Helminthen-Eiern findet keine Berücksichtigung in aktuellen Regelwerken. International sind lediglich in fachlichen Veröffentlichungen allgemeine Bemessungshinweise zu finden, wonach beispielsweise eine Maschenweite von 10 µm eine 100 %ige Abscheidung von Helminthen-Eiern sicherstellen kann (QUINZAÑOS et al. 2008).

#### 13.1.2 Verfahrensspezifische Kurzzeichen

Die für die Bemessung von Mikrosiebanlagen zur Entfernung von Helminthen-Eiern erforderlichen verfahrensspezifischen Kurzzeichen sind nachfolgend aufgeführt, wobei neben HO synonym auch HE als Kurzzeichen für Helminthen-Eier Verwendung findet. Allgemeine Kurzzeichen und Abkürzungen sind in Abschnitt 2 zusammengestellt.

| Kurzzeichen/<br>Einheit | Bezeichnung                                    | Kurzzeichen/<br>Einheit,<br>englisch | Bezeichnung,<br>englisch                      |
|-------------------------|--|--------------------------------------|---|
| HO/l                    | Helminthen-Eier je Liter                       | HO/l                                 | helminth ova per litre                        |
| HO/g TR                 | Helminthen-Eier je Gramm TR                    | HO/g DS                              | helminth ova per gram DS                      |
| $\eta_{HE}$             | Abscheideleistung in Bezug auf Helminthen-Eier | $\eta_{HE}$                          | elimination efficiency regarding helminth ova |

### 13.1.3 Prävalenz von Helminthen und Einflussgrößen für deren Vorkommen

#### Vorkommen und Arten von Helminthen-Eiern

Das Auftreten von Infektionen mit Helminthen ist von den Lebensbedingungen der Bevölkerung sowie den klimatischen Bedingungen abhängig, wobei vorwiegend Entwicklungs- und Schwellenländern betroffen sind. Die Infektionshäufigkeit wird durch die Prävalenz ausgedrückt. In der Abwasserbehandlung sowie der Wasserwiederverwendung sind aufgrund der hohen Prävalenz und des Lebenszyklus primär die STH (soil-transmitted helminth) maßgeblich. Die relevantesten Spezies dieser Nematoden sind *Ascaris lumbricoides*, *Trichuris trichiura* und die Hakenwürmer. Während letztere Helminthenspezies im Larvenstadium durch eine Penetration der Haut zu einer Infektion führen, gelangen die ersten beiden Spezies nahezu ausschließlich durch orale Aufnahme der Eier in den Körper. Neben der Prävalenz ist bei Helminthen zur Bewertung auch die Intensität der Erkrankung maßgeblich, da eine Infektion mit einer geringen Anzahl an Helminthen nicht zwangsläufig ein Krankheitsbild hervorrufen muss. (PULLAN et al. 2014, DE SILVA et al. 2003)

Die folgenden Abbildungen geben einen Eindruck von der globalen Prävalenz der STH, wobei im konkreten Anwendungsfall aktuelle epidemiologische Studien zur Beurteilung der Prävalenz in den entsprechenden Regionen zu berücksichtigen sind. Die Betrachtung der Gesamtprävalenz eines Landes ist zur konkreten Beurteilung der lokal vorliegenden Infektionshäufigkeit nicht ausreichend, da auch innerhalb der einzelnen Länder erhebliche Schwankungen der Prävalenz zu beobachten sind. Anhand der Prävalenz lässt sich aber eine erste Abschätzung der im Abwasser zu erwartenden Helminthenspezies durchführen.

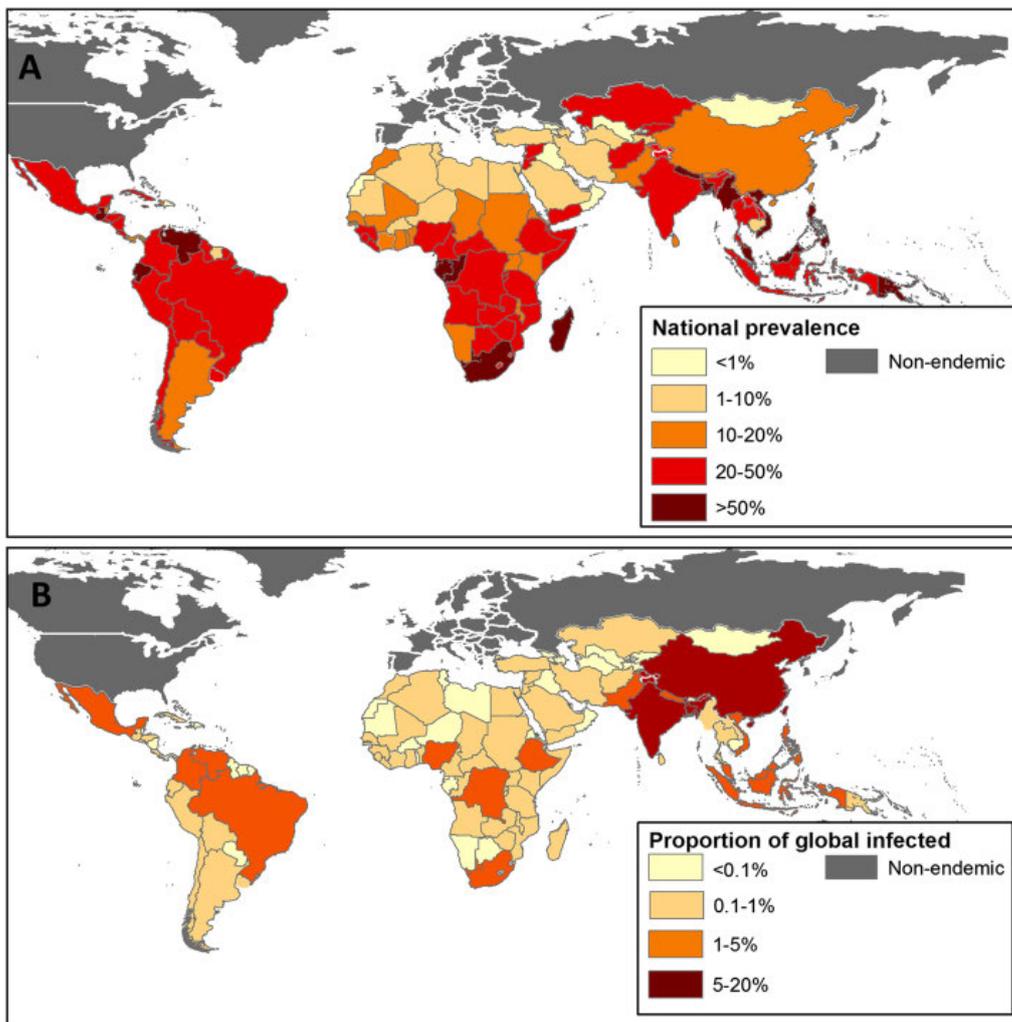
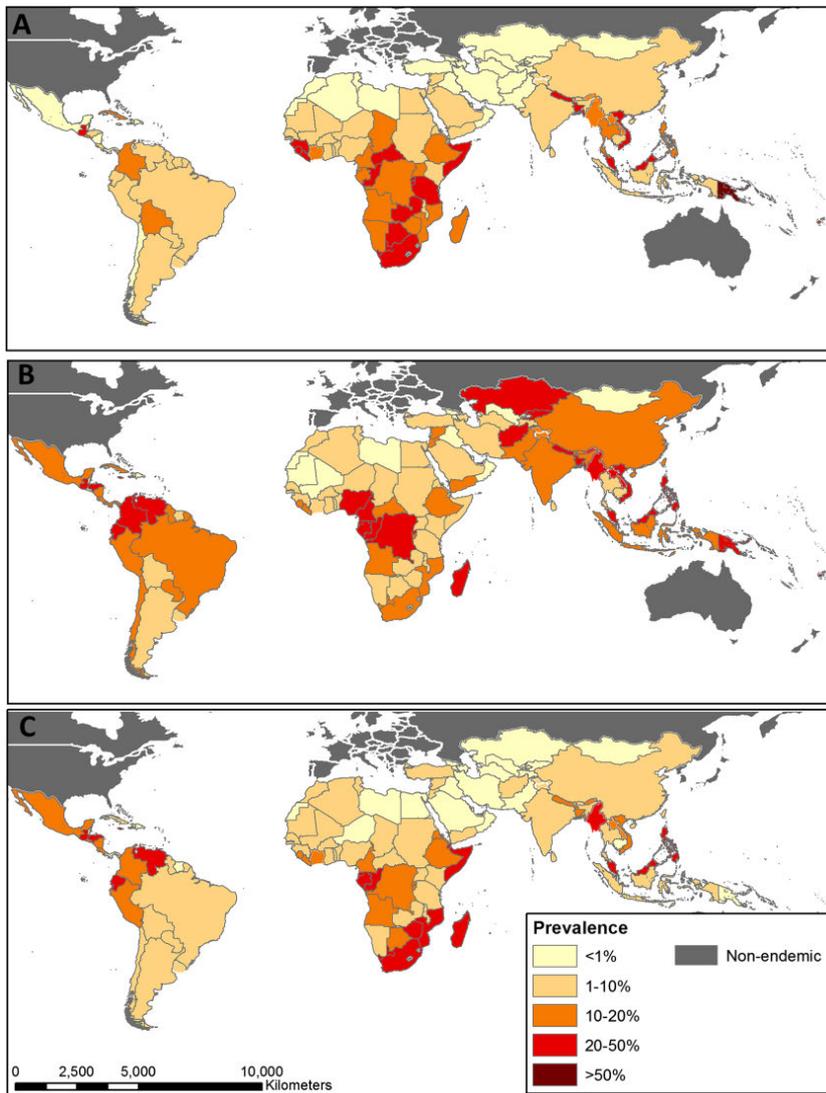
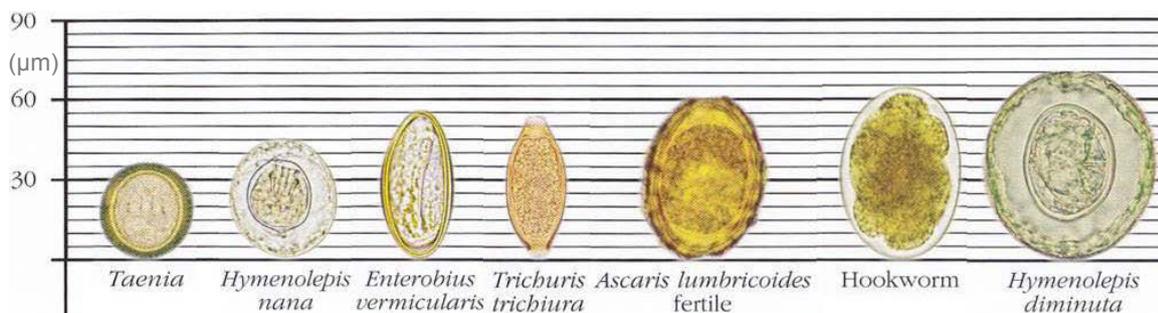


Bild 13.1: (A) Gesamtprävalenz der STH mit Bezug auf das jeweilige Land, (B) Anteil der landesspezifischen Prävalenz an der globalen Prävalenz (Bild aus: PULLAN et al. 2014)



**Bild 13.2: Prävalenz der bodenübertragbaren Helminthen nach Spezies: (A) Hakenwürmer, (B) *Ascaris lumbricoides*, (C) *Trichuris trichiura*** (Bild aus PULLAN et al. 2014)

Die humanparasitären Helminthen liegen im Abwasserprozess meist in Form von Eiern vor. Einige Spezies können jedoch in Abhängigkeit des Lebenszyklus (beispielsweise Hakenwürmer und *Strongyloides* sp.) auch im Larvenstadium auftreten. Die folgende Abbildung zeigt einen größenbezogenen Überblick zu den Eiern mäßig bis häufig auftretender Spezies im Abwasserprozess, wobei auch hier die relevantesten Spezies *Trichuris trichiura*, *Ascaris lumbricoides* und die Hakenwürmer hervorzuheben sind.



**Bild 13.3: Übersicht zu den Eiern häufig auftretender Helminthenspezies (Größe in µm)**

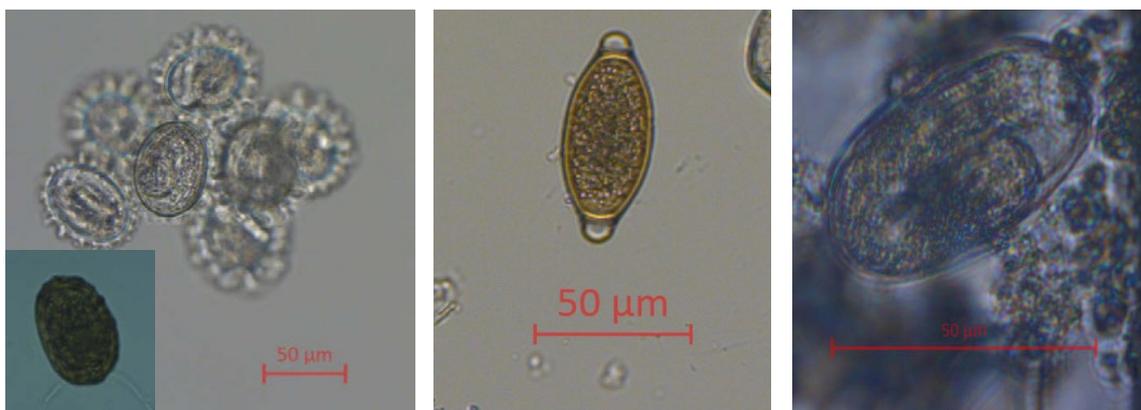
(Bild aus ASH & ORIHIEL 2007)

Helminthen-Eier besitzen meist eine äußerst komplexe Hüllenstruktur. Dieser mehrschichtige Aufbau ermöglicht den STH eine hohe Widerstandsfähigkeit gegenüber vielen Umwelteinflüssen. Verschiedene Schichten der Eihülle nehmen dabei spezifische Aufgaben wahr (u. a. Stabilität, Flexibilität und chemische Widerstandsfähigkeit) (WHARTON 1980, WHARTON 1983). Die Oberfläche von Eiern bestimmter Spezies zeigt zudem eine hohe Haftungsfähigkeit, welche allerdings kontinuierlich durch mechanische und chemische Einflüsse im Abwasserprozess reduziert wird. Im Vergleich zu Bakterien, Viren und Protozoen ist ein Erhalt der Entwicklungsfähigkeit der Eier in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen bis hin zu mehreren Jahren zu beobachten (JIMÉNEZ & MAYA 2007), siehe Tabelle 13.1. Die maßgeblichen Parameter sind hierbei die Temperatur sowie die vorliegende Umgebungfeuchtigkeit. Es wird zudem darauf hingewiesen, dass bereits die Aufnahme von einem Ei beziehungsweise einer Larve zu einer Infektion des menschlichen Organismus führen kann (WHO 2006).

**Tabelle 13.1: Übliche, maximale Überlebensdauer relevanter Mikroorganismen und Helminthen-Eier (in Klammern: absolutes zu beobachtendes Maximum)** (JIMÉNEZ & MAYA 2007, WHO 2006, HINDIYEH 2004, FAECHEM et al. 1983)

| Spezies         | im Boden (d)<br>bei 20 °C bis 30 °C | auf Feldfrüchten (d)<br>bei 20 °C bis 30 °C | im Wasser (d)<br>bei 20 °C bis 30 °C |
|-----------------|-------------------------------------|---|--------------------------------------|
| Bakterien       | 20 (70)                             | 15 (30)                                     | 30 (60)                              |
| Viren           | 20 (100)                            | 15 (60)                                     | 50 (120)                             |
| Protozoen       | 10 (20)                             | 2 (10)                                      | 180                                  |
| Helminthen-Eier | mehrere Monate<br>bis Jahre         | ein Monat<br>(zwei Monate)                  | mehrere Jahre                        |

In der Wasserwiederverwendung sind, wie bereits an anderer Stelle beschrieben, die Spezies *Ascaris lumbricoides*, *Trichuris trichiura*, und die Hakenwürmer von besonderer Relevanz. Deren Eier werden daher im Folgenden als Hilfestellung nochmals in Form mikroskopischer Aufnahmen dargestellt. Dabei ist zu beachten, dass bei Eiern der Spezies *Ascaris* spp. im Verlauf des Darms aufgrund einer Art „Sklerotisierung“ eine Braunfärbung auftritt (siehe Teilbild zu *Ascaris suum*) (WHARTON 1980, WHARTON 1983).



**Bild 13.4: Eier der Spezies *Ascaris suum* (Direktentnahme der Eier; links), *Trichuris trichiura* (mittig) und Ei der Spezies der Hakenwürmer (rechts)**

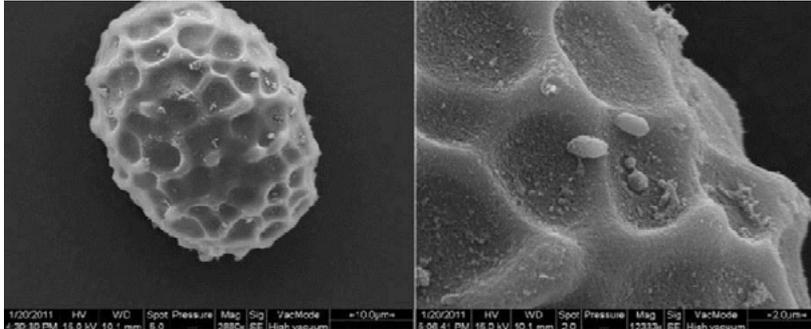


Bild 13.5: Hüllenstruktur mit „Mammillations“ der Eier von *Ascaris* sp. (Bild aus SENGUPTA 2012)

### Einflussparameter auf die Entwicklungsfähigkeit von Helminthen-Eiern

Nachfolgend sind die grundsätzlichen Auswirkungen verschiedener Abwasserparameter auf die Entwicklungsfähigkeit von Helminthen-Eiern dargestellt, wobei mit fortschreitender Entwicklung der Eier beziehungsweise der Larve eine zunehmende Wirkung der Umwelteinflüsse auf die Entwicklungsfähigkeit der Eier zu beobachten ist (JIMÉNEZ & MAYA 2007). Die Eier von *Ascaris* spp. zeigen bei nahezu allen äußeren Einflüssen die höchste Überlebensfähigkeit und werden daher, auch aufgrund der hohen Prävalenz, meist als Modell- beziehungsweise Indikatororganismus für Untersuchungen herangezogen.

### Temperatur und Feuchtigkeit

Die Temperatur für die Entwicklung der Eier zum Larvenstadium wird für *Ascaris* spp. mit 16 °C bis 34 °C angegeben (ARENE 1986). Innerhalb dieses Temperaturbereichs gibt es ein Entwicklungsmaximum, welches gemäß Literaturangaben zwischen 24 °C und 31 °C anzusetzen ist (HINDIYEH 2004). Temperaturen außerhalb dieses Bereichs führen nicht zwangsläufig zur Abtötung der Eier, sondern zunächst lediglich zu einer reversiblen Inaktivierung. Bis 70 °C ist die Kontaktzeit der maßgebliche Parameter für eine sichere Abtötung der Eier. Oberhalb von 70 °C überwiegt der Temperatureinfluss (FEACHEM et al. 1983), wobei in PECSON et al. (2007) im Zusammenhang mit pH-Wert und Ammoniumkonzentration bereits ab 50 °C ein vorherrschender Effekt der Temperatur konstatiert wird. In Schlämmen und Bodensubstanz sind zudem der anfängliche TR-Gehalt beziehungsweise die Feuchtigkeit von höherer Relevanz (MAYA et al. 2012).

Bezüglich des Temperatureinflusses und der Wirkung der Umgebungsfeuchtigkeit auf die Abtötung der Eier im mittleren Temperaturbereich unter 60 °C ist nur bedingt eine eindeutige Angabe anhand von Literaturdaten möglich.

Zudem wird die Abtötung der Eier von vielen Faktoren (u. a. Spezies, Ursprung sowie bisherige Entwicklung der Eier, Feststoffgehalt und Umgebungsbedingungen des Mediums) beeinflusst. Beispielsweise ist eine Abtötung der Helminthen-Eier bei gleichen Temperaturen unter aeroben Bedingungen im Vergleich zu einem anaeroben Milieu schneller erzielbar, da sich die Eier im aeroben Milieu rascher bis zum empfindlicheren Larvenstadium entwickeln können. Im anaeroben Milieu hingegen bleiben die Eier zunächst im inaktiven Zustand und werden somit langsamer abgetötet. (MANSER et al. 2015, GOULD et al. 2013)

Bild 13.6 soll dennoch einen Hinweis auf die zu erwartende Abtötungsrate in einem flüssigen Medium für Eier der Spezies *Ascaris* spp. geben, wobei mit abnehmender Wirkungsdauer und höheren Temperaturen auch größere Abweichungen in den Angaben der Literaturquellen einhergehen. In Bild 13.6 wurden die Angaben zum Feststoffgehalt vernachlässigt und Proben mit höheren Feststoffanteilen  $\geq 5\%$  TR nur bedingt berücksichtigt. Ursächlich hierfür sind teils widersprüchliche Literaturangaben: Wie im Textverlauf beschrieben, führen steigende Werte des TR zu einer erhöhten Abtötung der Eier, wobei für niedrigere Werte von  $\leq 5\%$  bis 10 % längere Kontaktzeiten bzw. höhere Temperaturen empfohlen werden („Schutzwirkung“, nicht in Bild 13.6 enthalten). Weitergehende Informationen zum Einfluss der Feststoffe finden sich in MAYA et al. (2010) und MAYA et al. (2012). Bezüglich des Temperatureinflusses wird des Weiteren auf Angaben in ARFAA (1978), FEACHEM et al. (1983), BARNARD et al. (1987), PECSON et al. (2007), MAYA et al. (2010) und MAYA et al. (2012) verwiesen. Eine zusätzliche Abtötung von enterogenen Viren erfordert bei Kontaktzeiten unter 10 Stunden höhe-

re Temperaturen [CARRINGTON 2001]. Insbesondere in FEACHEM et al. (1983) und CARRINGTON (2001) finden sich umfangreiche und speziesabhängige Angaben zur Abtötung, u. a. zur Wirkung von Temperatur, Feuchtigkeit und Schlammagerung.

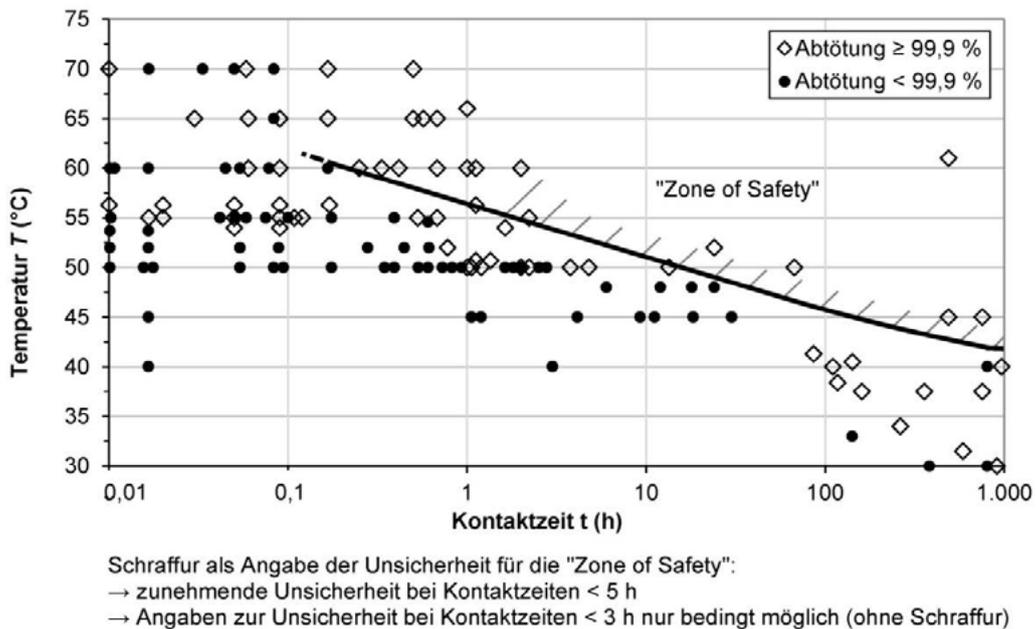


Bild 13.6: Prozentuale Abtötung von Eiern der Spezies *Ascaris* spp. (ARFAA 1978, FEACHEM et al. 1983, BARNARD et al. 1987, CARRINGTON 2001, PECSON et al. 2007, MAYA et al. 2010, MAYA et al. 2012, ergänzt durch Analysen von KNEIDL et al. 2017)

Neben der zunächst geringeren Abtötung der Eier mit steigendem Trockenrückstand kann vor allem bei höheren Temperaturen und längeren Kontaktzeiten über 60 Minuten mit steigendem Feststoffgehalt (bis 20 %, ausgehend von einem TR von 5 %) wieder eine absolute Erhöhung der Abtötungsrate um teilweise mehr als 20 % festgestellt werden. Eine vollständige Abtötung ist für die angegebenen TR-Konzentrationen bei einer Kontaktzeit von 120 Minuten mit 80 °C und bei 180 Minuten mit 70 °C zu erwarten. (MAYA et al. 2010, MAYA et al. 2012)

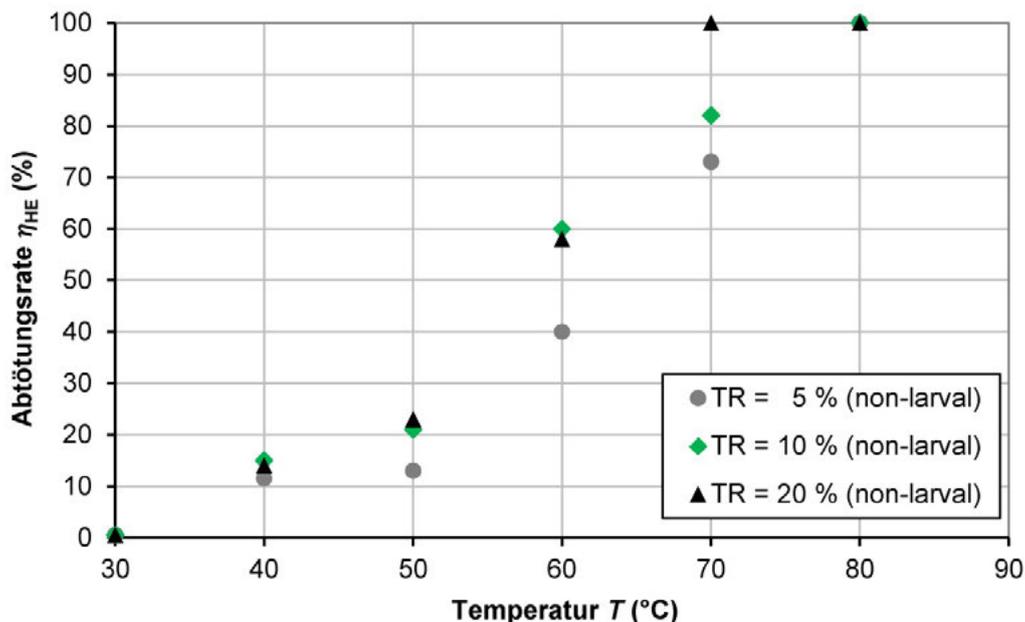


Bild 13.7: Feststoffbezogene Abtötung von Eiern der Spezies *Ascaris lumbricoides* in Abhängigkeit von der Temperatur und einer Kontaktzeit von 120 min (MAYA et al. 2010, MAYA et al. 2012)

### Salzkonzentration

Eier der Spezies *Ascaris* spp. konnten in Meerwasser innerhalb von zwei Tagen zu 97 % abgetötet werden (LIVINGSTONE 1978). Bei reduzierten Salzgehalten von ca. 50 % im Vergleich zu Meerwasser wurde lediglich eine Inaktivierung, jedoch keine Abtötung der Eier erzielt (YARULIN 1955). In Versuchsreihen war bei einer vergleichbaren Spezies (*Parascaris* e.) und einer Kontaktzeit von bis zu 96 Stunden in Wässern mit 3 g/l NaCl und 17 g/l NaCl lediglich ein Rückgang der entwicklungsfähigen Eier von 86 % auf 77 % festzustellen. Versuche mit *Necator americanus* in einer NaCl-Lösung (bis 4 %, Kontaktzeit: max. 40 h) verhinderten das Schlüpfen, hatten jedoch keinen Einfluss auf die Entwicklung der Larve (CROLL 1974). Salze scheinen daher lediglich bei sehr hohen Konzentrationen und längeren Kontaktzeiten eine relevante Abtötung der Eier zu bewirken.

### Weitere Einflussgrößen

Weitere Parameter wie Ammoniak, Ozon und Chlor sowie der pH-Wert und die UV-Bestrahlung zeigen in üblicher und in einer für den Abwasserprozess relevanten Dosierung lediglich eine untergeordnete Wirkung auf die Entwicklungsfähigkeit von Helminthen-Eiern (PECSON & NELSON 2005, PECSON et al. 2007, JIMÉNEZ & MAYA 2007, MAYA et al. 2010).

### Konzentration von Helminthen-Eiern im Abwasser sowie übliche Empfehlungs- und Grenzwerte

**Konzentrationswerte** liegen regionalspezifisch bei bis zu 1.000 HO/l (max. 3.000 HO/l) im Rohwasser und bis zu 20 HO/l im Ablauf einer konventionellen Behandlungsanlage (JIMÉNEZ 2007b; U.S. EPA 2012). In Abhängigkeit der lokalen Prävalenz und des Abwasserbehandlungsverfahrens kann auch in endemischen Gebieten der Ablauf frei von Helminthen-Eiern sein, wobei die Konzentrationswerte häufig erheblichen Schwankungen unterworfen sind. Eine wiederholte Analyse des Abwassers ist daher unabdingbar.

**Grenz- und Empfehlungswerte** orientieren sich meist an den Vorgaben der U.S. EPA sowie der WHO, wobei im konkreten Fall auf die Angaben der entsprechenden Länder verwiesen wird. Es gilt zu beachten, dass Grenz- und Empfehlungswerte sowohl auf die gesamte Anzahl an Eiern als auch lediglich auf den Teil der entwicklungsfähigen Eier bezogen sein können. Übliche Empfehlungen und Grenzwerte liegen je nach Organisation und Land für Bewässerungswasser zwischen (0,1) 1 HO/l bis 5 HO/l. (WHO 2006, U.S. EPA 2012). In Bewässerungswasser gemäß DIN 19650 gilt für potentiell infektiöse Stadien von Parasiten: "nicht nachweisbar in 1.000 ml." Für den sicheren Einsatz von Bewässerungswasser sollte als Mindestanforderung jedoch grundsätzlich ein Wert von  $\leq 1$  HO/l (arithmetisches Mittel; mindestens in 90 % der Proben) angestrebt werden, wobei im direkten und indirekten Kontakt zu Kindern unter 15 Jahren weitere Schutzmaßnahmen zu ergreifen sind oder alternativ ein Zielwert von  $\leq 0,1$  HO/l empfohlen wird (WHO 2006). Für Schlämme zur landwirtschaftlichen Verwendung existieren Grenz- und Empfehlungswerte im Bereich von (0) 0,25 bis 10 HO/gTR (Klasse A) und bis zu 35 HO/gTR (Klasse B). Die WHO empfiehlt  $< 1$  HO/gTR (BUCHAUER 2007). Für grundsätzliche und weitergehende Informationen zu Helminthen-Eiern im Bereich der Wasserwiederverwendung wird auf WHO (2006) und U.S. EPA (2012) verwiesen.

### 13.1.4 Helminthen-Eier im Abwasserbehandlungsprozess

Im Folgenden soll in Form einer Zusammenfassung von Daten verschiedener Literaturquellen eine Aussage zum Verhalten von Helminthen-Eiern in üblichen Abwasserbehandlungsverfahren getroffen werden. Im Wesentlichen sind die Abscheidung sowie die Abtötung der Eier in überwiegendem Maße von der Sinkgeschwindigkeit der Eier (Sedimentation), der Größe sowie Form (Abscheidung in Filter- und Siebanlagen), deren Interaktion mit den Schlammpartikeln und den beiden Systemparametern Temperatur sowie Feuchtigkeit (Schlammbehandlung) abhängig.

Die Größe der Eier, als ein Kennwert für die Filtration und Siebung, kann auch innerhalb einer Spezies deutlich um einen Mittelwert streuen. Beispielsweise variiert die Größe der Eier der Spezies *Ascaris suum* in der Länge von 52  $\mu\text{m}$  bis 84  $\mu\text{m}$  und Breite von 47  $\mu\text{m}$  bis 65  $\mu\text{m}$  (SENGUPTA 2012). Weiterhin ist anzumerken, dass die Eier abwasserrelevanter Spezies, wie u. a. *Ascaris* spp., Haken-

würmer, *Taenia* spp. und *Hymenolepis* spp. i. d. R. größer als Eier der Spezies *Trichuris trichiura* (an der schmalsten Stelle) sind.

Aufgrund der Bedeutung der Sedimentation zur Abscheidung von Helminthen-Eiern werden im Folgenden neben der Größe ebenfalls die spezifische Dichte sowie die Sedimentationsgeschwindigkeiten der Eier verschiedener Spezies beschrieben. Dabei sind die Ergebnisse zur Sedimentationsgeschwindigkeit, auch aufgrund der häufig fehlenden Angaben von Rahmenbedingungen, lediglich als orientierende Werte anzusehen. Dahingehend verwendete SENGUPTA (2012) bei der Berechnung der Sedimentationsgeschwindigkeit im Gegensatz zu SHUVAL (1978) keine humanparasitären Spezies, wodurch eine geringfügige Abweichung in der mittleren Größe vorliegt. Die Autoren berücksichtigten für die theoretischen Berechnungen zudem nur bedingt die Form der Eier. Neben der Form und Größe der Eier variiert auch deren spezifische Dichte (insbesondere bei *Trichuris* sp.), welche sich u. a. mit dem Entwicklungsstand der Larve im Ei verändern kann. Maßgeblich für die Sedimentation sowie die Filtration und Siebung kann weiterhin die Interaktion von Eiern mit Inhaltsstoffen des Mediums sein, wobei sich insbesondere die Eier der Spezies *Ascaris* spp. im Medium Abwasser an Feststoffpartikel und Schlammflocken anhaften können. (SENGUPTA 2012, DAVID et al. 1982)

**Tabelle 13.2: Übliche Größenbereiche von Eiern häufig auftretender Helminthenspezies**

(HINDIYEH 2004, ASH et al. 2007, JIMÉNEZ 2007a, ergänzt durch Analysen von KNEIDL et al. 2017)

| Helminthenspezies           | Länge (µm) | Breite (µm) |
|-----------------------------|------------|-------------|
| <i>Ascaris lumbricoides</i> | 40 bis 80  | 25 bis 50   |
| <i>Trichuris trichiura</i>  | 50 bis 58  | 22 bis 27   |
| <i>Necator americanus</i>   | 64 bis 76  | 36 bis 40   |

**Tabelle 13.3: Vergleich der spezifischen Dichte und der mittleren Sedimentationsgeschwindigkeiten unterschiedlicher Helminthenspezies** (SHUVAL 1978, DAVID et al. 1982, DUNN 1991, SENGUPTA 2012)

| Helminthenspezies  | Spezifische Dichte (10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> ) | Sedimentationsgeschwindigkeit (mm/s) |                                |   |
|--|---|--------------------------------------|--------------------------------|---|
|  |   | Abwasser (SENGUPTA 2012)             | Leitungswasser (SENGUPTA 2012) | Theoretisch nach dem Gesetz von STOKES <sup>*)</sup>              |
| <i>Ascaris suum</i> und <i>Ascaris lumbricoides</i>  | 1,104 bis bis 1,131 (1,180 Kolomysov 1978)              | 0,159 ± 0,088                        | 0,061 ± 0,005                  | 0,275 (SENGUPTA 2012)<br>0,12 bis 0,26 (DUNN 1991, SHUVAL 1978)   |
| <i>Trichuris suis</i> und <i>Trichuris trichiura</i>                                       | 1,10 bis 1,15   | 0,087 ± 0,067                        | 0,149 ± 0,060                  | 0,129 (SENGUPTA 2012)<br>0,129 bis 0,425 (DUNN 1991, SHUVAL 1978) |
| <i>Toxocara</i> spp.   | 1,070 bis 1,120   | -                                    | -                              | -   |
| <i>Taenia</i> spp.   | 1,225 bis 1,3   | -                                    | -                              | 0,07 (SHUVAL 1978)  |
| <i>Ancylostoma caninum</i> , <i>Necator americanus</i>                                     | 1,055 (1,056)   | -                                    | -                              | 0,07 bis 0,11 (DUNN 1991, SHUVAL 1978)                            |
| ANMERKUNG  |   |                                      |                                |   |
| *) Zahlenwerte variieren je nach Annahmen für spezifische Dichte, Größe und Form der Eier. |   |                                      |                                |   |

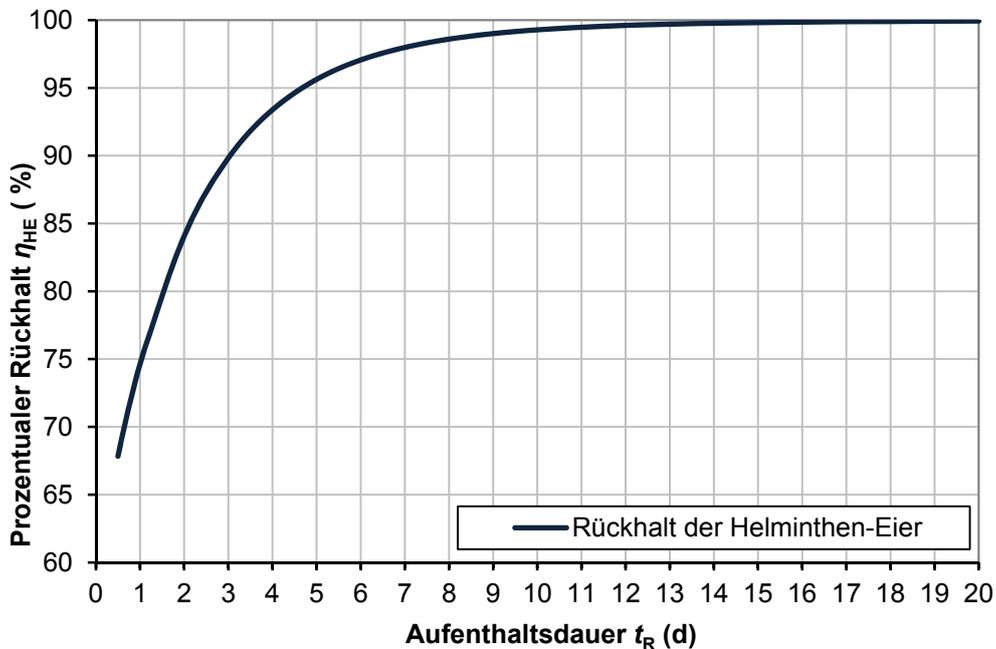
Die möglichen Verfahrensstufen der Abwasserbehandlung wurden bereits in verschiedenen Studien, vorwiegend an bestehenden großtechnischen Anlagen, untersucht. Einen Überblick der zu erwartenden Reduktion der Helminthen-Eier soll die nachfolgende Tabelle liefern. Die Eingrenzung der Zahlenwerte ist dabei aufgrund der häufig fehlenden Detailangaben zur jeweiligen Anlage und infolge des erheblichen Einflusses der Sedimentation sowie der Anhaftung von Eiern an Schlammteilchen nur bedingt möglich und als ungefähre Einschätzung der Reduktion beziehungsweise Abtötung zu sehen.

**Tabelle 13.4: Reduktionsraten für Helminthen-Eier in verschiedenen Verfahren der Abwasserreinigung (Werte von Anlagen im Labormaßstab sowie großtechnischen Anlagen); vor allem ergänzt durch HINDIYEH (2004) und JIMÉNEZ (2011)**

| Verfahren  | Log <sub>10</sub> -Reduktion       | Abscheidemechanismen/<br>Anmerkungen   | Quelle<br>bei allen: HINDIYEH<br>2004, JIMÉNEZ 2011                            |
|--|------------------------------------|--|--|
| Kläranlagen mit Bodenfiltern/<br>Pflanzenkläranlagen   | 1 bis 3                            | Sedimentation, Filtration,<br>physikalischer Einschluss<br>(höhere Reduktionsrate bei<br>horizontal durchströmtem<br>Kiesbett) | SHARAFI et al. 2012,<br>JIMÉNEZ 2007b  |
| Abwasserteiche<br>– Einzelteich<br>– Anordnung mehrerer Tei-<br>che hintereinander (mind.<br>3), je nach Verweilzeit                                     | 0,5 bis 1<br>bis > 3               | Sedimentation (siehe<br>Randbedingungen in 10.4,<br>im Besonderen 10.6),<br>Einbindung im Schlamm                              | SHARAFI et al. 2012,<br>JIMÉNEZ 2007b,<br>KONATÉ et al. 2013,<br>FUHRMANN 2014 |
| Belebungsverfahren<br>– Vorklärung<br>– alleinige Betrachtung der<br>Nachklärung<br>– Nachklärung und<br>Sandfilter                                      | < 1<br>< 2<br>> 2                  | Sedimentation, Abschei-<br>dung im Sandbett, Einbin-<br>dung im Schlamm  | SHARAFI et al. 2012,<br>JIMÉNEZ & MAYA 2007,<br>U.S. EPA 2012                  |
| Tropfkörperverfahren<br>mit Nachklärung  | < 1<br>< 1 bis < 2                 | Anhaftung,<br>Sedimentation  | JIMÉNEZ & MAYA 2007  |
| UASB-Reaktor   | 0,5 bis < 2<br>(selten bis<br>< 3) | Sedimentation, Aufstrom-<br>geschwindigkeit, Filtration<br>im Schlammbett,<br>Anhaftung  | JIMÉNEZ et al. 2007,<br>U.S. EPA 2012,<br>YAYA-BEAS et al. 2008                |
| Vorklärung<br>– einfache Vorklärung<br>– weitergehende Vorklärung<br>mit erhöhtem Feststoff-<br>rückhalt (z. B. unter Einsatz<br>von Lamellenabscheider) | 0 bis < 1<br>1 bis 2               | Sedimentation, Anhaftung   | JIMÉNEZ et al. 2010,<br>JIMÉNEZ 2007a  |
| Langsamsandfiltration  | 0,5 bis 3                          | Abscheidung/Einbindung   | KERAITA et al. 2008  |
| Schnellfiltration  | 1 bis 3                            | Abscheidung/Einbindung   | JIMÉNEZ 2007b  |
| Mikrosiebung<br>(10 µm Gewebe)   | bis 2 (3)                          | Abscheidung, abhängig von<br>Systemabdichtung  | QUINZAÑOS et al. 2008  |
| Membranverfahren   | > 3                                | Abscheidung (Größe)  | JIMÉNEZ 2007a  |
| Chlorung   | < 0,3 bis 1                        | In üblichen Dosen  | JIMÉNEZ 2007a,<br>U.S. EPA 2012  |
| Ozonung  | < 0,3                              | In üblichen Dosen  | JIMÉNEZ 2007a  |
| UV-Bestrahlung   | 0                                  | In üblichen Dosen  | JIMÉNEZ 2007a  |

Speziell für Abwasserteichanlagen können folgende Daten zur Berechnung des Rückhalts herangezogen werden. Für weitergehende Informationen wird auf FUHRMANN (2014) und WHO (2006) verwiesen. Nach AYRES et al. (1992) ergibt sich folgende Gleichung für die Reduktionsrate der Helminthen-Eier ( $\eta_{HE}$ ) in Abhängigkeit von der hydraulischen Aufenthaltsdauer ( $t_R$ ) in den Teichen:

$$\eta_{HE} = 100 \cdot (1 - 0,41 \cdot e^{(-0,49 \cdot t_R + 0,0085 \cdot t_R^2)}) \quad (\%) \quad [13.1]$$



**Bild 13.8: Abscheidung von Helminthen-Eiern in Abwasserteichanlagen in Abhängigkeit der Aufenthaltsdauer** (nach AYRES et al. (1992) aus FUHRMANN (2014))

Die Abscheidung der Helminthen-Eier aus dem Abwasser führt zu einer Aufkonzentrierung in den jeweiligen Schlämmen. Aufgrund des Einflusses des aktuellen Entwicklungsstadiums der Eier, des vorliegenden Temperaturniveaus, der Feuchtigkeit, der Behandlungsdauer und je nach Verfahren der Sonneneinstrahlung ergeben sich teils voneinander abweichende Aussagen hinsichtlich der Abtötung von Helminthen-Eiern durch die Schlammbehandlung. Nochmalig hervorzuheben ist, dass Eier in der anaeroben Stabilisierung im Vergleich zu einer aeroben Behandlung bei gleichen Temperaturen tendenziell langsamer abgetötet werden (MANSER et al. 2015). Die Ursache hierfür liegt in der geringeren Widerstandsfähigkeit der sich ausschließlich unter aeroben Bedingungen weiter entwickelnden Eier/Larven (MANSER et al. 2015). Die Überlebensdauer der Eier in Schlämmen kann in Abhängigkeit der Rahmenbedingungen erheblich sein, so können Eier im Schlamm von Oxidationsteichen bis zu 10 Jahre entwicklungsfähig bleiben (METCALF & Eddy 2013). Hinweise zu hygienischen Fragestellungen der Schlammbehandlung finden sich u. a. in WHO (2006) und Buchauer (2007). Bezüglich der solaren Klärschlamm-trocknung wird an dieser Stelle auf Abschnitt 12 verwiesen.

Tabelle 13.5: Reduktion (Abtötung) von Helminthen-Eiern bei verschiedenen Schlammbehandlungsverfahren

| Schlammbehandlungsverfahren                    | Log <sub>10</sub> -Reduktion | Anmerkungen  | Quelle  |
|--|------------------------------|--|---|
| Pasteurisierung                                | > 3                          | bei 70 °C  | KELLER et al. 2004  |
| Anaerob mesophile Stabilisierung               | < 0,5 bis > 2                | niedriges Temperaturniveau → abhängig von Aufenthaltsdauer und Entwicklungsstadium | UJANG 2006, SCAGLIA et al. 2014, MANSER et al. 2015, ORZI et al. 2015 |
| Anaerob thermophile Stabilisierung             | < 0,3 bis > 3                | Abhängig von Dauer und Temperatur  | UJANG 2006, JIMÉNEZ & MAYA 2007, PAULSRUD et al. 2007                 |
| Aerob thermophile Stabilisierung               | 0,5 bis > 3                  | Temperaturen > 50 °C und längere Verweilzeiten fördern Abtötung                    | GANTZER et al. 2001, U.S. EPA 2003                                    |
| Kompostierung                                  | 0,5 bis > 3                  | Abhängig von Dauer und Temperatur  | JIMÉNEZ & MAYA 2007, GALLIZZI 2003                                    |
| Alkalische Stabilisierung                      | bis > 3                      | u. a. abhängig von Temperatur, Behandlungsdauer, pH-Wert und Ammoniumkonzentration | CAPIZZI-BANAS et al. 2004, KELLER et al. 2004                         |
| Trockenbeete                                   | 0 bis > 2                    | Abhängig von Globalstrahlung, Temperatur und Feuchtigkeit                          | COFIE et al. 2006   |
| Trocknung (inkl. solare Klärschlamm-trocknung) | 0 bis > 2                    | Abhängig von Dauer und insbesondere Feuchtigkeit sowie ggf. Globalstrahlung        | JIMÉNEZ & MAYA 2007, GANTZER et al. 2001, SHANAHAN et al. 2010        |

### 13.2 Verfahren zur Desinfektion von Abwasser zur Wiederverwendung

Im vorliegenden Themenband liegt der Fokus auf den besonderen Rahmenbedingungen für die Bemessung von Desinfektionsanlagen im internationalen Kontext. Für grundlegende Informationen und Bemessungsansätze wird an dieser Stelle auf das Merkblatt DWA-M 205 (2013), auf DWA (2008) und BISCHOFF et al. (2013) sowie auf METCALF & EDDY (2013) verwiesen. In einigen Ländern ist die Desinfektion des behandelten Abwassers, auch unabhängig von einer beabsichtigten Wiederverwendung des Wassers, gesetzlich vorgeschrieben. Unter den lokal vorliegenden Bedingungen kann auch die Marktverfügbarkeit des jeweiligen Desinfektionsmittels von erhöhter Relevanz sein. Ebenso ist ein besonderes Augenmerk auf die Einhaltung arbeitsschutzrechtlicher und sicherheitsrelevanter (u. a. Explosionsschutz) Rahmenbedingungen zu legen.

Des Weiteren ist zu beachten, dass die im Ablauf der Abwasserbehandlungsanlage vorzufindenden Krankheitserreger, je nach Prävalenz im Einzugsgebiet, andere Zusammensetzungen und deutlich höhere Konzentrationen im Vergleich zu Deutschland haben können. Die folgende Tabelle soll einen ersten Überblick zur Relevanz einiger pathogener Organismen im Abwasser von Entwicklungsländern geben.

**Tabelle 13.6: Konzentrationswerte einiger pathogener Organismen im Abwasser von Entwicklungsländern und Nicht-Entwicklungsländern** (angepasst nach JIMÉNEZ 2009b)

| Organismen   | Einheit      | Nicht-Entwicklungsländer | Entwicklungsländer    |
|--|--------------|--------------------------|-----------------------|
| Enterogene Viren <sup>(U, Is)</sup>                      | PFU/100ml    | $10^2 - 10^4$            | $10^4 - 10^6$         |
| <i>Salmonella</i> <sup>(M, U, F, SA, In, N)</sup>        | MPN/100ml    | $10^0 - 10^4$            | $10^6 - 10^9$         |
| <i>Streptococcus faecalis</i> <sup>(U, B, K)</sup>       | Anzahl/100ml | $10^4 - 10^6$            | $10^6 - >10^7$        |
| Thermotolerante Coliforme                                | Organismen/l | $10^8 - 10^{10}$         |                       |
| Protozoen cysten <sup>(U, M)</sup>                       | Organismen/l | $10^1$                   | $10^3$                |
| <i>Giardia intestinalis/lambliä</i> <sup>(U, E, K)</sup> | Cysten/l     | $1 - 10^3$               | $10^2 - 10^4$         |
| <i>Cryptosporidium parvum</i> <sup>(U, E)</sup>          | oocysten/l   | $1 - 10^3$               | k.A.                  |
| Helminthen-Eier  | HO/l         | 1 - 9 (20)               | 6 - 800 (1.000/3.000) |

Daten aus: E = England, N = Niederlande, In = Indien, Is = Israel, K = Kenia, M = Mexico, SA = Südafrika, U = USA;  
 Quellen der verwendeten Daten: JIMÉNEZ 2011, GODFREE & GODFREY 2008, METCALF & EDDY 2013.

Als primäre Desinfektionsverfahren sind die UV-Bestrahlung, die Ozonung, der Einsatz von Chlor sowie die Membranverfahren zu betrachten. In der nachfolgenden Tabelle 13.7 ist eine vereinfachte Zusammenstellung verbreiteter Desinfektionsverfahren und deren Charakteristika angegeben. Für die detaillierte Auslegung von Desinfektionsanlagen sind jedoch zwingend regionalspezifische Faktoren zu berücksichtigen. Hierzu zählen neben der angesprochenen Verfügbarkeit des Desinfektionsmittels und den Anforderungen an die Ablaufqualität u. a. die Energieversorgung (Verfügbarkeit, Stabilität, aktuelle/prognostizierte Strompreise), die Wasserqualität im Zulauf der Desinfektionsanlage und die jeweilige Qualifikation des Anlagenpersonals. Weitergehende Informationen zu allgemeinen Anforderungen an die Desinfektion sowie an die Abwasserqualität im Zulauf von Desinfektionsanlagen finden sich auch in U.S. EPA (2012).

Außer den Membranverfahren bewirkt keines der beschriebenen Desinfektionsverfahren eine vollständige Abtötung oder Rückhaltung von Helminthen-Eiern. Die beschriebenen chemischen Verfahren können lediglich bedingt eine Inaktivierung von pathogenen (Oo-)cysten erzielen (JIMÉNEZ 2008, JIMÉNEZ et al. 2009a, JIMÉNEZ 2011, MAYA et al. 2012, KOUTCHMA et al. 2009). Für die Wasserwiederverwendung ist ein besonderes Augenmerk auf eine mögliche Wiederverkeimung nach der Desinfektion zu legen. Begünstigende Faktoren für eine Wiederverkeimung sind: Verfügbarkeit von leicht abbaubaren organischen Substanzen und Nährstoffen, erhöhte Temperaturen, lange Aufenthaltszeiten und fehlende Depotwirkung der eingesetzten Desinfektionsmittel. Ein wahrscheinlicher menschlicher Kontakt zum behandelten Abwasser im Rahmen der Wasserwiederverwendung kann ebenfalls eine erhöhte Anforderung an Verfahrenstechnik und Dosierung einer Desinfektionsanlage erforderlich machen. Zudem ist zu beachten, dass neben den mikrobiologischen Kriterien für die Wasserwiederverwendung weitere Anforderungen an die Ablaufqualität möglich sind, beispielsweise nach U.S. EPA (2012) für pH, TS, Trübung und BSB<sub>5</sub>.

Bei Einsatz einer UV-Bestrahlung ist die Trübung von besonderem Interesse. An internationalen Standorten können zudem spezifische Rahmenbedingungen (beispielsweise Wüstenregionen oder grundsätzlich ein erhöhter Eintrag von Stäuben) aufgrund des Eintrages feinsten Partikel zu höheren Trübungswerten führen. Desinfektionsanlagen (außer Membranverfahren) sind allgemein von den Zulaufbedingungen abhängig und daher empfindlicher bei auftretenden Belastungsschwankungen.

Grundsätzlich wird mindestens eine biologische Verfahrensstufe zur Kohlenstoffelimination vor der Desinfektion empfohlen, um den Gehalt organischer Substanzen zu verringern. Zu empfehlen ist gemäß U.S. EPA (2012) eine BSB<sub>5</sub>-Konzentration < 10 (AK 2) bzw. < 30 mg/l (AK 1). Weitere Einflussfaktoren sind organische und reduzierte anorganische Abwasserinhaltsstoffe (beispielsweise NH<sub>4</sub>-N und NO<sub>2</sub>-N), welche zu einer zusätzlichen Zehrung respektive einer geringeren Wirkung von Desinfektionsmitteln führen. Als kritisch ist die Bildung von Desinfektionsnebenprodukten, u. a. bei hohen

Konzentrationen organischer Stoffe, bei organischen Aminen und bei bromidhaltigen Abwässern, zu betrachten. Bei Einsatz von Chlor ist vor allem bei hohen Konzentrationen von Ammonium mit der Entstehung kanzerogener Nebenprodukte (NDMA) zu rechnen. Neben der möglichen, unerwünschten Desinfektionsnebenproduktbildung hat die Toxizität des Chlors (Sicherheitsbedenken beim Transport der Desinfektionsmittel) und die mangelnde Wirksamkeit von Chlor gegenüber chlorresistenten Organismen dazu geführt, dass in Deutschland eine reguläre Desinfektion mit Chlor in Abläufen kommunaler Abwasserbehandlungsanlagen abgelehnt wird.

Tabelle 13.7: Zusammenfassende Darstellung gängiger Desinfektionsverfahren (nach BISCHOFF 2013, mit Daten von <sup>a)</sup>)

| Desinfektionsmittel/<br>Verfahren | Werte <sup>b)</sup> für<br>AK 1                    | Werte <sup>b)</sup> für<br>AK 2            | Spez.<br>Energiebedar<br>f (kWh/m <sup>3</sup> ) | spezifische<br>Kosten<br>(€/m <sup>3</sup> ) | Neben-<br>produkte | Wasserqualität<br>(Anforderung für die<br>Desinfektion)                                  | Wieder-<br>verkeimung |
|-----------------------------------|--|--|--|--|--------------------|--|-----------------------|
| UV-Bestrahlung                    | 400  | 700<br>> 650 lt.<br>SOMMER et<br>al. 2013) | 0,02 bis 0,04                                    | 0,02 bis 0,06                                | keine              | ↓ X <sub>TS</sub><br>pH-Wert 6 bis 9<br>Trübung < 30 NTU<br>↓ Färbung                    | mittel bis<br>hoch    |
| Ozonung                           | 10   | 20   | 0,1 bis 0,4                                      | 0,01 bis 0,18                                | niedrig            | ↓ X <sub>TS</sub><br>pH-Wert < 9<br>(für Einsatz von Chlor)                              | mittel bis<br>hoch    |
| Chlorung                          | 1  | 2  | -  | 0,04 bis 0,06                                | hoch               | Zehnung vor allem durch<br>- org. Stoffe<br>- NH <sub>4</sub> -N<br>- NO <sub>2</sub> -N | niedrig               |
|                                   | 5 bis 20 <sup>c)</sup><br>25 bis 450 <sup>d)</sup> | 4<br>0,4<br>0,2                            | ~ 0,001  | 0,05 bis 0,13                                | niedrig            |  | niedrig               |
| Chlordioxid-<br>dosierung         | 2  | 0,2  | 0,03 bis 0,07                                    | 0,03 bis 0,05                                | hoch               |  | niedrig               |
|                                   | 0,1  | > 12<br>> 2,0                              | -  | 0,05 bis 0,8                                 | keine              | ↓ X <sub>TS</sub><br>↓ Scalingverursacher,<br>Bildungspotenzial für<br>EPS               | mittel bis<br>hoch    |
| Chlor-elektrolyse                 | 11,4   | > 12                                       | 0,5 bis 3,0                                      | 0,15 bis 0,8                                 |                    |  |                       |
|                                   | 1,0  | > 2,0                                      |  |  |                    |  |                       |
| Membrane<br>(allgemein)           | -  | -  | -  | -  | keine              |  |                       |
| NF <sup>d)</sup>                  | -  | -  | -  | -  | keine              |  |                       |

ANMERKUNGEN

a) Quellen der verwendeten Daten: ABEGGLEN et al. 2011; ALCALDE et al. 2007; ASANO et al. 2007; BIXIO & WINTGENS 2006; BÖHM et al. 2007; BURNS et al. 2007; DARBY et al. 1995; DWA 2013; ELEFRITZ 2000; FAHLENKAMP et al. 2008; GILLETTE et al. 2003; HOIBYE et al. 2008; KOBYLINSKI & BHANDARI 2010; LAZAROVA et al. 1999; LAZAROVA 2004; LEONG et al. 2008; METCALF & EDDY 2013; MONTEITH et al. 2007; NELLE 1994; OBERG 1995; PARASKEVA & GRAHAM 2002; PINNEKAMP & MERKEL 2008; RIED et al. 2009; ROSE et al. 2004; ROSENWINKEL & LOREY 2009 (d); SALVESON & MCKAY 2012; SAMEL et al. 2003; SCHMIDTLEIN 2012; SCHUMACHER 2006; U.S. EPA 1998; WIRTH 2010.

b) Desinfektionsmitteldosis ist **wasserqualitätsspezifisch**; an dieser Stelle zur Unterschreitung der mikrobiologischen Schwellenwerte nach U.S. EPA (AK 1/AK 2) angegeben (U.S., 2012EPA). AK 1: Anforderungskategorie, bei der kein direkter menschlicher Kontakt mit dem behandelten Wasser zu erwarten ist (E. coli < 200 MPN / 100 ml). AK 2: Anforderungskategorie, bei der ein direkter menschlicher Kontakt mit dem behandelten Wasser wahrscheinlich ist (E. coli nicht nachweisbar in 100 ml).

c) Üblicher Konzentrationsbereich für Cl<sub>2</sub>-Dosis nach U.S. EPA 1999 und für Rest-Cl<sub>2</sub> nach U.S. EPA 2012 (ohne Berücksichtigung der Wasserqualität und AK 1 / AK 2)

Für den Betrieb der Ozonung wird zudem auf die Restozonentfernung und für die Chlorung auf eine bedarfsweise erforderliche Entchlorungsstufe verwiesen. Für die Wasserwiederverwendung muss in der Regel weiterhin die mikrobiologische Qualität auch während des Zeitraums einer Speicherung und Verteilung des behandelten Wassers sichergestellt sein. Die Abwesenheit von *E. coli* lässt dabei keine direkten Rückschlüsse auf das Vorhandensein von weiteren pathogenen Organismen, wie *Legionella* spp., zu. Mögliche Maßnahmen zur Reduktion des Risikopotenzials sind nach BISCHOFF (2013) u. a.

- Maßnahmen für eine weitgehende Verringerung mikrobiell verwertbarer Wasserinhaltsstoffe,
- Aufrechterhaltung einer wirksamen Restdesinfektionsmittelkonzentration (verfahrensabhängig),
- Einhaltung einer UV-Bestrahlungsdosis von mindestens 400 J/m<sup>2</sup>,
- Verhinderung eines Keimeintrages sowie Vermeidung langer Aufenthaltszeiten und erhöhter Temperaturen in Verteilungsnetz und Wasserspeicher,
- periodisches Monitoring mindestens eines weiteren Indikatororganismus,
- Auswahl der Leitungsmaterialien und Werkstoffe in Anlehnung an die allgemein anerkannten Regeln der Technik im Trinkwasserbereich.

Abwasserbehandlungsverfahren können auch ohne das primäre Ziel der Desinfektion eine reduzierende Wirkung auf pathogene Organismen erzielen. Die Wirkung und die Wiederverkeimung sind hierbei u. a. von der Reaktorbetriebsweise (Rührkessel/Rohrreaktor, diskontinuierlich/kontinuierlich) abhängig. Nachfolgend ist eine vereinfachte Übersicht der Wirkung verschiedener Abwasserbehandlungsverfahren angegeben. Hinweise zur Wirkung der solaren Klärschlamm-trocknung finden sich in Abschnitt 12.

**Tabelle 13.8: Potenzielle Wirkung von Abwasserbehandlungsverfahren auf pathogene Organismen**

(JIMÉNEZ 2011, METCALF & EDDY 2013, WHO 2006, U.S. EPA 2012)

| Verfahren                                      | Log <sub>10</sub> -Reduktion |           |                     |
|--|------------------------------|-----------|---------------------|
|  | Viren                        | Bakterien | Protozoen(oocysten) |
| Kläranlage mit Bodenfilter /Pflanzenkläranlage | 1 – 2                        | 0,5 – 3   | 0,5 – 2             |
| Sedimentation                                  | 0 – 1                        | 0 – 1     | 0 – 1               |
| Abwasserteiche                                 | 1 – 4                        | 1 – 6     | 1 – 4               |
| Oxidationsteich mit Absetzteich                | 1 – 2                        | 1 – 2     | 0 – 1               |
| Tropfkörper mit Nachklärung                    | 0 – 1                        | bis ca. 1 | 0 – 0,5             |
| UASB-Reaktor                                   | 0 – 1                        | 1 – 2     | 0,5 – 2             |
| Vorklärung                                     | 0 – 1                        | 0 – 1     | 0 – 1               |
| Langsamsandfiltration                          | 1 – 3                        | 1 – 2     | 0 – 3               |
| Schnellfiltration (Sand)                       | 1 – 3                        | 0 – 3     | 0 – 3               |
| Membranbioreaktor                              | 2,5 – > 6                    | 3,5 – > 6 | > 6                 |
| Belebtschlammverfahren (inkl. Nachklärung)     | 0 – 2                        | 1 – 2     | 0 – 1               |
| Fällung/Flockung                               | 1 – 3                        | 0 – 1     | 1 – 3               |

## 13.3 Bemessung von Mikrosiebanlagen zur Entfernung von Helminthen-Eiern

### 13.3.1 Empfehlungen zur Analyse von Helminthen-Eiern

Wie bereits beschrieben, sind von den mehr als 20.000 Nematodenspezies (HIEPE et al. 2005), vor allem aufgrund der Prävalenz, die bodenübertragbaren Nematoden *Ascaris* spp., *Trichuris trichiura* sowie die Hakenwürmer von besonderer Relevanz. Erstere Spezies eignet sich zur hygienischen Bewertung sowie zur Einschätzung des Rückhalts. Die Eier der Spezies *Ascaris* spp. sind am häufigsten in Abwässern zu finden (JIMÉNEZ et al. 2007, PULLAN et al. 2014). Zudem besitzen sie eine hohe Widerstandsfähigkeit gegenüber Umwelteinflüssen (WHARTON 1980, WHARTON 1983). Da die Eier der humanparasitären Spezies physiologisch kaum von denjenigen des leichter erhältlichen Schweinespulwurms (*Ascaris suum*) abweichen, sind Ascarideneier mit Abstand am häufigsten in Publikationen als Modellspezies beschrieben. Die Eier der Spezies *Trichuris trichiura* sind neben den ebenfalls häufigen Vorkommen vor allem aufgrund ihrer geringen Abmessungen von im Mittel 20 µm bis 27 µm (an der schmalsten Stelle, u. a. nach ASH et al. (2007)) zur Beurteilung des Rückhaltes einer Mikrosiebanlage besonders geeignet. Hakenwürmer (*Necator* sp. und *Ancylostoma* sp.), respektive deren Eier, treten global weniger häufig auf, können jedoch infolge der direkten Infektion (Penetration der Haut durch Larven) im Rahmen der Wasserwiederverwendung regional von besonderer Bedeutung sein. Die im Vergleich zu *Ascaris* spp. und *Trichuris* spp. kurzen Entwicklungszyklen der Hakenwürmer können zudem bereits nach 20 bis 30 Stunden zum Schlüpfen nahezu aller Larven führen, wodurch i. d. R. nach insgesamt weniger als vier Tagen mehr als 80 % dieser Larven das infektiöse Stadium erreichen (CROLL 1974). Hierbei ist anzumerken, dass die Absenz der zuvor genannten Spezies nicht auf das vollständige Fehlen von Helminthen-Eiern schließen lässt. Im Abwasser finden sich häufig auch Eier weiterer humanparasitärer Helminthenspezies, wie beispielsweise den Cestoden (Bandwürmer wie *Taenia* spp. und *Hymenolepis* spp.) und den Trematoden (Saugwürmer wie *Schistosoma* spp.), welche zunächst verschiedene Tiere (häufig Katzen, Hunde, Nagetiere, **Insekten** und **Schnecken**) infizieren können und somit indirekt auf den Menschen übertragen werden. Im Abwasser können aufgrund des Entwicklungszyklus auch Larven der Spezies *Strongyloides stercoralis* sowie regional der Hakenwürmer, wie *Necator americanus* und *Ancylostoma* spp. nachweisbar sein. Larven sind in üblichen Grenzwerten nicht enthalten. Übliche Grenzwerte/Empfehlungen beziehen sich ausschließlich auf Eier der STH.

Die beschriebene Komplexität bezüglich der vorliegenden Spezies im Abwasser und die mangelnden Analysestandards machen eine angemessene Beurteilung externer Laboratorien unumgänglich. Die Beschreibung einer möglichen, grundsätzlichen Vorgehensweise zur Analyse ist in Bild 13.9 als Ablaufschema näher dargestellt, wobei in Detailfragen auf die nachfolgenden Hinweise zum Analyseverfahren, auf die Angaben der U.S. EPA (YANKO 1987) und der WHO (2006) sowie auf MAYA et al. (2012), BOWMAN et al. (2003), BEAN et al. (2007), MOODLEY et al. (2008) und ROCHA et al. (2016) verwiesen wird.

#### Weitergehende Hinweise zum Analyseverfahren für Helminthen-Eier

Eine wesentliche Problematik stellt das Analyseverfahren für Helminthen-Eier dar (ROCHA et al. 2016). Grundsätzlich werden zum Nachweis von Helminthen-Eiern klassische Vorgehensweisen unter Anwendung einer mikroskopischen Auswertung eingesetzt, wobei vermehrt Anstrengungen zur Praxisentwicklung molekularbiologischer Methoden (beispielsweise qPCR) zur quantitativen Analyse unternommen werden.

Momentan existieren jedoch keine einheitlichen Vorgehensweisen und nur bedingt verifizierte Analyseverfahren für Helminthen-Eier. Zwei grundlegende Analysetechniken nach Vorgaben der U.S. EPA (YANKO 1987) sowie der WHO (AYRES et al. 1996) sind im Sektor der Abwasserbehandlung sowie Wasserwiederverwendung vorherrschend, wobei beide Vorgehensweisen ähnliche Analyseschritte aufweisen. Während u. a. in Mexiko, in den VAE sowie in Südafrika eine Vorgehensweise in Anlehnung an YANKO (1987) präferiert wird, ist in Spanien die Analysetechnik nach den Vorgaben der WHO verbreitet. Eine aktuelle Veröffentlichung der IWA Publishing bezieht sich auf die letztgenannte Vorge-

hensweise (LARDIN & PACHECO 2015). Weitere Analysevorschriften mit medizinischem Ursprung können bei Bedarf an die Erfordernisse angepasst werden.

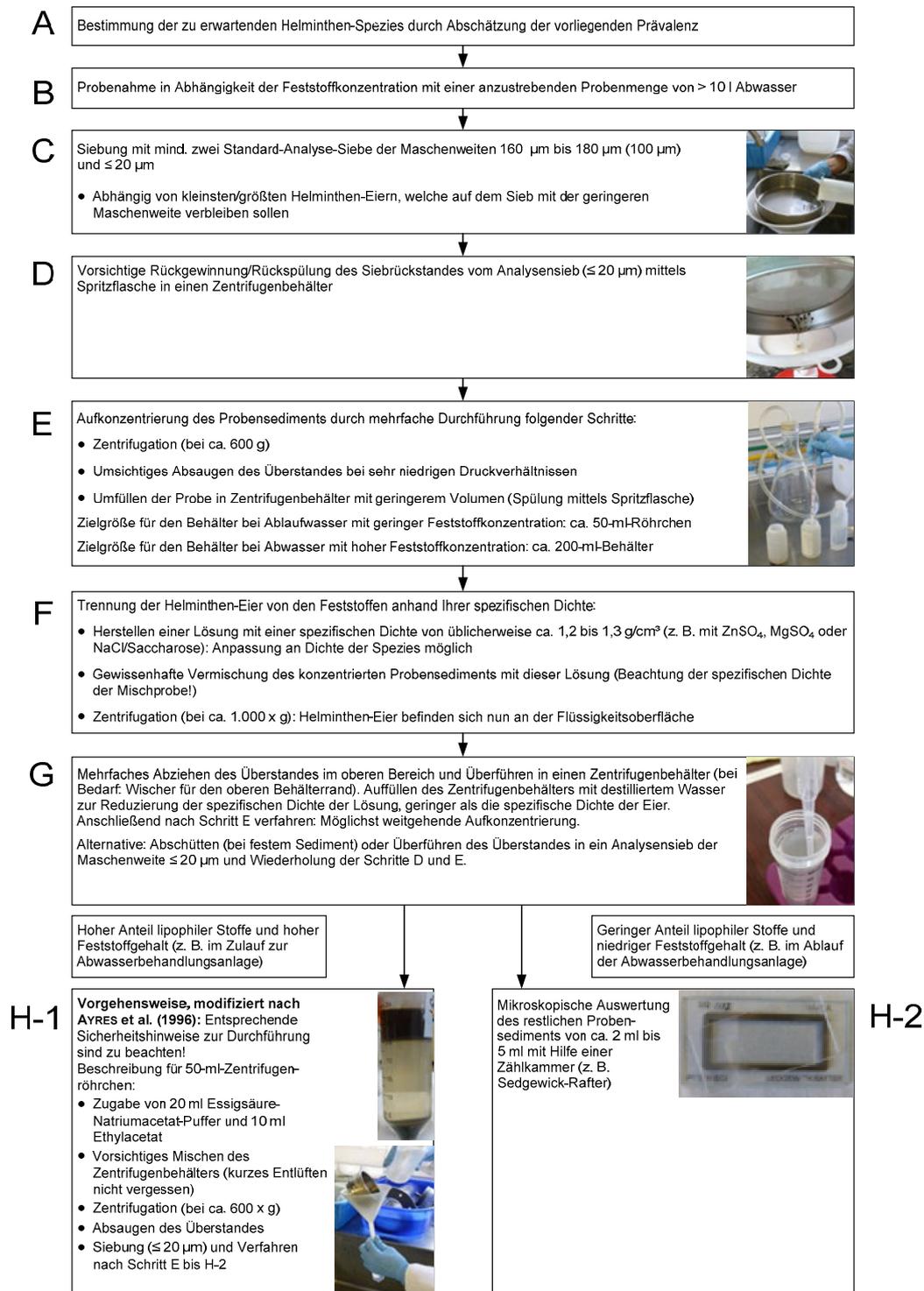
Die Problematik der Analyseverfahren liegt in der meist nicht ausreichend erfassten Wiederfindungsrate, die Sensibilität sowie Reproduzierbarkeit der Vorgehensweise (COLLENDER et al. 2015). Zudem ist im Rahmen der mikroskopischen Auswertung die persönliche Erfahrung und Qualifikation der auswertenden Person von sehr hoher Bedeutung. Es ist daher im Einzelfall zu prüfen, inwieweit ein beauftragtes Labor den Anforderungen einer qualitativ und quantitativ verlässlichen Analyse von Helminthen-Eiern nachkommt. Hinweise zur Beurteilung eines Analyseverfahrens finden sich in ROCHA et al. (2016). Die mikroskopische Analyse der aufbereiteten Proben kann gegebenenfalls durch eine softwaregestützte Bildanalyse vereinfacht werden (JIMÉNEZ et al. 2016).

Die vorgestellte Analyse basiert auf einer modifizierten Vorgehensweise nach den Vorgaben der U.S. EPA, nach BEAN et al. (2007) sowie nach MAYA et al. (2012). Das beschriebene Verfahren liefert im Vergleich zur angegebenen Methode der WHO aufgrund der vollständigen mikroskopischen Auswertung des Probenvolumens ein exakteres Ergebnis zur Konzentration der Helminthen-Eier, wobei auch dahingehend modifizierte Vorgehensweisen nach Angaben der WHO möglich sind. Das wesentliche Analyseprinzip besteht in einer Abtrennung der Helminthen-Eier von den Feststoffpartikeln des Ablaufwassers anhand ihrer spezifischen Dichte, häufig mittels einer  $MgSO_4$ -,  $ZnSO_4$ - oder (NaCl-Saccharose-)Lösung (COLLENDER et al. 2015) und/oder Größe (Siebung). Dabei kann im Rahmen des ersten Siebschritts der Einsatz einer Tensid-Lösung hilfreich sein (z. B. Tween-80 oder 7X™ von MP Biomedicals; 0,1 %), um Anhaftungen der Eier von Materialien respektive Flocken abzulösen. Zudem ist zu beachten, dass während der gesamten Analyse, infolge der häufig niedrigen Konzentrationen ein stetig vorsichtiges aber gründliches Spülen der Behälter und der Analysensiebe unerlässlich ist, um größere Analyseverluste der Eier zu vermeiden.

Neben der rein quantitativen Auswertung der Proben sind zur Bestimmung der Entwicklungsfähigkeit der Helminthen-Eier entsprechend der Spezies verschiedene Methoden verfügbar:

- Inkubation bei 26 °C für 20 d (für Eier der Spezies *Ascaris* spp.) in einer Schwefelsäurelösung (0,1 N) (MAYA et al. 2012): Die Helminthen-Eier, welche sich zum Larvenstadium entwickeln konnten, sind als entwicklungsfähig einzustufen. Diese Vorgehensweise ist weit verbreitet, aber nur möglich, wenn noch keine Larve im Ei enthalten ist.
- Anfärben von Eiern (mit Larve) als Alternative zur Inkubation: Während eine Iod-Kaliumiodid-Lösung (Lugolsche Lösung) sämtliche Eier der Spezies *Ascaris* spp. anfärben soll, ist durch den Einsatz verschiedener anderer Farbstoffe (z. B. Eosin Y (0,1 %)) eine Differenzierung der nicht entwicklungsfähigen Eier möglich. Anfärbetechniken zeigen im Vergleich zur Inkubation eine deutliche Zeitersparnis, jedoch auch größere Unsicherheiten im Analyseergebnis. Zudem ist die Färbung der Eier lediglich bei bestimmten Spezies anwendbar. Bezüglich der Vorgehensweise wird auf entsprechende Literatur verwiesen (VICTORICA & GALVÁN 2003, MAYA et al. 2012, KARKASHAN et al. 2015).
- Anfärben von Cestoden-Larven mit Trypan Blue: Einleiten des „Schlüpfvorgangs“ durch versetzen der Probe mit einer Natriumhypochlorit-Lösung (0,1 %) sowie Trypan Blue (0,01 %). Die lebenden Larven werden nicht eingefärbt (MAYA et al. 2012).

## Bemessung von Kläranlagen in warmen und kalten Klimazonen



**Bild 13.9:** Ablaufschema eines Analyseverfahrens für Helminthen-Eier ohne Inkubation (modifiziert nach YANKO 1987, BEAN et al. 2007 und MAYA et al. 2012)

### 13.3.2 Empfehlungen zur Bemessung von Mikrosiebanlagen

Bei konventionellen Abwasserbehandlungsanlagen mit Nachklärbecken kann grundsätzlich davon ausgegangen werden, dass mit steigendem ISV beziehungsweise vermehrtem Abtrieb von Feststoffen aus der Nachklärung auch ein proportionaler Anstieg der Konzentration an Helminthen-Eiern zu beobachten ist (JIMÉNEZ 2008, CHÁVEZ & JIMÉNEZ 2004). Die Bestimmung von AFS- und Trübungswert-

ten im Ablauf einer Abwasserbehandlungsanlage können somit einen qualitativen Rückschluss auf die zu erwartende Konzentration der Helminthen-Eier zulassen.

Die grundlegenden Bemessungsempfehlungen zur Abscheidung von Helminthen-Eiern durch Siebung sind im folgenden Bild zusammengefasst, wobei entsprechenden Toleranzangaben der Maschenweite beziehungsweise der Porenweite zu berücksichtigen sind:

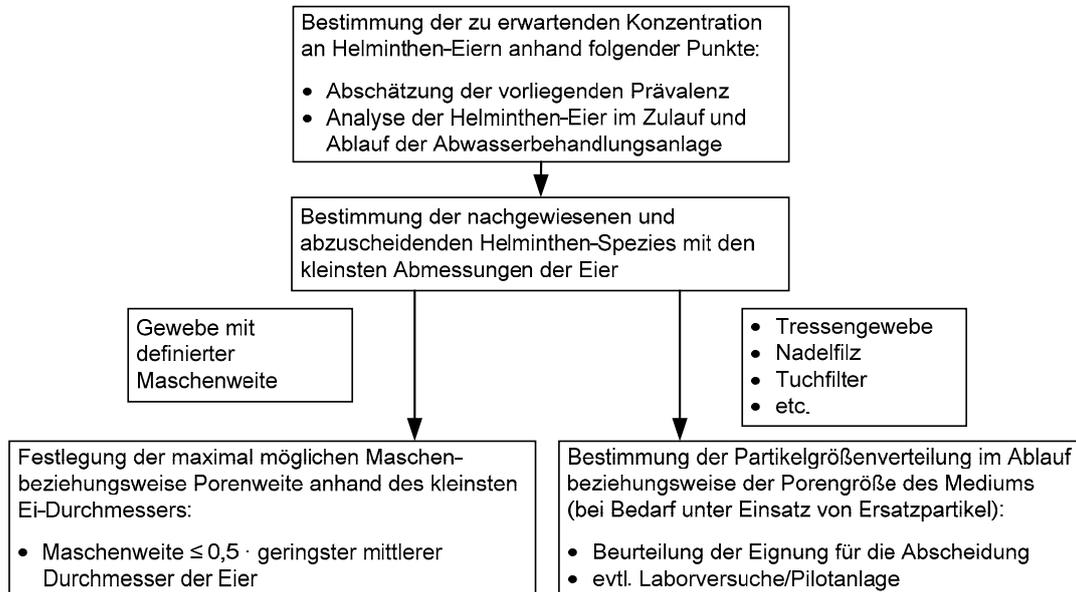


Bild 13.10: Ablaufschema der Bemessung

Die Bemessung von Siebanlagen zur Abscheidung von Helminthen-Eiern ist auf Grundlage der Maschenweite vorzunehmen. Im Rahmen verschiedener Versuchsreihen im Labormaßstab sowie an halbertechnischen und großertechnischen Anlagen wurde die Größe der Eier als maßgeblicher Bemessungsparameter identifiziert. Dabei wird empfohlen, die Maschenweite des Siebmaterials mit einem Wert von maximal 50 % der schmalsten Stelle (mittlere Größe) der Eier der kleinsten vorliegenden Spezies anzusetzen. Diese Empfehlung basiert auf dem flexiblen Verhalten der Eihülle (Chitinschicht), welche im Besonderen bei der Spezies *Trichuris trichiura* zu beobachten ist (WHARTON 1980, WHARTON 1983). Ein sicherer Rückhalt konnte für den Labormaßstab und den halbertechnischen Einsatz bei einer Maschenweite von 10 µm eines Standard-PET-Gewebes erzielt werden (DÜPPENBECKER et al. 2013, QUINZANOS et al. 2008).

Ergebnisse verschiedener Laborversuche (Tabelle 13.9) mit Leitungswasser und Abwasser haben gezeigt, dass bereits eine Maschenweite von 17 µm einen vollständigen Rückhalt sämtlicher eingesetzter Eier ermöglichen kann (u. a. DÜPPENBECKER et al. 2013). Dabei sind jedoch keine Sicherheiten hinsichtlich der Betriebsbedingungen an einer großertechnischen Mikrosiebanlage inbegriffen. Somit kann beispielsweise nicht ausgeschlossen werden, dass die anlagenspezifische Anströmung und abweichende Druckverhältnisse zu einem Durchgang vereinzelter Eier führen. Außerdem sind die Abdichtung der einzelnen Anlagenelemente und die Vermeidung von Beschädigungen am Siebmaterial von entscheidender Bedeutung. Im Rahmen von Untersuchungen an einer halbertechnischen Versuchsanlage sowie einer großertechnischen Anlage mit PET-Gewebe der Maschenweite 10 µm (11 ± 2 µm) konnte für zudosierte Kunststoffpartikel im Größenbereich 20 µm bis 50 µm auch unter schwierigen Versuchsbedingungen (extreme Belastungsschwankungen und hoher Anteil an potenziell gewebebeschädigenden Störstoffen) ein Rückhalt von > 95 % erzielt werden, wobei mit steigender sowie variierender Druckhöhe auch ein vermehrter Durchgang von Partikeln größer als die Maschenweite beobachtet wurde. Falls die zu erwartenden Helminthen-Spezies beziehungsweise die Konzentration der Eier im betrachteten Abwasserstrom nicht exakt bekannt ist, wird zur Erreichung eines höchstmöglichen Gesamtrückhalt der Eier eine Maschenweite von 10 µm empfohlen.

Tabelle 13.9: Darstellung des Rückhalts an handelsüblichen Siebgeweben

(Vereinfachte Versuche im *Labormaßstab*, ergänzt nach DÜPPENBECKER et al. 2013, QUINZAÑOS et al. 2008)

| Prozentualer Rückhalt für Helminthen-Eier/Larven in Abhängigkeit von der Spezies und der eingesetzten Maschenweite (%) |                    |                                    |                    |              |              |           |              |              |
|--|--------------------|------------------------------------|--------------------|--------------|--------------|-----------|--------------|--------------|
| Maschenweite (µm)<br>(Toleranz)  | 54<br>(50±5)       | 37<br>(-)                          | 33<br>(33±3)       | 20<br>(21±3) | 18<br>(18±1) | 17<br>(-) | 15<br>(15±2) | 10<br>(11±2) |
| Filtermaterial   | PET                | Edelstahl                          | PET                | PET          | Edelstahl    | PET       | PET          | PET          |
| <i>Ascaris</i> spp.  | 10 – 44            | > 86                               | > 96               | > 99,9       | > 99,9       | > 99,9    | > 99,9       | > 99,9       |
| <i>Trichuris</i> spp.  | < 1                | 71 <sup>*)</sup> /90 <sup>*)</sup> | 24 – 75            | > 99         | > 99         | > 99,9    | > 99,9       | > 99,9       |
| <i>Taenia</i> spp.   | 16,6 <sup>*)</sup> | 33,3 <sup>*)</sup>                 | 83,3 <sup>*)</sup> | > 99,9       | > 99,9       | > 99,9    | > 99,9       | > 99,9       |
| <i>Hymenolepis</i> spp.  | > 38               | > 90                               | > 97               | > 99,9       | > 99,9       | > 99,9    | > 99,9       | > 99,9       |
| Strongyloiden-Larven   | -                  | -                                  | -                  | -            | > 99,9       | > 99,9    | > 99,9       | > 99,9       |
| ANMERKUNG<br>*) Nur eine Analyse.  |                    |                                    |                    |              |              |           |              |              |

Bei Einsatz anderer Gewebeformen (beispielsweise Tressengewebe) sowie weiterer Filtermedien (Nadelfilz, Tuchfilter) ist die vorliegende Maschenweite, möglichst mit Modellpartikel, entsprechend zu prüfen. Des Weiteren können Laborversuche oder der Einsatz einer Pilotanlage zur Bewertung der Eignung im Rahmen der Abscheidung von Helminthen-Eiern hilfreich sein. Hinweise zu den Anwendungsmöglichkeiten von Ersatz- beziehungsweise Modellpartikel finden sich in 13.3.3. In Bild 13.11 sind zur besseren Veranschaulichung verschiedene mikroskopische Aufnahmen des Rückhalts von Helminthen-Eiern an PET-Geweben dargestellt.

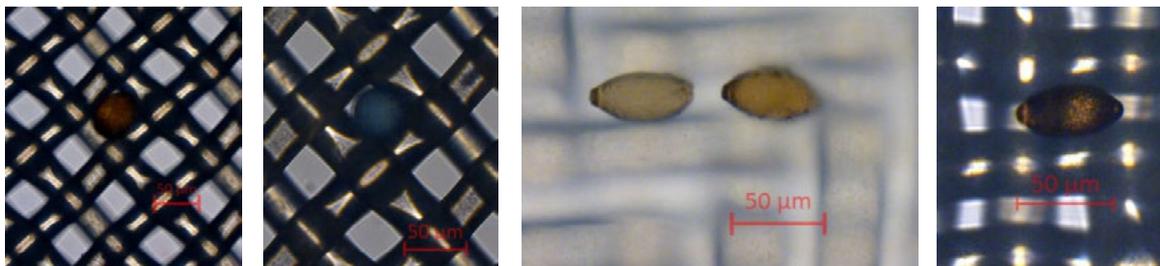


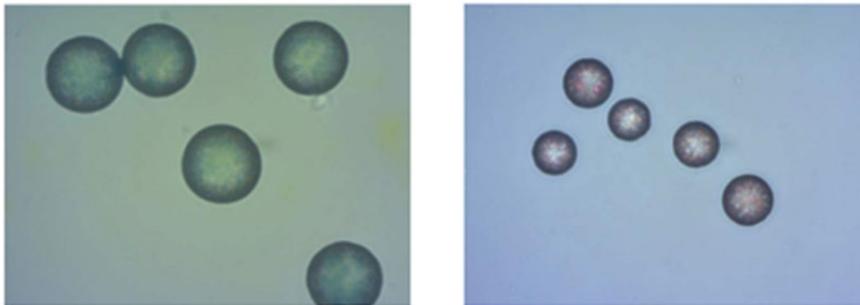
Bild 13.11: Ei der Spezies *Ascaris suum* und Ersatzpartikel (auf 50 µm Gewebe), Eier der Spezies *Trichuris trichiura* (auf 10 µm Gewebe)

### 13.3.3 Planerische und betriebliche Aspekte

Um die Funktionsfähigkeit von Mikrosiebanlagen zur Abscheidung von Helminthen-Eiern sicherzustellen sind folgende Rahmenbedingungen zu beachten:

- Im Rahmen verschiedener Versuchsreihen an großtechnischen Mikrosiebanlagen und einer halbertechnischen Bauweise stellte sich die Abdichtung als entscheidender Parameter für die dauerhaft sichere Abscheidung der Helminthen-Eier heraus. Nur wenn die Sieb- und Filterelemente sorgfältig eingebaut und abgedichtet wurden, kann der siebgrößenbedingte Rückhalt garantiert werden. Insbesondere nach Wartung und/oder Reinigung der Elemente ist auf einen korrekten Einbau zu achten.

- Eine regelmäßige und fachgerechte Kontrolle und Wartung der Mikrosiebanlage sowie der Austausch von defekten Siebelementen sind unerlässlich. Störstoffe können zu einer Beschädigung des Gewebes führen. Zur Detektion von Leckagen empfiehlt sich neben einer standardisierten Messung der abfiltrierbaren Stoffe aufgrund der fehlenden Sensitivität bei kleineren Undichtigkeiten im Besonderen eine angepasste Partikelanalyse im Ablauf der Mikrosiebanlage.
- Der Einsatz einer Modellsubstanz anstelle der Helminthen-Eier ermöglicht eine Bewertung und Überprüfung des Rückhalts innerhalb einer Mikrosiebanlage. Die Ersatzpartikel für Helminthen-Eier sollten dabei mindestens eine ähnliche spezifische Dichte und Größe aufweisen. Somit wird die gleichzeitige Detektion der Ersatzpartikel im Ablauf der Anlage mit dem Verfahren der Analyse von Helminthen-Eiern ermöglicht. In Versuchen wurde zudem festgestellt, dass auch im großtechnischen Einsatz eine zu Helminthen-Eiern ähnliche Aussagekraft erzielt werden kann. Im Wesentlichen zeigen gefärbte, fluoreszierende und/oder mit speziellen Oberflächeneigenschaften (u. a. paramagnetisch) versehene Partikel, vorwiegend aus Kunststoffen (u. a. PMMA, PE, PS) oder auch Kautschuk, eine grundsätzliche Eignung für den Einsatz als Modellpartikel.



**Bild 13.12: PE-Partikel, blau und rot, 38 µm bis 45 µm, spezifische Dichte: 1,08 g/cm<sup>3</sup>**

- Verformungseffekte (elastisch/plastisch/teilplastisch) des Siebmaterials bei hydraulischer Belastung und damit einhergehende Veränderung der Maschenweite respektive der Trenngrenze sind zu berücksichtigen.
- Bei Einsatz von Standardgeweben in Mikrosiebanlagen konnten keine Auswirkungen des Spülvorgangs auf die Maschenweite des Gewebes festgestellt werden.
- Alterung der Siebgewebe: Größere Schäden am Material, Veränderung der Maschenweite beziehungsweise der Trenngrenze sowie signifikant erhöhte Verformungseffekte (elastisch, plastisch und teilplastisch) konnten im Rahmen von Versuchsreihen bei Standardgewebe nicht beobachtet werden. Bei längeren Betriebszeiten der Siebgewebe sind Alterungseffekte des Materials entsprechend zu prüfen.
- Sehr feine Siebgewebe neigen grundsätzlich zum biologischen Bewuchs und zum Clogging, was insbesondere in warmen Klimata verstärkt beobachtet werden kann. Eine Entfernung des Bewuchses mit (Hochdruck-)Sprühdüsen gelingt bei sehr kleinen Maschenweiten, die zur Abscheidung von Helminthen-Eiern notwendig sind, dauerhaft nur dann, wenn für die Rückspülung/Reinigung der Siebgewebe entsprechende Vorkehrungen (z. B. beidseitige Düsenanordnung, angepasste Wasserdrücke oder hoher Abdeckungsgrad der Sprühkegel) getroffen werden und/oder zusätzlich in regelmäßigen Abschnitten chemisch gereinigt wird. Weitere Maßnahmen, wie Abdeckungen zum Schutz gegen Sonneneinstrahlung und dem daraus resultierenden Biomassewachstum, sind vorzusehen. Bezüglich des Infektionsrisikos wird weiterhin auf den Sprühnebel während der Rückspülung hingewiesen.
- Das Wasser- und Schlammgemisch aus der Rückspülung beziehungsweise der Reinigung der Sieb- und Filterelemente ist vor einer möglichen weiteren Verwertung wegen der Aufkonzentrierung der Helminthen-Eier einer geeigneten (z. B. thermischen) Behandlung zuzuführen.

### 13.3.4 Kostenverursachende Größen

Zur Abscheidung von Helminthen-Eiern entstehen im Wesentlichen keine zusätzlichen Kosten beim Bau einer Mikrosiebanlage, wobei besonderes Augenmerk auf die Systemabdichtung zu legen ist. Entsprechende Maßnahmen sind bei Bedarf für die Behandlung des Rückspülwassers aus der zyklischen Gewebereinigung vorzusehen. Die Bau- und Betriebskosten von Mikrosiebanlagen werden im Wesentlichen durch folgende Parameter beeinflusst:

- Spülwasserpumpe (hohe Leistungsaufnahme),
- chemische Reinigung der Siebelemente.

Die Spülung der Siebelemente ist besonders von der Maschenweite abhängig, wobei mit kleiner werdenden Poren- beziehungsweise Maschenweiten höhere Kosten für die Rückspülung der Siebelemente verursacht werden können.

## 14 Hinweise zu betrieblichen Rahmenbedingungen bei der Anlagenplanung

### 14.1 Planungsrelevante Aspekte des Anlagenbetriebs

Neben den in vorstehenden Abschnitten erläuterten technischen Aspekten ist bereits in der Planungsphase auch der spätere, nachhaltige Betrieb der Abwasseranlage unter den besonderen Randbedingungen im Zielland zu berücksichtigen. Dies betrifft vor allem

- die Verfügbarkeit und Qualifikation von Betriebspersonal (siehe 14.2),
- eine vollständige und mängelfreie Inbetriebnahme (siehe 14.3),
- das Vorliegen von aussagefähigen und aktuellen Betriebsdokumentationen (siehe 14.3),
- die Verfügbarkeit aller benötigten Betriebsmittel und Ersatzteile (siehe 14.4),
- das gewählte Organisationsmodell und die damit zusammenhängende Finanzierung (siehe 14.5).

### 14.2 Qualifikation des Betriebspersonals

Die Definition und Beachtung der Anforderungen an die Qualifikation des Betriebspersonals ist zwin-gender Bestandteil der Planung von Abwasseranlagen. Insbesondere in nicht industrialisierten Län-dern fehlen in der Regel Ausbildungsstrukturen und Traditionen für umwelttechnische Berufe. Ausgebildete Fachkräfte für den Betrieb sind kaum verfügbar, die wenigen verfügbaren lokalen Experten sind meist akademisch, nicht handwerklich ausgebildet und in der Verwaltung tätig.

Die Kapazitäten und Kompetenz, die für eine nachhaltige und breitenwirksame Entwicklung von Wasser- und Abwasseranlagen benötigt werden, müssen daher – wie im Übrigen auch in den An-fangsjahren der Abwassertechnik in Deutschland und Europa – auf dem Weg der Fort- und Weiter-bildung erworben werden.

Mit dem Ausbau der Abwasserinfrastruktur ist damit zu rechnen, dass sich der Bedarf an Facharbei-tern für umwelttechnische Berufe sprunghaft entwickelt. Die schlechte Ausgangssituation von Bedarf und Angebot wird sich in naher Zukunft voraussichtlich nicht wesentlich verbessern. Begrenzende Faktoren für das Angebot an entsprechenden Fachkräften sind jedoch bisher das Fehlen geeigneter Ausbildungsstätten sowie das geringe Prestige, die niedrige Entlohnung und fehlende Beschäftigungs-anreize in umwelttechnischen Berufen in diesen Ländern. Daher sind beim Bau von Kläranlagen, ins-besondere in ESTL, meist auch Maßnahmen zur Fort- und Weiterbildung des Betriebspersonals (Capa-city Building) vor Ort zu berücksichtigen. Die sehr unterschiedlichen Vorkenntnisse der Auszubildenden

erfordern speziell entwickelte Curricula und dazugehörige Prüfungen. Diese Art der Ausbildung ist kein Abbild deutscher Handwerkerlehre, sondern muss genau an die Situation angepasst werden. Sie erfordert seitens der Ausbilder den Mut zu pragmatischer Schulung, ohne auf untermauerte Vorkenntnisse aus allgemeinbildenden Schulen zurückgreifen zu können.

Die Ausschreibung einer Betriebsbetreuung mit der Verpflichtung zur Schulung des Betriebspersonals für mindestens ein bis zwei Jahre oder länger kann als Ausgangspunkt für eine effiziente Fort- und Weiterbildung des vorhandenen Betriebspersonals dienen. Bei der Auswertung der Angebote muss jedoch darauf geachtet werden, dass der Anbieter der Ausbildungsleistung über ausreichende Qualifikation verfügt. Das übliche Know-how eines Anlagenbauers für die Inbetriebnahme einer Kläranlage ist in der Regel dazu nicht ausreichend. Entsprechenden Fachfirmen bzw. Firmen mit eigener Betriebserfahrung ist der Vorzug zu geben.

Es empfiehlt sich, die im Rahmen einer Betriebsbetreuung durchzuführenden Schulungen des Betriebspersonals beispielsweise zunächst an den Lerninhalten des DWA-Kurses „Grundlagen für den Kläranlagenbetrieb“ („Klärwärter-Grundkurs“) auszurichten. Dazu zählen die Verfahrensüberwachung, die Bedienung und Wartung der zugehörigen Maschinen, Geräte und Hilfsmittel sowie die Ausführung einfacher Reparatur- und Instandhaltungsarbeiten. Nähere Details und Curricula, die auf die lokalen Verhältnisse angepasst werden müssen, sind über die DWA erhältlich. Darauf aufbauend finden die angepassten Lerninhalte für die „Fachkraft für Abwassertechnik“ Anwendung. Auch hierzu gibt es Curricula der DWA, die an den lokalen Rahmen angepasst werden müssen.

### 14.3 Betriebsanweisungen und Inbetriebnahme

Besondere Anforderungen sind an die Betriebsanweisungen und Betriebshandbücher für die Kläranlagen zu stellen. Herstellerprospekte bzw. deren Übersetzung sind nicht ausreichend, Dokumente nur in der Sprache des Herstellerlandes auch bei bildhaften Darstellungen nutzlos. Die komplette Übersetzung der Unterlagen in die europäische Verkehrssprache des Empfängerlandes (Englisch, Französisch, Spanisch, Portugiesisch) ist Minimalstandard, generell ist zudem eine Übersetzung in die jeweilige Verkehrssprache, insbesondere in den arabischen und ost- bzw. südostasiatischen Ländern, erforderlich.

Wesentlicher Bestandteil der Ausschreibung von Abwasseranlagen muss daher eine detaillierte, auf die lokalen Vorkenntnisse und Verhältnisse angepasste Leistungsbeschreibung für die erforderlichen Betriebsanweisungen und Betriebshandbücher sein. Hinweise auf lokale bzw. regionale Bezugsquellen für Ersatzteile dürfen nicht fehlen.

Im Zuge der Inbetriebnahme werden Tauglichkeit und Verständlichkeit der Betriebshandbücher zusammen mit dem zukünftigen Betriebspersonal getestet und gegebenenfalls angepasst. Es ist darauf zu achten, dass das für die einzelnen Anlagenteile zuständige Personal rechtzeitig verfügbar ist. Bei nicht ausreichender eigener Erfahrung vor Ort ist insbesondere in ESTL eine mittelfristige Begleitung der Einfahrphase durch betriebserfahrene Fachleute notwendig.

### 14.4 Betriebsmittel und Ersatzteile

Die für den Anlagenbetrieb benötigten Betriebsmittel und Ersatzteile sind permanent in ausreichender Menge und Qualität vorzuhalten. Schon bei der Anlagenplanung ist daher die Vor-Ort-Verfügbarkeit von Betriebsmitteln und Ersatzteilen zu beachten. Dies betrifft vor allem Reaktionschemikalien wie Fäll- und Flockungsmittel sowie Ersatzteile für die EMSR-Technik. Die Verfügbarkeit kann wegen fehlender oder zu kostenintensiver Lieferinfrastruktur, aus lizenzrechtlichen Beschränkungen oder wegen Sanktionsmaßnahmen eingeschränkt sein. Bedarfsweise ist die Planung anzupassen und beispielsweise die Notwendigkeit zur Verwendung lokal verfügbarer Produkte mit anderer Funktionalität oder Qualität in Betracht zu ziehen.

Zugleich ist die geregelte Entsorgung von anfallenden Rest- und Abfallstoffen zu berücksichtigen, da insbesondere eine ortsnahe, umweltgerechte Entsorgung von Chemikalienrückständen nicht all-orten gesichert ist. Dies gilt beispielsweise für die umweltgerechte Entsorgung von Kuvettentests, da es in vielen Ländern keine lokalen Rücknahmeregelungen gibt.

### 14.5 Auswirkungen unterschiedlicher Organisationsmodelle

Um den angestrebten Erfolg bei der Abwasserreinigung zu erzielen, müssen Klärwerke nicht nur richtig bemessen und gebaut, sondern auch richtig betrieben werden. Anders als Planung und Bau muss der Betrieb nicht nur über einige Jahre sondern über Jahrzehnte abgesichert werden. Hierfür ist das Organisationskonzept, im weiteren Sinne also das gewählte „Betreibermodell“, von Bedeutung – im Kontext zu den im jeweiligen Gebiet vorherrschenden klimatischen und logistischen Arbeitsbedingungen sowie den rechtlichen, institutionellen Vorgaben.

In Schwellen- und Entwicklungsländern gilt der Betrieb als *der* maßgebende Faktor für den Misserfolg bei der Abwasserreinigung (noch vor Planung/Bemessung, Bau und Finanzierung). Als Gründe werden genannt: (1) das unzureichende Niveau bei Bildung und Ausbildung der Fachkräfte für den Klärwerksbetrieb und (2) das unzureichende finanzielle Budget für Betrieb und Wartung (in manchen Ländern, wie z. B. Vietnam, sind Wartungskosten per Definitionen erst gar nicht in den offiziell anerkannten Kostenpositionen gelistet). Untersuchungen im Rahmen von BMBF-geförderten Forschungsvorhaben haben konkret nachgewiesen, dass mangelhafte Qualifikation im laufenden Klärwerksbetrieb und Defizite bei Wartung und Reparatur zu technischen Fehlfunktionen geführt haben. (RUDOLPH et al. 2010)

Das Organisationsmodell beeinflusst darüber hinaus zum einen die Planung (Auswahl und Bemessung des bestgeeigneten Verfahrens) und zum anderen die Finanzierung der Investitionen. Fallweise ist (1.) ein weniger leistungsfähiges, aber betrieblich robustes Verfahren unter Umständen das bestgeeignete (wie etwa ein Abwasserteich anstelle einer Belebungsanlage) und (2.) können Finanzierungsmittel (besonders in Schwellen- und Entwicklungsländern mit Defiziten in der öffentlichen Verwaltung) an Betreibermodelle mit privaten Partnern gebunden sein, bei denen die Zuschussgeber oder Banken eine ausreichende Professionalität in der technischen und kaufmännischen Betriebsführung erwarten.

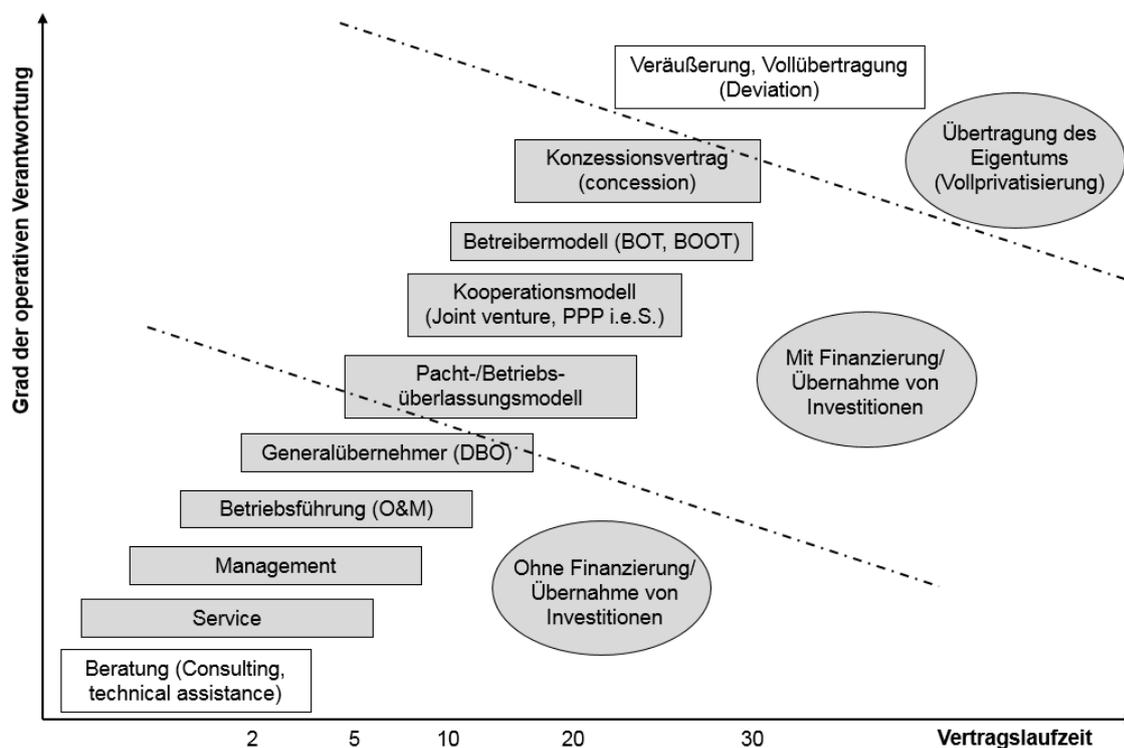


Bild 14.1: Organisationsmodelle für die Abwasserentsorgung (BMW 2005)

Die wichtigsten Modelle sind in Bild 14.1 dargestellt. Zu unterscheiden sind drei Grundtypen:

- 1) Es werden lediglich Teilleistungen an Dritte (Dienstleistungsunternehmen) delegiert, ohne dass eine Kapitalbindung oder Übernahme von Investitionen erfolgt, z. B. durch:
  - reine Betriebsberatungsverträge  
(über geistige Leistungen, welche auf Grundlage von Fachqualifikationen und Erfahrungen interessensneutral, d. h. ohne weitergehende Liefer- und Leistungsinteressen erbracht werden. Weil die Beratung kein Weisungsrecht an den Auftraggeber beinhaltet, erfolgt sie unverbindlich, ohne Erfolgsgarantie),
  - Service- und Wartungsverträge  
(zumeist für Maschinen, z. B. Pumpwerke, bauliche Anlagen, z. B. Wege und Grünflächen, aber auch für EDV-Geräte, Software usw.),
  - Management-Verträge  
(bei denen beispielsweise die Betriebsorganisation mit erfolgsabhängiger Vergütung vergeben wird),
  - Betriebsführungsverträge  
(für Einzelanlagen oder komplette Systeme),
  - Generalübernahmeverträge  
(am häufigsten in Verbindung von Ausführungsplanung mit Anlagenerrichtung, schlüsselfertig).
  
- 2) Es findet eine Mitfinanzierung und Übernahme von Investitionen bzw. Investitionsverantwortung durch einen Dritten statt (z. B. Konsortium aus Anlagenbetreiber mit Anlagenbauer), wobei verschiedene Organisationsformen zur Auswahl stehen:
  - das Pacht- sowie Betriebsüberlassungsmodell:  
Dieses wurde ursprünglich als Teilhoheitsmodell bezeichnet (DEG 1999). Hier verbleiben die Anlagen im Eigentum der Gemeinde. Der laufende Betrieb wird vom Privaten erbracht, der darüber hinaus fallweise für das Investitionsmanagement verantwortlich gemacht wird. Im Wasserversorgungsbereich kann der private Dienstleister Anlagen von der Kommune pachten. Bei der Abwasserentsorgung sind die Verhältnisse aufgrund der unterschiedlichen Besteuerung (Mehrwertsteuer, Körperschaftssteuer etc.) komplexer. Um die Steuerpflicht zu minimieren, werden speziell konstruierte sogenannte Betriebsüberlassungsverträge eingesetzt.
  - das Kooperationsmodell:  
Das PPP-Modell im "engeren Sinne". Kommune und Privater gründen eine gemeinsame Gesellschaft, welche bei sinnvoller Gestaltung sowohl kommunal als auch privat ihre Investitionen finanzieren kann. In der Regel hält die Kommune die Mehrheit, und die Gesellschaftssatzung sichert den kommunalpolitisch notwendigen Einfluss ab, ebenso Planungshoheit, Gebührenhoheit etc. Oft erhält der private Gesellschafter einen Betriebsführungsvertrag und wird im Rahmen eines Ausschreibungswettbewerbes ausgewählt, welcher alle zur Vergabe anstehenden Leistungen umfasst.
  - das Betreibermodell („BOX“):  
Im internationalen Bereich wird unter dem Sammelbegriff "BOX" eine ganze Reihe von unterschiedlichen Varianten mit Betreibermodell-ähnlicher Struktur subsummiert. Dabei gibt es folgende Kürzel:

| Kürzel | Bezeichnung (englisch)   | Bezeichnung (deutsch)                    |
|--------|--------------------------|--|
| D      | Design, develop          | Planung, Projektentwicklung              |
| B      | Build                    | Bau, Ausbau                              |
| F      | Finance                  | Finanzierung                             |
| O      | Operation & maintainance | Betrieb & Wartung/Erhaltung              |
| T      | Transfer                 | Transfer, Verwertung, (Rück-)Übertragung |

Grundidee des Betreibermodelles ist die Integration von Ausführungsplanung/Finanzierung/Bau plus Ausrüstung/Betrieb als eine ganzheitliche Dienstleistung, sodass mit dem Ausschreibungswettbewerb das wirtschaftliche Optimum erreicht werden kann (RUDOLPH 1985). Bewährt hat sich das Betreibermodell vor allem für neue Anlagen (Klärwerke, Wasserwerke), zum Teil mit dem zugehörigen Netz. Die Gemeinde zahlt für die Gesamtleistung (z. B. „Abwasserreinigung“) ein pauschales Entgelt (z. B. €/a plus €/m<sup>3</sup>). Das Kosten- und Betriebsrisiko liegt beim privaten Betreiber, die Gemeinde bleibt aber zur Sicherstellung der ordnungsgemäßen Aufgabenerfüllung verpflichtet.

Eine Sonderform ist das Contracting, mit öffentlichen Auftraggebern, bei dem nur ein Subsystem, beispielsweise das Blockheizkraftwerk auf einer Kläranlage, vom privaten Bereiter übernommen und ausgebaut wird, mit Entlohnung auf Basis der eingesparten Energie.

### ■ das Konzessionsmodell:

Dabei wird der Konzessionsnehmer (→ privates Dienstleistungsunternehmen) vom Konzessionsgeber (→ Gebietskörperschaft) ermächtigt, im Konzessionsgebiet (→ Versorgungsgebiet) beispielsweise die Wasserversorgung zu übernehmen und die entstehenden Kosten nach festgesetzten Regeln direkt mit dem Verbraucher abzurechnen (→ Wassertarife). Dafür erhebt die Kommune häufig eine Konzessionsabgabe. Im Gegensatz zur Wasserversorgung gibt es bei der Abwasserentsorgung in Deutschland noch kein „echtes“ Konzessionsmodell, weil bei allen bisher durchgeführten Projekten die private Dienstleistungsgesellschaft lediglich als Erfüllungsgehilfe der Kommune eingesetzt worden ist, und mithin die Rechtsbeziehungen zwischen Gebührenzahler und Kommune erhalten bleibt, wengleich der Private in Rechnung und im Auftrag der Kommune die Gebühren ermitteln und erheben kann.

- 3) Die sogenannte Vollprivatisierung mit Übertragung von Aufgaben und Anlagen (d. h. ein Unternehmen wird nicht nur als Erfüllungsgehilfe der abwasserbeseitigungspflichtigen Gebietskörperschaft tätig, sondern übernimmt die Aufgabe als solche in eigener Rechtsverantwortung) ist flächendeckend praktisch nur in England und Wales sowie regional in lateinamerikanischen Städten und Australien realisiert worden. In Deutschland sind die politischen und rechtlichen Voraussetzungen für eine Vollprivatisierung ebenso wenig gegeben wie in den meisten Schwellen- und Entwicklungsländern.

Vielfach kommt es weniger auf die Wahl des Grundmodells an als auf die Ausführung im Einzelnen (technische/wirtschaftliche Gestaltung, vertragliche Formulierung, spätere Durchführungspraxis). Zudem hängt es von der Sicht des jeweiligen Betrachters ab, ob er bestimmte Aspekte als vorteilhaft oder als nachteilhaft empfindet (z. B. Begrenzung des politischen Einflusses auf den Klärwerksbetrieb).

Darüber hinaus gibt es immer wieder Versuche, eine Professionalisierung des Betriebes wasser-technischer Anlagen herbeizuführen ohne den politischen (zumeist kommunalen) Einfluss zu mindern. Hinzuweisen ist in diesem Zusammenhang auf die unter UN-HABITAT organisierte Global Water Operators' Partnerships Alliance (GWOPA) und auf das im Rahmen des BMBF-Vorhabens „Middle Olifants South Afrika“ pilotierte Water Franchise (HARBACH 2012), welches aktuell auch für neue Geschäfts- und Finanzierungsmodelle zur Wasserverlustreduzierung (Daueraufgabe mit vielen Reparaturen und Kleininvestitionen im laufenden Betrieb) (RUDOLPH et al. 2013) in Zusammenarbeit mit der KfW entwickelt wird. In jedem Falle sollte die Analyse der Bedingungen (und Risiken) für den späteren Klärwerksbetrieb bereits bei der Planung und Auswahl der Klärwerkstechnologie und Bauweise erfolgen und berücksichtigt werden.

Eine allgemeingültige Empfehlung dahingehend, welches wann das „bestgeeignete“ Organisationsmodell ist, lässt sich nicht geben, weil in jedem Falle unterschiedliche Zielvorgaben und Restriktionen greifen. Aus technisch-wirtschaftlicher Sicht sollte die Frage entscheidend sein, wie man im Einzelfall den erfolgreichen Betrieb im Kontext zur optimal geplanten und ausgeführten Technologie und Bauweise realisieren kann. In jedem Falle sollte die Analyse der Bedingungen (und Risiken) für den späteren Klärwerksbetrieb bereits bei der Planung und Auswahl der Klärwerkstechnologie und Bauweise erfolgen und berücksichtigt werden.

## Anhang A Beispiele für Zulaufdaten und Ablaufanforderungen

### A.1 Beispiel für Zulaufdaten im internationalen Kontext

In Ergänzung zu den Erläuterungen in 3.1.1 soll das nachfolgende Beispiel aus einer realen Planungsaufgabe zur Verdeutlichung der international abweichenden Zulaufkonzentrationen und -frachten sowie der oftmals geringen Datenbasis für die Kläranlagenbemessung beitragen:

#### Beispiel 1: Ausschreibung für einen Kläranlageneubau in Vietnam

Im Rahmen eines Kläranlageneubaus sollen laut Ausschreibungsunterlagen (KfW 2007) bis zu 265.000 Einwohner an die Abwasserbehandlungsanlage angeschlossen werden. Aus den Zulaufdaten in Tabelle A.1 lässt sich jedoch deutlich erkennen, dass die mittlere rechnerische BSB<sub>5</sub>-Zulaufkraft im Vergleich gemessen an deutschen Einwohnerfrachten (60 g BSB<sub>5</sub>/(E·d)) nur knapp 38.000 E entspricht. Die Konzentrationen im Abwasser erreichen nur einen Bruchteil der typischen mitteleuropäischen Werte (sehr „dünn“ Abwasser). Schätzt man die nicht angegebenen N<sub>ges</sub>-Zulaufkonzentration aus den gegebenen BSB<sub>5</sub>-Werten ab (Größenordnung N<sub>ges</sub>/BSB<sub>5</sub> ≈ 5 nach Tabelle 3.1), zeigt sich, dass die in diesem Projekt gegebene Ablaufanforderung an die N<sub>ges</sub>-Ablaufkonzentration von 25 mg/l schon durch die Verdünnung des Abwassers erreicht wäre. Auffällig ist auch der geringe Spitzenabfluss (hier: rund 1/19 von Q<sub>d</sub>). Diese Situation resultiert unter anderem aus dem Anschluss vieler Wohngebäude an dezentrale Faulgruben (Septic Tanks) und einem hohen Fremdwasseranteil durch Infiltration von Grundwasser bzw. durch Regenwasserzuflüsse. Für die Kläranlagenauslegung ist in einem solchen Fall die zukünftige Entwicklung des Anschlussgrades an die Faulgruben zu prüfen und in die Auslegung einzubeziehen. Gleiches gilt für den Umgang mit dem hohen Fremdwasseranteil, der sich auch auf die Wahl des unter ständiger Schwachlast (im Sinne einer dauerhaft geringen Schmutzfracht) zu betreibenden Abwasserreinigungsverfahrens auswirkt. Da der Umfang an verfügbaren Eingangsdaten ansonsten sehr beschränkt ist, sind die weiteren für eine Bemessung notwendigen Eingangsgrößen über Erfahrungswerte abzuschätzen.

Tabelle A.1: Zulaufwerte für die Bemessung der Kläranlage gemäß Ausschreibungsunterlagen

| Zulaufparameter  | Einheit           | mittlere Fracht <sup>*)</sup> | maximale Fracht <sup>*)</sup> |
|--|-------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| rechnerische Einwohnerwerte ( $EW_{BSB,60}$ )                      | E                 | 37.650                        | 46.000                        |
| Abwasserzufluss im 24-h-Mittel ( $Q_{T,d}$ )                       | m <sup>3</sup> /d | 25.100                        |                               |
| Stundenspitze Abwasserzufluss bei Trockenwetter ( $Q_{T,h,max}$ )  | m <sup>3</sup> /h | 1.330                         |                               |
| Stundenspitze Abwasserzufluss bei Regenwetter ( $Q_{R,h,max}$ )    | m <sup>3</sup> /h | 2.080                         |                               |
| Konzentration des BSB <sub>5</sub> ( $C_{BSB}$ )                   | mg/l              | 90                            | 110                           |
| tägliche Fracht des BSB <sub>5</sub> ( $B_{d,BSB}$ )               | kg/d              | 2.260                         | 2.760                         |
| Konzentration des CSB ( $C_{CSB}$ )                                | mg/l              | 180                           | 220                           |
| tägliche Fracht des CSB ( $B_{d,CSB}$ )                            | kg/d              | 4.520                         | 5.520                         |
| Konzentration der abfiltrierbaren Stoffe ( $X_{TS}$ )              | mg/l              | 90                            | 110                           |
| tägliche Fracht der abfiltrierbaren Stoffe ( $B_{d,TS}$ )          | kg/d              | 2.260                         | 2.760                         |
| ANMERKUNG  |                   |                               |                               |
| *) Maximale Fracht: 80%-Perzentil; Mittlere Fracht: 50%-Perzentil. |                   |                               |                               |

## A.2 Beispiele für Ablaufanforderungen im internationalen Kontext

In Ergänzung zu den Erläuterungen in 3.2.1 sollen die drei nachfolgenden Beispiele aus realen Planungsaufgaben zur Verdeutlichung der unterschiedlichen Ablaufanforderungen beitragen:

### Beispiel 2: Kläranlageneubau mit Kohlenstoffelimination in Montenegro

Vorgesehen ist der Bau einer Belebungs- oder SBR-Anlage für bis zu 102.500 E (KfW 2010). Konkrete Informationen zu Zulaufkonzentrationen sind in den Ausschreibungsunterlagen nicht angegeben, stattdessen wird auf ein später durchzuführendes Messprogramm verwiesen. Wie dem Auszug aus den Ablaufanforderungen in Tabelle A.2 entnommen werden kann, werden keine Anforderungen an den Nährstoffabbau gestellt. Die biologische Reinigungsstufe ist in zwei Ausbaustufen lediglich auf Kohlenstoffabbau auszulegen. Hierbei liegen die Anforderungen deutlich niedriger als beispielsweise europäische Anforderungen an Kläranlagen für mehr als 100.000 E (siehe Anhang A.4). Es werden jedoch eine Vielzahl weiterer Grenzwerte vorgegeben, u. a. zu Geruch, Färbung, diversen Schwermetallen und Radioaktivität – insgesamt 47 Parameter. Ob solche Werte im Detail überhaupt in einer belastbaren und wirtschaftlichen Auslegung berücksichtigt und garantiert werden können, ist durch den Planer im Einzelfall zu prüfen.

Tabelle A.2: Auszug aus den Ablaufanforderungen

| Ablaufparameter                                       | Einheit | Ablauf-Grenzwert |
|---|---------|------------------|
| Konzentration des CSB ( $C_{CSB}$ )                   | mg/l    | 125              |
| Konzentration des BSB <sub>5</sub> ( $C_{BSB}$ )      | mg/l    | 25               |
| Konzentration des TOC ( $C_{TOC}$ )                   | mg/l    | 15               |
| Konzentration der abfiltrierbaren Stoffe ( $X_{TS}$ ) | mg/l    | 35               |
| Absetzbare Stoffe ( $V_{TS,absetzbar}$ )              | ml/h    | 0,5              |
| pH-Wert   | -       | 6,5 – 8,5        |

### Beispiel 3: Kläranlageneubau mit Kohlenstoff- und teilweiser Stickstoffelimination (nur Nitrifikation) im Iran

Für eine große Kläranlage mit einer Kapazität > 1 Mio. E sind die in Tabelle A.3 dargestellten Ablaufanforderungen einzuhalten. Die Anforderungen sind deutlich geringer als für vergleichbare Anlagengrößen in europäischen Ländern. Bei mittleren Zulaufkonzentrationen von  $C_{BSB} = 260$  mg/l und  $C_N = 48$  mg/l ist die biologische Stufe auf Kohlenstoff- und Nitrifikation auszulegen. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, dass bereits durch die in die Biomasse eingebaute organische Stickstofffracht (bei Abschätzung mit  $X_{orgN,BM} = 0,04$  bis  $0,05 \cdot C_{BSB,ZB}$ ) ein Großteil der Anforderungen an die Stickstoffelimination erreicht wird.

Tabelle A.3: Konzentrationen im Zulauf und Ablaufanforderungen

| Ablaufparameter                                       | Einheit    | Zulauf-Mittelwert | Ablauf-Grenzwert |
|---|------------|-------------------|------------------|
| Konzentration des BSB <sub>5</sub> ( $C_{BSB}$ )      | mg/l       | 260               | 25               |
| Konzentration der abfiltrierbaren Stoffe ( $X_{TS}$ ) | mg/l       | 180               | 25               |
| Konzentration des Gesamtstickstoffs ( $C_N$ )         | mg/l       | 48                | 30               |
| Coliforme Bakterien                                   | MPN/100 ml | k.A.              | 400              |
| Nemethoden-Eier                                       | Stück/l    | 5                 | 1                |

Da das gereinigte Abwasser teilweise für Bewässerungszwecke genutzt wird, ist eine gezielte Desinfektion zur Einhaltung des Grenzwerts für coliforme Bakterien notwendig, die in diesem Fall über eine Chlorierung erfolgt. Zur Einhaltung der Anforderungen an die Zahl der Helminthen-Eier im Ablauf ist im vorliegenden Beispiel keine spezielle Verfahrenstechnik vorgesehen; zu diesem Thema wird auf Abschnitt 13 (Elimination von Helminthen-Eiern) verwiesen.

#### Beispiel 4: Kläranlageneubau mit Kohlenstoff- und weitergehender Stickstoff-elimination (Nitrifikation und Denitrifikation) in Palästina

Der Bau und bereits mit eingeplante, spätere Ausbau der Kläranlage ist zweistufig vorgesehen (KfW 2008). Die mittleren Zulaufkonzentrationen und die Ablaufanforderungen sind in Tabelle A.4 zusammengestellt. Die Werte sind in 80 % der Ablaufproben einzuhalten. Die Zulaufkonzentrationen sind für kommunales Abwasser vergleichsweise hoch, was auf den geringen spezifischen Wasserverbrauch ( $\approx 90 \text{ l/E}$ ) und eine geringe Infiltration von Grundwasser (10 % von  $Q_d$ ) zurückzuführen ist. Die Kläranlage wird in der ersten Ausbaustufe (Planungshorizont 2020) für rund 150.000 E und einen Zufluss von knapp  $15.000 \text{ m}^3/\text{d}$  ausgelegt. In dieser Stufe ist lediglich eine Kohlenstoffelimination vorgesehen; erst in der zweiten Ausbaustufe wird eine weitergehende Stickstoffelimination gefordert. Die als Belebungsanlage realisierte Abwasserbehandlung ist jedoch von vornherein für Nitrifikation und Denitrifikation ausgelegt worden, auch um spezifische Anforderungen an den in israelisches Gebiet abfließenden Vorfluter gerecht werden zu können. Für die zweite Projektstufe ist eine Wiederverwendung des gereinigten Abwassers vorgesehen, daher die strikten Anforderungen bezüglich der fäkalcoliformen Bakterien.

Tabelle A.4: Konzentrationen im Zulauf und Ablaufanforderungen

| Ablaufparameter  | Einheit    | Zulauf-Mittelwert | Ablauf-Grenzwert |               |
|--|------------|-------------------|------------------|---------------|
|  |            |                   | Ausbaustufe 1    | Ausbaustufe 2 |
| Konzentration des CSB ( $C_{\text{CSB}}$ )                   | mg/l       | 1.100             | -                | 70            |
| Konzentration des BSB <sub>5</sub> ( $C_{\text{BSB}}$ )      | mg/l       | 560               | 20               | 10            |
| Konzentration der abfiltrierbaren Stoffe ( $X_{\text{TS}}$ ) | mg/l       | 520               | 30               | 10            |
| Konzentration des Gesamtstickstoffs ( $C_{\text{N}}$ )       | mg/l       | 110               | -                | 25            |
| Coliforme Bakterien  | MPN/100 ml | k.A.              | -                | 10            |

### A.3 Reinigungsziele und Überwachungsmethode in Deutschland

Als Beispiele für die Situation in Europa im Vergleich zu anderen Ländern (siehe auch Erläuterungen in 3.2) werden nachfolgend die Reinigungsziele und Überwachungsmethoden in Deutschland (dieser Abschnitt A.3) und in der Europäischen Union (nachfolgender Abschnitt A.4) zusammenfassend dargestellt.

In Deutschland gelten für kommunales Abwasser die in Tabelle A.5 genannten, nach Ausbaugröße (GK 1 bis GK 5) gestaffelten Ablaufanforderungen gemäß Anhang 1 der Abwasserverordnung (AbwV 2016). Es sei darauf hingewiesen, dass in anderen Ländern die in Deutschland übliche Definition der

Ausbaugröße von Kläranlagen über frachtspezifische Einwohnerwerte und Größenklassen meist keine Verwendung findet.

Die Ablaufwerte von Kläranlagen werden in Deutschland auf Basis von 2-h-Mischproben oder qualifizierten Stichproben (Mischprobe aus mindestens 5 Stichproben, die in einem Zeitraum von höchstens 2 h im Abstand von nicht weniger als 2 Minuten entnommen und gemischt werden) ermittelt. Für die Einhaltung der Anforderungen gilt in Deutschland die sogenannte „4-von-5-Regel“ (§ 6 (1) der Abwasserverordnung): Die Reinigungsanforderungen gelten als eingehalten, wenn die Ergebnisse der fünf letzten staatlichen Überprüfungen in vier Fällen den jeweils maßgebenden Wert nicht überschreiten und kein Ergebnis den Wert um mehr als 100 % übersteigt.

**Tabelle A.5: Anforderungen für kommunales Abwasser gemäß deutscher Abwasserverordnung (Anhang 1 der AbwV 2016)**

| Größenklasse                           | entspr. $EGW_{BSB,60}$ (E) | CSB (mg/l) | BSB <sub>5</sub> (mg/l) | NH <sub>4</sub> -N <sup>*)</sup> (mg/l) | N <sub>anorg</sub> <sup>*)</sup> (mg/l) | P (mg/l) |
|--|----------------------------|------------|-------------------------|---|---|----------|
| 1: < 60 kg/d BSB <sub>5</sub>          | < 1.000                    | 150        | 40                      | -                                       | -                                       | -        |
| 2: 60 – 300 kg/d BSB <sub>5</sub>      | 1.000 – 5.000              | 110        | 25                      | -                                       | -                                       | -        |
| 3: > 300 – 600 kg/d BSB <sub>5</sub>   | > 5.000 – 10.000           | 90         | 20                      | 10                                      | -                                       | -        |
| 4: > 600 – 6.000 kg/d BSB <sub>5</sub> | > 10.000 – 100.000         | 90         | 20                      | 10                                      | 18 <sup>**)</sup>                       | 2        |
| 5: > 6.000 kg/d BSB <sub>5</sub>       | > 100.000                  | 75         | 15                      | 10                                      | 13 <sup>**)</sup>                       | 1        |

ANMERKUNGEN

\*) Anforderungen für NH<sub>4</sub>-N und N<sub>anorg</sub> gelten bei Abwassertemperaturen von ≥ 12 °C. An Stelle von 12 °C kann auch eine zeitliche Begrenzung vom 1. Mai bis 31. Oktober treten.

\*\*\*) In der wasserrechtlichen Zulassung kann für N<sub>anorg</sub> (= NH<sub>4</sub>-N + NO<sub>3</sub>-N + NO<sub>2</sub>-N) eine höhere Konzentration bis zu 25 mg/l zugelassen werden, wenn die Verminderung der Gesamtstickstofffracht ≥ 70 % beträgt.

#### A.4 Reinigungsziele und Überwachungsmethode in der Europäischen Union

Gemäß der europäischen Richtlinie über die Behandlung von kommunalem Abwasser 91/271/EWG müssen kommunale Abwasserbehandlungsanlagen den Anforderungen in Tabelle A.6 entsprechen. Anzuwenden ist entweder der Konzentrationswert oder die prozentuale Verringerung bezogen auf die Belastung des Zulaufs. Einleitungen in empfindliche Gebiete, in denen es zur Eutrophierung kommt, müssen zusätzlich die Anforderungen an die Parameter in Tabelle A.7 erfüllen.

**Tabelle A.6: Anforderungen an Einleitungen aus kommunalen Abwasseranlagen gemäß europäischer Richtlinie 91/271/EWG (Tab. 1 im Anhang 1)**

| Parameter        | Konzentration   | Prozentuale Mindestverringierung   |
|------------------|---|--|
| BSB <sub>5</sub> | 25 mg/l   | 70 % bis 90 %  |
| CSB              | 125 mg/l  | 75 %   |
| TS               | 35 mg/l <sup>*)</sup><br>in Hochgebirgsregionen höher als 1.500 m über dem Meeresspiegel:<br>60 mg/l bei 2.000 bis 10.000 E,<br>35 mg/l bei mehr als 10.000 E | 90 % <sup>*)</sup><br>in Hochgebirgsregionen höher als 1.500 m über dem Meeresspiegel:<br>70 % bei 2.000 bis 10.000 E,<br>90 % bei mehr als 10.000 E |

ANMERKUNG

\*) Die Anforderung für TS ist fakultativ.

**Tabelle A.7: Anforderungen an Einleitungen aus kommunalen Abwasseranlagen in empfindlichen Gebieten gemäß europäischer Richtlinie 91/271/EWG (Tab. 2 im Anhang 1)**

| Parameter  | Konzentration   | Prozentuale Mindestverringering  |
|--|---|--|
| $N_{ges}^{*1}$ (= KN + NO <sub>2</sub> -N + NO <sub>3</sub> -N)  | 15 mg/l bei 10.000 bis 100.000 E,<br>10 mg/l bei mehr als 100.000 E | 70 % bis 80 % als Jahresmittelwert der Proben oder 20 mg/l als Tagesmittelwert |
| $P_{ges}$  | 2 mg/l bei 10.000 bis 100.000 E,<br>1 mg/l bei mehr als 100.000 E   | 80 % als Jahresmittelwert der Proben   |
| ANMERKUNG  |   |  |
| *) Die Anforderung für $N_{ges}$ gilt bei Abwassertemperaturen von $\geq 12$ °C. Statt der Temperatur kann auch eine zeitliche Begrenzung vorgegeben werden, die regionalen klimatischen Verhältnissen Rechnung trägt. |   |  |

Die Ermittlung der Ablaufwerte erfolgt gemäß der europäischen Richtlinie auf Basis von abfluss- oder zeitproportionalen 24-h-Proben (Tagesmischproben). Für die Überwachung der Einleitungen entnehmen die zuständigen Behörden oder Stellen eine vorgegebene Mindestzahl jährlicher Proben, die entsprechend der Anlagengröße wie folgt gestaffelt ist:

|                    |  |
|--------------------|--|
| 2.000 – 9.999 E:   | 12 Proben im 1. Jahr, 4 Proben in den Folgejahren, wenn das Abwasser im 1. Jahr den Vorschriften entspricht; wenn eine der 4 Proben den Grenzwert überschreitet, sind im Folgejahr 12 Proben zu entnehmen; |
| 10.000 – 49.999 E: | 12 Proben;   |
| $\geq 50.000$ E:   | 24 Proben.   |

Die Reinigungsanforderungen gelten laut der Richtlinie als eingehalten, wenn

- für die in Tabelle A.6 genannten Parameter innerhalb eines Jahres nicht mehr als die in Tabelle A.8 festgelegte zulässige Anzahl von Proben die gesetzten Anforderungen nicht einhält,
- für die in Tabelle A.6 genannten und in Konzentrationswerten ausgedrückten Parameter die Abweichungen bei normalen Betriebsbedingungen nicht mehr als 100 % betragen (suspendierte Stoffe: 150 %),
- für die in Tabelle A.7 genannten Parameter der Jahresmittelwert der Proben den maßgeblichen Wert nicht überschreitet.

**Tabelle A.8: Zulässige Anzahl von Proben mit Abweichungen gemäß europäischer Richtlinie 91/271/EWG (Auszug aus Tab. 3 im Anhang 1)**

| Anzahl Probennahmen innerhalb eines Jahres | Höchstzulässige Anzahl von Proben, bei denen Abweichungen zulässig sind |
|--|---|
| 4 – 7                                      | 1   |
| 8 – 16                                     | 2   |
| 17 – 28                                    | 3   |
| 29 – 40                                    | 4   |
| 41 – 53                                    | 5   |
| 54 – 67                                    | 6   |
| ...  | ...   |

## Anhang B Berechnungsbeispiele

### B.1 Eingangsdaten und Reinigungsanforderungen für die Berechnungsbeispiele

Mit den nachfolgenden Berechnungsbeispielen wird die praktische Anwendung der in diesem Themenband dargestellten Bemessungsgänge verdeutlicht.

Die Berechnungsbeispiele sind für fiktive Anlagen mit einer Kapazität ( $EZ_{CSB,120}$ ) von 100.000 E vorgesehen. In Tabelle B.1 sind die Zulaufdaten zusammengestellt. Dabei wird ein einwohnerspezifischer täglicher Abwasseranfall von 200 l/(E·d) angenommen. Die genannten Frachten sind als Tagesmittelwerte angegeben.

Tabelle B.1: Zulaufwerte als Eingangswerte für die Berechnungsbeispiele

| Eingangsparameter   | Einheit           | Wert   |
|---|-------------------|--------|
| Abwassertemperatur ( $T_w$ )  | °C                | 30     |
| täglicher Trockenwetterabfluss im Jahresmittel ( $Q_{T,d,aM}$ )   | m <sup>3</sup> /d | 20.000 |
| maximaler stündlicher Bemessungszufluss ( $Q_{T,1h,max}$ )  | m <sup>3</sup> /h | 1.060  |
| Tagesfracht des CSB in der homogenisierten Probe ( $B_{d,CSB,hom}$ )                                      | kg/d              | 12.000 |
| Tagesfracht des CSB in der mit 0,45 µm Membranfilter filtrierten Probe ( $B_{d,CSB,filtr}$ )              | kg/d              | 4.480  |
| Tagesfracht der mit 0,45 µm Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Trocknung bei 105 °C ( $B_{d,TS}$ ) | kg/d              | 7.000  |
| Tagesfracht des Gesamtstickstoffs als Stickstoff ( $B_{d,N}$ )  | kg/d              | 1.100  |
| Tagesfracht des Ammoniumstickstoffs als Stickstoff ( $B_{d,NH_4}$ )                                       | kg/d              | 733    |
| Tagesfracht des Phosphors als Phosphor ( $B_{d,P}$ )  | kg/d              | 180    |
| Salzgehalt ( $S_{TDS}$ )  | g/l               | 10     |

Ergänzend wurden für die Berechnungsbeispiele verschiedene Behandlungsziele in Tabelle B.2 vorgegeben. Die Ablaufanforderungen – wie international sehr verbreitet – sind als Tagesmittelwerte der Ablaufkonzentration definiert.

Tabelle B.2: Abwassertemperaturen, Salzgehalte und Ablaufanforderungen für die Berechnungsbeispiele (Bemessungsfall 1 bis 3)

| Fall-Nr. | Behandlungsziel                                  | Anforderungen für den Tagesmittelwert |                                |                              |
|----------|--|---------------------------------------|--------------------------------|------------------------------|
|          |  | $C_{CSB,ÜW}$                          | $S_{NH_4,ÜW}$                  | $C_{N,ÜW}$                   |
| 1        | Kohlenstoffelimination                           | $C_{CSB,ÜW} = 100 \text{ mg/l}$       | -                              | -                            |
| 2        | Kohlenstoffelimination und Nitrifikation         | $C_{CSB,ÜW} = 100 \text{ mg/l}$       | $S_{NH_4,ÜW} = 5 \text{ mg/l}$ | -                            |
| 3        | Kohlenstoffelimination und Stickstoffelimination | $C_{CSB,ÜW} = 100 \text{ mg/l}$       | $S_{NH_4,ÜW} = 5 \text{ mg/l}$ | $C_{N,ÜW} = 15 \text{ mg/l}$ |

Mit den nachfolgenden Beispielen wird die biologische Abwasserbehandlung für die vorgenannten Reinigungsziele der Kohlenstoff- und Stickstoffelimination sowie Maßnahmen zur nachgeschalteten Schlammbehandlung dargestellt, siehe Übersicht in Tabelle B.3. Die Möglichkeit zur Erreichung höherer Reinigungsziele, als mit den Einzelverfahren erzielbar, wird im Beispiel B.7 anhand einer Kombination aus zwei Verfahren verdeutlicht. In dem Beispiel wird ein Anaerobteich um einen Tropfkörper ergänzt.

**Tabelle B.3: Übersicht Berechnungsbeispiele zur Abwasser- und Schlammbehandlung**

| Nr.                       | Verfahren  | Behandlungsziel                                     | Bemessungsfall nach Tabelle B.2 |
|---------------------------|--|---|---------------------------------|
| <b>Abwasserbehandlung</b> |  |   |                                 |
| B.2                       | Vorklärung   | Reduzierung der organischen Feststofffracht         | Fall 3                          |
| B.3                       | Belebungsanlage einschl. Belüftung                   | Kohlenstoffabbau, Nitrifikation und Denitrifikation | Fall 3                          |
| B.4                       | Tropfkörperanlage                                    | Kohlenstoffabbau und Nitrifikation                  | Fall 2                          |
| B.5                       | UASB-Reaktor (Anaerobanlage)                         | Kohlenstoffabbau                                    | Fall 1                          |
| B.6                       | Abwasserteichanlage                                  | Kohlenstoffabbau                                    | Fall 1                          |
| B.7                       | Verfahrenskombination aus Anaerobteich + Tropfkörper | Kohlenstoffabbau und Nitrifikation                  | Fall 2                          |
| <b>Schlammbehandlung</b>  |  |   |                                 |
| B.8                       | anaerobe Klärschlammbehandlung                       | Schlammstabilisierung                               | ---                             |
| B.9                       | solare Klärschlamm-trocknung                         | Schlammstabilisierung                               | ---                             |

Eine auf Basis der Zulaufparameter des Berechnungsbeispiels erstellte Tagesganglinie ist in Bild 3.1 dargestellt. In der nachfolgenden Tabelle B.4 sind die zugehörigen Werte stundenweise aufgelistet. Weitere Erläuterungen siehe 3.1.5 zu Tagesganglinien der Zulaufparameter.

**Tabelle B.4: Exemplarische Tagesganglinien von Abwasserzufluss und Konzentrationen von Verschmutzungsparametern bei einer Kläranlage für 100.000 E (in Anlehnung an LANGERGRABER et al. 2007)**

| Zeit  |       | $Q$                 | CSB    | $N_{ges}$ | $P_{ges}$ | CSB    | $N_{ges}$ | $P_{ges}$ |
|-------|-------|---------------------|--------|-----------|-----------|--------|-----------|-----------|
| von   | bis   | (m <sup>3</sup> /h) | (mg/l) | (mg/l)    | (mg/l)    | (kg/h) | (kg/h)    | (kg/h)    |
| 00:00 | 01:00 | 876                 | 635    | 52,6      | 9,1       | 556    | 46,1      | 8         |
| 01:00 | 02:00 | 792                 | 623    | 53        | 9,1       | 493    | 42        | 7,2       |
| 02:00 | 03:00 | 692                 | 604    | 52,3      | 8,8       | 418    | 36,2      | 6,1       |
| 03:00 | 04:00 | 596                 | 579    | 50,6      | 8,5       | 345    | 30,2      | 5,1       |
| 04:00 | 05:00 | 527                 | 549    | 48,1      | 8,1       | 289    | 25,3      | 4,3       |
| 05:00 | 06:00 | 500                 | 511    | 44,8      | 7,5       | 256    | 22,4      | 3,8       |
| 06:00 | 07:00 | 524                 | 469    | 41,8      | 6,9       | 246    | 21,9      | 3,6       |
| 07:00 | 08:00 | 596                 | 438    | 41,2      | 6,6       | 261    | 24,6      | 4         |
| 08:00 | 09:00 | 703                 | 453    | 47,1      | 7,2       | 318    | 33,1      | 5         |
| 09:00 | 10:00 | 824                 | 509    | 56,9      | 8,3       | 420    | 46,9      | 6,9       |
| 10:00 | 11:00 | 936                 | 564    | 64,4      | 9,3       | 528    | 60,3      | 8,7       |
| 11:00 | 12:00 | 1019                | 602    | 68,5      | 9,9       | 613    | 69,9      | 10,1      |
| 12:00 | 13:00 | 1060                | 624    | 69,9      | 10,2      | 662    | 74,2      | 10,9      |

| Zeit   |       | $Q$               | CSB        | $N_{ges}$  | $P_{ges}$  | CSB              | $N_{ges}$       | $P_{ges}$     |
|--------|-------|-------------------|------------|------------|------------|------------------|-----------------|---------------|
| von    | bis   | ( $m^3/h$ )       | ( $mg/l$ ) | ( $mg/l$ ) | ( $mg/l$ ) | ( $kg/h$ )       | ( $kg/h$ )      | ( $kg/h$ )    |
| 13:00  | 14:00 | 1060              | 636        | 69,2       | 10,3       | 674              | 73,4            | 10,9          |
| 14:00  | 15:00 | 1026              | 641        | 66,8       | 10,2       | 657              | 68,6            | 10,4          |
| 15:00  | 16:00 | 973               | 640        | 63,2       | 9,9        | 623              | 61,5            | 9,6           |
| 16:00  | 17:00 | 920               | 637        | 58,6       | 9,6        | 586              | 53,9            | 8,8           |
| 17:00  | 18:00 | 884               | 633        | 53,6       | 9,2        | 559              | 47,4            | 8,1           |
| 18:00  | 19:00 | 872               | 629        | 49         | 8,8        | 549              | 42,7            | 7,7           |
| 19:00  | 20:00 | 884               | 629        | 45,8       | 8,6        | 556              | 40,5            | 7,6           |
| 20:00  | 21:00 | 912               | 632        | 44,9       | 8,6        | 577              | 41              | 7,8           |
| 21:00  | 22:00 | 940               | 637        | 46,2       | 8,7        | 599              | 43,4            | 8,2           |
| 22:00  | 23:00 | 950               | 641        | 48,7       | 8,9        | 609              | 46,2            | 8,5           |
| 23:00  | 00:00 | 931               | 641        | 51         | 9,1        | 596              | 47,5            | 8,5           |
| Min    |       | 500               | 438        | 41,2       | 6,6        | 246              | 21,9            | 3,6           |
| Max    |       | 1060              | 641        | 69,9       | 10,3       | 674              | 74,2            | 10,9          |
| Mittel |       | 833               | 590        | 53,7       | 8,8        | 500              | 45,8            | 7,5           |
| Summe  |       | 20.000<br>$m^3/d$ |            |            |            | 12.000<br>$kg/d$ | 1.100<br>$kg/d$ | 180<br>$kg/d$ |

## B.2 Berechnungsbeispiel für eine Vorklärung

Im Folgenden wird exemplarisch eine Vorklärung (VK) entsprechend den Bemessungsempfehlungen in 5.4 ausgelegt.

### B.2.1 Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen

Das Berechnungsbeispiel erfolgt für den in Tabelle B.2 benannten Bemessungsfall Nr. 3 mit dem Reinigungsziel der Stickstoffelimination inkl. Denitrifikation. Weiterhin wird davon ausgegangen, dass eine Schlammbehandlung mit einer anaeroben Schlammstabilisierung vorgesehen ist. Die zur Bemessung der Vorklärung benötigten Eingangsparameter sind in Tabelle B.5 aufgeführt:

Tabelle B.5: Eingangsgrößen für die Bemessung der Vorklärung

| Eingangsparameter  | Einheit | Wert   |
|--|---------|--------|
| täglicher Trockenwetterabfluss im Jahresmittel ( $Q_{T,d,aM}$ )  | $m^3/d$ | 20.000 |
| Tagesfracht des CSB in der homogenisierten Probe ( $B_{d,CSB}$ )   | $kg/d$  | 12.000 |
| Tagesfracht der mit $0,45 \mu m$ Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Trocknung bei $105 \text{ }^\circ C$ ( $B_{d,TS}$ ) | $kg/d$  | 7.000  |
| Tagesfracht des Gesamtstickstoffs als Stickstoff in der homogenisierten Probe als Stickstoff ( $B_{d,N}$ )                     | $kg/d$  | 1.100  |
| Tagesfracht des Phosphors in der homogenisierten Probe ( $B_{d,P}$ )   | $kg/d$  | 180    |

## B.2.2 Bemessung der Vorklärung

### Durchflusszeit

Entsprechend dem Reinigungsziel der Stickstoffelimination (inkl. Denitrifikation) und der Schlammbehandlung mit anaerober Stabilisierung wird die Vorklärung nach Tabelle 5.3 für eine Durchflusszeit von  $t_R = 1,0$  h ausgelegt.

### Volumen der Vorklärung

Das Volumen  $V_{VK}$  ergibt sich gemäß Gleichung (5.1) damit wie folgt:

$$V_{VK} = t_R \cdot \frac{Q_{T,d,aM}}{24} = 1,0 \cdot \frac{20.000}{24} = 833 \text{ m}^3$$

Die weitere Ausgestaltung der Vorklärung (Form, Abmessungen, Gestaltung des Schlammabzugs) richtet sich nach den örtlichen Gegebenheiten und Planungsvorgaben.

### Abscheideleistung

In Tabelle B.6 sind die resultierenden Frachten mit dem Ansatz der Abscheideleistung  $\eta_{VK}$  gemäß Tabelle 5.2 für eine Durchflusszeit von  $t_R = 1$  h aufgeführt:

Tabelle B.6: Zulauffrachten, Abscheideleistung und resultierende Frachten im Ablauf der Vorklärung

| Parameter  | Zulauffracht (kg/d) | Abscheideleistung (%) | Ablauftracht (kg/d) |
|--|---------------------|-----------------------|---------------------|
| Tagesfracht des CSB in der homogenisierten Probe ( $B_{d,CSB}$ )             | 12.000              | 30                    | 8.400               |
| Tagesfracht der Trockensubstanz ( $B_{d,TS}$ )                               | 7.000               | 50                    | 3.500               |
| Tagesfracht des Gesamtstickstoffs in der homogenisierten Probe ( $B_{d,N}$ ) | 1.100               | 10                    | 990                 |
| Tagesfracht des Phosphors in der homogenisierten Probe ( $B_{d,P}$ )         | 180                 | 10                    | 162                 |

### Schlammanfall

Die tägliche Feststofffracht aus dem Primärschlammanfall  $B_{d,PS}$  ergibt sich zu:

$$B_{d,PS} = 3.500 \text{ kg/d}$$

Der anorganische Anteil kann je nach Abwassercharakteristik und den Randbedingungen des Einzugsgebiets unterschiedlich groß sein. Von wesentlichem Einfluss ist der Eintrag von Sand in die Kanalisation, die Hydrolyse, der Vorabbau in der Kanalisation und der Vorklärung sowie die Funktion des vorgeschalteten Sandfangs. Der Anteil entspricht dem Glührückstand der partikulären Stoffe und sollte mit Messungen validiert werden. Liegen keine Messwerte oder Erfahrungswerte vergleichbarer Einzugsgebiete vor, kann der anorganische Anteil in einer Größenordnung von 20 % bis 30 % (d. h. 70 % bis 80 % Glühverlust) abgeschätzt werden (siehe 3.1.3). In diesem Beispiel wird zur Berücksichtigung eines erhöhten Vorabbaus in der Kanalisation infolge der hohen Abwassertemperatur von einem leicht erhöhten anorganischen Anteil von 30 % ausgegangen.

Die Tagesfracht der organischen Trockensubstanz im Primärschlamm  $B_{d,oTS,PS}$  ergibt sich damit zu:

$$B_{d,oTS,PS} = 3.500 \cdot (1 - 0,30) = 2.450 \text{ kg/d}$$

### B.3 Berechnungsbeispiel für eine Belebungsanlage

Im Folgenden wird eine Beispielerrechnung für eine Belebungsanlage entsprechend den Bemessungsempfehlungen in Abschnitt 6 dargestellt.

Für das Beispiel wird eine Vorklärung berücksichtigt, deren Bemessung im vorstehenden Berechnungsbeispiel B.2 dargestellt ist. Zur Stickstoffelimination wird eine vorgeschaltete Denitrifikation vorgesehen.

#### B.3.1 Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen

Die Beispielerrechnung wird für den in Tabelle B.2 benannten Fall Nr. 3 durchgeführt, d. h. Anforderungen an die Kohlenstoff- und Stickstoffelimination mit maximalen Ablaufkonzentrationen von  $C_{CSB,ÜW} = 100 \text{ mg/l}$ ,  $S_{NH_4,ÜW} = 5 \text{ mg/l}$  und  $C_{N,ÜW} = 15 \text{ mg/l}$ . Die Eingangsparameter für die Bemessung der Belebungsanlage sind in Tabelle B.7 zusammengestellt:

Tabelle B.7: Eingangsgrößen für die Bemessung der Belebungsanlage

| Eingangsparameter  | Einheit           | Wert   |
|--|-------------------|--------|
| Abwassertemperatur ( $T_w$ )   | °C                | 30     |
| täglicher Trockenwetterabfluss im Jahresmittel ( $Q_{T,d,aM}$ )  | m <sup>3</sup> /d | 20.000 |
| Tagesfracht des CSB in der homogenisierten Probe ( $B_{d,CSB,hom,ZB}$ )                                      | kg/d              | 8.400  |
| Tagesfracht der mit 0,45 µm Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Trocknung bei 105 °C ( $B_{d,TS,ZB}$ ) | kg/d              | 3.500  |
| Tagesfracht des Gesamtstickstoffs als Stickstoff ( $B_{d,N,ges,ZB}$ )  | kg/d              | 990    |
| Tagesfracht des Phosphors ( $B_{d,P,ZB}$ )   | kg/d              | 162    |
| Salzgehalt ( $S_{TDS}$ )   | g/l               | 10     |

#### B.3.2 Bemessungsgrundlagen

##### Rückbelastung aus der Schlammbehandlung

Grundsätzlich sind bei den Belastungsdaten der biologischen Stufe bei einer bestehenden oder geplanten anaeroben Schlammbehandlung die aus der Rückbelastung resultierenden Stickstoff- und Phosphorfrachten einzubeziehen. Bei der Beispielerrechnung wird die Rückbelastung aus der Schlammbehandlung hinsichtlich des Stickstoffs exemplarisch mit 15 % (bei sehr hohen Temperaturen sind wegen der eintretenden Schlammstabilisierung auch Rücklaufbelastungen von deutlich unter 15 % realistisch) und hinsichtlich des Phosphors mit 10 %, bezogen auf die jeweilige Zulaufbelastung zur Belebung, berücksichtigt (vgl. 11.7 zur Schlammwässerung).

##### Fraktionierung des chemischen Sauerstoffbedarfs

Der CSB wird gemäß 3.1.3 nach Gleichung (3.2) in nachfolgende Fraktionen unterteilt:

$$C_{CSB,ZB} = S_{CSB,abb,ZB} + S_{CSB,inert,ZB} + X_{CSB,abb,ZB} + X_{CSB,inert,ZB}$$

Im vorliegenden Beispiel beträgt die Konzentration des gesamten CSB im Zulauf zur Belebung:

$$C_{CSB,ZB} = \frac{B_{d,CSB,hom,ZB}}{Q_d} = \frac{8.400}{20.000} \cdot 1.000 = 420 \text{ mg/l}$$

Die gelöste inerte Fraktion im Zulauf entspricht in etwa der gelösten CSB-Konzentration im Ablauf der Nachklärung ( $S_{\text{CSB, inert, AN}}$ ). Der inerte Anteil am CSB im Zulauf  $f_s$  liegt zwischen 0,05 und  $0,1 \cdot C_{\text{CSB, ZB}}$  (Tabelle 3.2). Wenn keine Messwerte vorliegen, wird für kommunales Abwasser empfohlen, mit  $f_s = 0,05$  zu rechnen:

$$S_{\text{CSB, inert, ZB}} = S_{\text{CSB, inert, AN}} = f_s \cdot C_{\text{CSB, ZB}} = 0,05 \cdot 420 = 21 \text{ mg/l}$$

Der inerte Teil des partikulären CSB kann als Anteil  $f_A$  des gesamten partikulären CSB geschätzt werden (siehe Tabelle 3.2). Zur Berücksichtigung eines erhöhten Vorabbaus in der Kanalisation und in der Vorklärung infolge der hohen Abwassertemperatur ( $T_w = 30 \text{ °C}$ ) wird im vorliegenden Beispiel mit einem Anteil von  $f_A = 0,30$  gerechnet.

$$X_{\text{CSB, inert, ZB}} = f_A \cdot X_{\text{CSB, ZB}} = f_A \cdot (C_{\text{CSB, ZB}} - S_{\text{CSB, ZB}}) = 0,30 \cdot (420 - 224) = 58,80 \approx 59 \text{ mg/l}$$

Der abbaubare CSB lässt sich aus der Bilanz dann wie folgt berechnen:

$$C_{\text{CSB, abb, ZB}} = C_{\text{CSB, ZB}} - S_{\text{CSB, inert, AN}} - X_{\text{CSB, inert, AN}} = 420 - 21 - 58,80 = 340,20 \approx 340 \text{ mg/l}$$

Für die Denitrifikation und erhöhte biologische Phosphorelimination ist der leicht abbaubare Anteil  $f_{\text{CSB}}$  wichtig, der bei durchschnittlich zusammengesetztem Abwasser mit 0,15 bis 0,25 angenommen werden kann (siehe Tabelle 3.2). In diesem Beispiel wird ein Wert von  $f_{\text{CSB}} = 0,2$  angesetzt:

$$C_{\text{CSB, la, ZB}} = f_{\text{CSB}} \cdot C_{\text{CSB, abb, ZB}} = 0,2 \cdot 340,20 = 68,04 \approx 68 \text{ mg/l}$$

### Fraktionierung der Feststoffe

Die abfiltrierbaren Stoffe im Zulauf werden in die organische und anorganische Fraktion differenziert:

$$X_{\text{TS, ZB}} = X_{\text{orgTS, ZB}} + X_{\text{anorgTS, ZB}} \quad (\text{mg/l})$$

Im vorliegenden Beispiel beträgt die Feststoffkonzentration:

$$X_{\text{TS, ZB}} = \frac{B_{\text{d, TS, ZB}}}{Q_{\text{d}}} = \frac{3.500}{20.000} \cdot 1.000 = 175 \text{ mg/l}$$

Der anorganische Anteil  $f_B$  kann, sofern keine Messwerte vorliegen, bei gemäßigttem Klima für Rohabwasser mit 0,3 und für vorgeklärtes Abwasser mit 0,2, bei höheren Temperaturen jeweils auch mit größeren Werten, angesetzt werden. Unter Berücksichtigung der hohen Temperatur und dem damit verbundenen Vorabbau wird in diesem Fall mit Vorklärung von einem erhöhten Anteil von 0,3 ausgegangen:

$$X_{\text{anorgTS, ZB}} = f_B \cdot X_{\text{TS, ZB}} = 0,30 \cdot 175 = 52,50 \approx 53 \text{ mg/l}$$

## B.3.3 Berechnung der Schlammmasse

### Erforderliches Schlammalter

Der Stofffaktor  $f_N$  ergibt sich gemäß DWA-A 131, Gl. (14), aus der Belastungsganglinie (Tabelle B.4) zu:

$$f_N = \frac{B_{2\text{h, KN, max}}}{B_{\text{d, KN, dM}}} = \frac{74,20}{45,80} = 1,6$$

Gemäß Tabelle 6.2 ist der Prozessfaktor ( $PF$ ) damit zu 1,2 zu wählen.

Wie in 6.4.4.2 ausgeführt, hat der Salzgehalt von 10 g/l bei entsprechender Adaption der Biologie keinen Einfluss auf die Dimensionierung der Belebungsanlage.

Bei diesem Beispiel wird davon ausgegangen, dass die Temperatur von 30 °C für die Bemessung und Überwachung relevant ist. Ist die Reinigungsleistung auch bei niedrigeren Temperaturen einzuhalten, ist der niedrigste relevante Wert der Temperatur einzusetzen.

Für die Nitrifikation beträgt das aerobe Bemessungsschlammalter nach Gl. (6.1):

$$t_{TS,aerob} = PF \cdot 3,4 \cdot 1,103^{(15-T)} = 1,2 \cdot 3,4 \cdot 1,103^{(15-30)} = 0,9 \text{ d} < 2 \text{ d} \rightarrow t_{TS,aerob,Bem} = 2 \text{ d}$$

Wie in Abschnitt 6 ausgeführt, wird ein aerobes Mindestschlammalter von 2 d empfohlen. Dies kann auch direkt aus der Tabelle 6.4 für eine Bemessungstemperatur von 30 °C und einen Überwachungswert von  $S_{NH_4,ÜW} = 5 \text{ mg/l}$  abgelesen werden.

Für den anoxischen Volumenanteil am Belebungsbecken  $V_D/V_{BB}$  wird im ersten Iterationsschritt ein Wert von 0,2 angenommen.

Damit ergibt sich das Bemessungsschlammalter wie folgt:

$$t_{TS} = t_{TS,aerob} \cdot \frac{1}{1 - \left(\frac{V_D}{V_{BB}}\right)} = 2 \cdot \frac{1}{(1 - 0,2)} = 2,5 \text{ d}$$

### Berechnung der Schlammproduktion aus dem CSB-Abbau

Der als CSB gemessene, produzierte Schlamm  $X_{CSB,ÜS}$  setzt sich aus nachfolgenden Fraktionen zusammen:

$$X_{CSB,ÜS} = X_{CSB,inert,ZB} + X_{CSB,BM} + X_{CSB,inert,BM} \quad (\text{mg/l})$$

Die gebildete Biomasse  $X_{CSB,BM}$  berechnet sich zu:

$$X_{CSB,BM} = C_{CSB,abb,ZB} \cdot Y - X_{CSB,BM} \cdot t_{TS} \cdot b \cdot F_T = C_{CSB,abb,ZB} \cdot Y \cdot \frac{1}{1 + t_{TS} \cdot b \cdot F_T}$$

$$F_T = 1,072^{(T-15)} = 1,072^{(30-15)} = 2,84$$

mit

$$Y = 0,67$$

$$b = 0,17 \text{ d}^{-1}$$

Es ergibt sich für die gebildete Biomasse:

$$X_{CSB,BM} = 340,20 \cdot 0,67 \cdot \frac{1}{1 + 2,5 \cdot 0,17 \cdot 2,84} = 103,28 \approx 103 \text{ mg/l}$$

Die verbleibenden inerten Feststoffe werden zu 20 % der zerfallenden Biomasse angesetzt:

$$X_{CSB,inert,BM} = 0,2 \cdot X_{CSB,BM} \cdot t_{TS} \cdot b \cdot F_T = 0,2 \cdot 103,28 \cdot 2,5 \cdot 0,17 \cdot 2,84 = 24,93 \approx 25 \text{ mg/l}$$

Der als CSB gemessene, produzierte Schlamm ergibt sich damit zu:

$$X_{CSB,ÜS} = 58,80 + 103,28 + 24,93 = 187,01 \approx 187 \text{ mg/l}$$

Die tägliche Schlammproduktion aus der Kohlenstoffelimination resultiert zu:

$$\begin{aligned} \ddot{U}_{S_{d,C}} &= Q_d \cdot \frac{\left( \frac{X_{CSB, \text{inert,ZB}}}{1,33} + \frac{(X_{CSB, \text{BM}} + X_{CSB, \text{inert,BM}})}{(0,92 \cdot 1,42)} + X_{\text{anorg,ZB}} \right)}{1.000} \\ &= 20.000 \cdot \left( \frac{58,80}{1,33} + \frac{(103,28 + 24,93)}{(0,92 \cdot 1,42)} + 52,50 \right) / 1.000 = 3.897,01 \approx 3.900 \text{ kg/d} \end{aligned}$$

### Zu denitrifizierende Nitratkonzentration, Stickstoffbilanz

Die im Tagesmittel zu denitrifizierende Nitratkonzentration ergibt sich aus der Bilanz zu:

$$S_{\text{NO}_3, \text{D}} = C_{\text{N,ZB}} - S_{\text{orgN,AN}} - S_{\text{NH}_4, \text{AN}} - S_{\text{NO}_3, \text{AN}} - X_{\text{orgN,BM}} - X_{\text{orgN, \text{inert}}} \quad (\text{mg/l})$$

Die Zulaufkonzentration des Gesamtstickstoffs beträgt:

$$C_{\text{N,ZB}} = \frac{B_{\text{d,N,ZB}} \cdot 1,15}{Q_d} = \frac{990 \cdot 1,15}{20.000} \cdot 1.000 = 56,93 \approx 57 \text{ mg/l}$$

Wie eingangs aufgeführt, wird dabei eine Rückbelastung aus der Schlammbehandlung von 15 % berücksichtigt.

Die Konzentration an organischem Stickstoff im Ablauf wird mit  $S_{\text{orgN,AN}} = 2 \text{ mg/l}$  angesetzt. Die Anforderung an den Ammoniumgehalt im Ablauf beträgt  $S_{\text{NH}_4, \text{AN}} = 5 \text{ mg/l}$ .

Die Ablaufkonzentration des Nitrats als Tagesdurchschnitt wird aus dem zulässigen Überwachungswert für den Gesamtstickstoff abzüglich des Ammoniumgehalts im Ablauf und der Konzentration an organischem Stickstoff im Ablauf berechnet. Wenn, wie in Deutschland, die Überwachung an Stichproben erfolgt, ist sie deutlich geringer als der Überwachungswert vorzugeben (60 % bis 80 % vom Überwachungswert).

$$S_{\text{NO}_3, \text{AN}} = C_{\text{Nges,ÜW}} - S_{\text{NH}_4, \text{AN}} - S_{\text{orgN,AN}} = 15 - 5 - 2 = 8 \text{ mg/l}$$

Die in die Biomasse eingebaute Stickstofffracht wird mit  $X_{\text{orgN,BM}} = 0,07 \cdot X_{\text{CSB,BM}}$  angesetzt. Der an die inerte partikuläre Fraktion gebundene Stickstoff wird mit  $X_{\text{orgN, \text{inert}}} = 0,03 \cdot (X_{\text{CSB, \text{inert,BM}}} + X_{\text{CSB, \text{inert,ZB}}})$  abgeschätzt.

Die im Tagesmittel zu denitrifizierende Nitratkonzentration ergibt sich damit zu:

$$S_{\text{NO}_3, \text{D}} = 56,93 - 2 - 5 - 8 - 0,07 \cdot 103,28 - 0,03 \cdot (24,93 + 58,80) = 32,19 \approx 32 \text{ mg/l}$$

Für die Auslegung der Belüftung wird, auf der sicheren Seite liegend, von einer vollständigen Nitrifikation ausgegangen.

### Berechnung des Sauerstoffbedarfs für den Kohlenstoffabbau

Der gesamte Sauerstoffverbrauch für den Kohlenstoffabbau resultiert zu:

$$\begin{aligned} OV_C &= C_{\text{CSB, \text{abb,ZB}}} + C_{\text{CSB, \text{dos}}} - X_{\text{CSB, \text{BM}}} - X_{\text{CSB, \text{inert, \text{BM}}}} = 340,20 + 0 - 103,28 - 24,93 \\ &= 211,99 \text{ mg/l} \approx 212 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

Im Fall externer Kohlenstoffquellen ( $C_{\text{CSB, \text{dos}}}$ ) sind diese zusätzlich beim Sauerstoffverbrauch zu berücksichtigen.

Als Verfahren zur Stickstoffelimination wird für dieses Berechnungsbeispiel die vorgeschaltete Denitrifikation gewählt. Der Anteil des Sauerstoffbedarfs aus leicht abbaubarem CSB ergibt sich zu:

$$\begin{aligned} OV_{C,la,vorg.} &= f_{CSB} \cdot C_{CSB,abb,ZB} \cdot (1 - Y) + C_{CSB,dos} \cdot (1 - Y_{CSB,dos}) = 0,2 \cdot 340,20 \cdot (1 - 0,67) + 0 \\ &= 22,45 \approx 23 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

Der gesamte Sauerstoffverbrauch in der Denitrifikationszone ergibt sich nach Gl. (6.9) bei der vorgeschalteten Denitrifikation unter Einbezug des temperaturabhängigen Exponenten  $\alpha_{DB}$  aus der Tabelle 6.5 zu:

$$\begin{aligned} OV_{C,D} &= 0,75 \cdot \left( OV_{C,la,vorg.} + (OV_C - OV_{C,la,vorg.}) \cdot \left( \frac{V_D}{V_{BB}} \right)^{\alpha_{DB}} \right) \\ &= 0,75 \cdot (22,45 + (211,99 - 22,45) \cdot 0,2^{0,76}) = 58,67 \approx 59 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

### Vergleich von Sauerstoffverbrauch und Sauerstoffdargebot

Der Vergleich von der Sauerstoffzehrung zum Sauerstoffangebot aus Nitrat zeigt im ersten Iterationsschritt einen Wert von:

$$X = \frac{OV_{C,D}}{(2,86 \cdot S_{NO_3,D})} = \frac{58,76}{(2,86 \cdot 32,19)} = 0,64$$

Es werden weitere Iterationsschritte mit einer Veränderung von  $V_D/V_{BB}$  durchgeführt, bis  $X$  den Wert 1 annimmt. Dies ist bei einem anoxischen Anteil  $V_D/V_{BB}$  von 0,42 erreicht.

Infolgedessen resultieren aus dem wiederholten Berechnungsgang:

$$\begin{aligned} t_{TS,Bem} &= 3,4 \text{ d} \\ X_{CSB,BM} &= 86,04 \text{ mg/l} \\ X_{CSB,inert,BM} &= 28,38 \text{ mg/l} \\ OV_C &= 225,78 \text{ mg/l} \\ S_{NO_3,D} &= 33,29 \text{ mg/l} \\ \ddot{U}_{S_d,C} &= 3.685,90 \text{ kg/d} \end{aligned}$$

### Berechnung der Schlammproduktion aus der Phosphorelimination

Im Rahmen des Berechnungsbeispiels wird keine chemische Phosphorfällung berücksichtigt. Eine vermehrte biologische Phosphorelimination mit anaeroben Becken ist ebenfalls nicht vorgesehen. Zu berücksichtigen ist damit lediglich die biologische Phosphorelimination im Rahmen des Zellaufbaus.

Gemäß Gleichung (6.10) ergibt sich die biologische Phosphorbindung damit zu:

$$\begin{aligned} X_{P,BioP} &= 0,014 \cdot X_{CSB,BM} + 0,005 \cdot (X_{CSB,inert,BM} + X_{CSB,inert,ZB}) \\ &= 0,014 \cdot 86,04 + 0,005 \cdot (28,38 + 58,80) = 1,64 \approx 1,6 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

Die Schlammproduktion aus der in diesem Fall ausschließlich biologischen Phosphorelimination durch Biomasseninkorporation ergibt sich damit wie folgt:

$$\begin{aligned} \ddot{U}_{S_d,P} &= Q_d \cdot \frac{3 \cdot X_{P,BioP} + 6,8 \cdot X_{P,Fäll,Fe} + 5,3 \cdot X_{P,Fäll,Al}}{1.000} = 20.000 \cdot \frac{3 \cdot 1,64 + 0}{1.000} = 98,43 \\ &\approx 98 \text{ kg/d} \end{aligned}$$

### Zusammenstellung der Schlammmasse

Die tägliche Schlammproduktion aus der Kohlenstoffelimination und Phosphorelimination resultiert zu:

$$\ddot{U}_d = \ddot{U}_{S_d,C} + \ddot{U}_{S_d,P} = 3.685,90 + 98,43 = 3.784,33 \approx 3.784 \text{ kg/d}$$

Die Masse der Feststoffe im Belebungsbecken beträgt:

$$M_{TS, BB} = t_{TS} \cdot \dot{U}S_d = 3,4 \cdot 3.784,33 = 12.942,41 \approx 12.942 \text{ kg}$$

### B.3.4 Bemessung der Belebung

#### Volumen des Belebungsbeckens

Als Ergebnis der Bemessung der Nachklärung ergibt sich der mögliche Feststoffgehalt in der Belebungsanlage. Es resultiert das erforderliche Belebungsbeckenvolumen gemäß der Beziehung:

$$V_{BB} = \frac{M_{TS, BB}}{TS_{BB}} \quad (\text{m}^3)$$

#### Sauerstoffbedarf

Der tägliche Sauerstoffverbrauch für den Kohlenstoffabbau ergibt sich aus der CSB-Bilanz zu:

$$OV_{d,C} = Q_{T,d} \cdot \frac{OV_C}{1.000} = 20.000 \cdot \frac{225,78}{1.000} = 4.515,60 \approx 4.516 \text{ kg/d}$$

Bei der Berechnung des Sauerstoffverbrauchs für die Nitrifikation wird eine vollständige Nitrifikation angesetzt, um jederzeit eine ausreichende Belüftungsleistung sicherzustellen. Der ungünstigste zulässige Nitrat-Abflusswert liegt in dem Fall bei:

$$S_{NO_3, AN} = C_{Nges, \ddot{U}W} - S_{orgN, AN} = 15 - 2 = 13 \text{ mg/l}$$

Der tägliche Sauerstoffverbrauch für die Nitrifikation berechnet sich zu:

$$OV_{d,N} = Q_{T,d} \cdot 4,3 \cdot \frac{(S_{NO_3,D} - S_{NO_3,ZB} + S_{NO_3,AN})}{1.000} = 20.000 \cdot 4,3 \cdot \frac{33,29 - 0 + 13}{1.000} = 3.980,94 \approx 3.981 \text{ kg/d}$$

Der tägliche Sauerstoffverbrauch für die C-Elimination, der durch die Denitrifikation gedeckt wird, beträgt:

$$OV_{d,D} = Q_{T,d} \cdot 2,86 \cdot \frac{S_{NO_3,D}}{1.000} = 20.000 \cdot 2,86 \cdot \frac{33,29}{1.000} = 1.904,19 \approx 1.904 \text{ kg/d}$$

### B.3.5 Bemessung von Belüftungssystemen

Aufbauend auf der vorstehenden Auslegung der Belebungsanlage wird nachfolgend die Bemessung von Belüftungssystemen entsprechend den Bemessungsempfehlungen in 7.3 dargestellt. Es wird nacheinander eine Beispielrechnung für ein feinblasiges Druckbelüftungssystem und für ein Oberflächenbelüftungssystem beschrieben.

#### Zusammenstellung der benötigten Eingangsparameter

Die täglichen Sauerstoffverbräuche sind oben auf Basis mittlerer Frachten ermittelt worden und bilden somit die Eingangsparameter für den mittleren Lastfall 1. Wie in 7.4.1 beschrieben, muss zur Ermittlung der  $OV_d$ -Werte des maximalen Lastfalls 2 die gesamte in Abschnitt 6 beschriebene Berechnung erneut mit maximalen maßgebenden Frachten durchgeführt werden. In dieser Beispiel-

rechnung wurde zur Ermittlung dieser Werte vereinfachend die Annahme getroffen, dass sich die täglichen Sauerstoffverbräuche des mittleren Lastfalls 1 um den Faktor 1,55 erhöhen. Dieser Faktor wurde überschlägig aus der Beispielrechnung im Anhang A.1 des DWA-M 229-1 (2017), die auf realen Betriebsdaten einer kommunalen Belebungsanlage basiert, abgeleitet. Für den Lastfall 3 werden die gleichen Eingangsparameter wie für den Lastfall 1 verwendet, da der  $OV_h$  hier auf Basis des Sauerstoffverbrauchs für die endogene Atmung berechnet wird.

Entsprechend der in Tabelle B.2, Nr. 4, zusammengestellten Eingangsparameter für die Beispielrechnung wurde die Wassertemperatur als Eingangsparameter für die Lastfälle 1 und 3 mit  $T_w = 30\text{ °C}$  angesetzt. Für den maximalen Lastfall 2 wird gemäß DWA-M 229-1 (2017) häufig eine höhere Bemessungstemperatur als für den mittleren Lastfall gewählt. Da der Anwendungsbereich der hier dargestellten Bemessungsalgorithmen allerdings bis maximal  $30\text{ °C}$  begrenzt ist, wurde hier für den Lastfall 2 keine höhere Wassertemperatur angesetzt.

Da es sich hier um eine fiktive Beispielrechnung handelt, wird der bei der Bemessung von Belüftungssystemen für den Prognose- bzw. Revisions-Zustand zu berücksichtigende Lastfall 4 nachfolgend nicht behandelt.

Sämtliche für die Bemessung des Belüftungssystems benötigten Eingangsparameter sind in Tabelle B.8 zusammengestellt:

Tabelle B.8: Eingangsgrößen für die Bemessung des Belüftungssystems

| Eingangsparameter   | Einheit | Lastfall 1 | Lastfall 2 | Lastfall 3 |
|---|---------|------------|------------|------------|
| täglicher Sauerstoffverbrauch für die C-Elimination ( $OV_{d,C,aM}$ )   | kg/d    | 4.515,60   | 6.999,18   | 4.515,60   |
| täglicher Sauerstoffverbrauch für die Nitrifikation ( $OV_{d,N,aM}$ )   | kg/d    | 3.980,94   | 6.170,46   | -          |
| täglicher Sauerstoffverbrauch für die C-Elimination, der durch die Denitrifikation gedeckt wird ( $OV_{d,D,aM}$ ) | kg/d    | 1.904,19   | 2.951,49   | -          |
| Gesamtschlammalter ( $t_{TS}$ )   | d       | 3,4        | 3,4        | 3,4        |
| Wassertemperatur im Belebungsbecken ( $T_w$ )   | °C      | 30         | 30         | 30         |
| Salzkonzentration unter Betriebsbedingungen ( $S_{TDS,u}$ )   | g/l     | 10         | 10         | 10         |
| Salzkonzentration in Leitungswasser gemäß Herstellerangaben ( $S_{TDS,sl}$ )                                      | g/l     | 0,3        | 0,3        | 0,3        |
| geodätische Höhe der Anlage ( $h_{geo}$ )   | m ü NN  | 0          | 0          | 0          |

**Berechnung des stündlichen Sauerstoffverbrauchs  $OV_h$**

Der stündliche durchschnittliche Sauerstoffverbrauch  $OV_{h,aM}$  für den Lastfall 1 berechnet sich zu:

$$OV_{h,aM} = \frac{(OV_{d,C,aM} - OV_{d,D,aM}) + OV_{d,N,aM}}{24} = \frac{(4.515,60 - 1.904,19) + 3.980,94}{24} = 274,68 \text{ kg/h}$$

Gemäß Tabelle 7.1 sind bei einem Gesamtschlammalter von 3,4 d der Stoßfaktor  $f_C$  mit 1,33 und der Stoßfaktor  $f_N$  mit 2,4 anzusetzen. Der stündliche maximale Sauerstoffverbrauch  $OV_{h,max}$  für den Lastfall 2 berechnet sich gemäß 7.4.2 bei  $f_C = 1$  und  $f_N = 2,4$  zu:

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

$$= \frac{1 \cdot (6.999,18 - 2.951,49) + 2,4 \cdot 6.170,46}{24} = 785,70 \text{ kg/h}$$

Der stündliche maximale Sauerstoffverbrauch  $OV_{h,\max}$  für den Lastfall 2 berechnet sich bei  $f_C = 1,33$  und  $f_N = 1$  zu:

$$\begin{aligned} OV_{h,\max} &= \frac{f_C \cdot (OV_{d,C,\max} - OV_{d,D,\max}) + f_N \cdot OV_{d,N,\max}}{24} \\ &= \frac{1,33 \cdot (6.999,18 - 2.951,49) + 1 \cdot 6.170,46}{24} = 481,41 \text{ kg/h} \end{aligned}$$

Der höhere der beiden berechneten Werte für  $OV_{h,\max}$  ist für den Lastfall 2 maßgebend, was in diesem Fall 785,70 kg/h entspricht.

Der stündliche minimale Sauerstoffverbrauch  $OV_{h,\min}$  für den Lastfall 3 berechnet sich zu:

$$OV_{h,\min} = \frac{OV_{d,C,aM}}{\left( \frac{3,92}{t_{TS} \cdot 1,072^{(T_{w,aM}-15)}} + 1,66 \right) \cdot 24} = \frac{4.515,60}{\left( \frac{3,92}{3,4 \cdot 1,072^{(30-15)}} + 1,66 \right) \cdot 24} = 91,05 \text{ kg/h}$$

### Berechnung der erforderlichen Sauerstoffzufuhr $SOTR$ bei Druckbelüftungssystemen

Es wird von einer Wassertiefe im Belebungsbecken  $h_{BB} = 5,0$  m sowie von einer Einblastiefe  $h_D = 4,8$  m ausgegangen. Der Tiefenfaktor  $f_d$  berechnet sich damit zu:

$$f_d = 1 + \frac{h_D}{20,7} = 1 + \frac{4,8}{20,7} = 1,23$$

Der Salzkorrekturfaktor der Sauerstoffsättigungskonzentration in Leitungswasser berechnet sich nach Gl. (7.2) bei einer Salzkonzentration in Leitungswasser gemäß Herstellerangaben von 0,3 g/l zu:

$$\beta_{St} = 1 - 0,01 \cdot S_{TDS,St} = 1 - 0,01 \cdot 0,3 = 1,00$$

Der Salzkorrekturfaktor des Belüftungskoeffizienten in Leitungswasser berechnet sich nach Gl. (7.4) bei einer Salzkonzentration in Leitungswasser gemäß Herstellerangaben von 0,3 g/l zu:

$$f_{S,St} = 1 + 0,08 \cdot S_{TDS,St} = 1 + 0,08 \cdot 0,3 = 1,02$$

Zur Stickstoffelimination wird im Beispiel eine vorgeschaltete Denitrifikation vorgesehen. Dementsprechend werden die  $\alpha$ -Werte gemäß Tabelle 7.2 für den Lastfall 1 mit 0,75, für den Lastfall 2 mit 0,60 und für den Lastfall 3 mit 0,85 angesetzt.

Der Salzkorrekturfaktor des Belüftungskoeffizienten unter Betriebsbedingungen berechnet sich nach Gl. (7.5) bei einer Salzkonzentration unter Betriebsbedingungen von 10 g/l zu:

$$f_{S,\alpha} = 1 + 0,08 \cdot S_{TDS,\alpha} = 1 + 0,08 \cdot 10 = 1,8$$

Der Salzkorrekturfaktor der Sauerstoffsättigungskonzentration unter Betriebsbedingungen berechnet sich nach Gl. (7.3) bei einer Salzkonzentration unter Betriebsbedingungen von 10 g/l zu:

$$\beta_\alpha = 1 - 0,01 \cdot S_{TDS,\alpha} = 1 - 0,01 \cdot 10 = 0,9$$

Die Sauerstoffsättigungskonzentration bei einer Wassertemperatur von  $T_w = 30$  °C berechnet sich zu:

$$C_{S,T} = \frac{2.234,34}{(T_W + 45,93)^{1,31403}} = \frac{2.234,34}{(30 + 45,93)^{1,31403}} = 7,55 \text{ mg/l}$$

Da sich die Belebungsanlage in der Beispielrechnung auf einer geodätischen Höhe von 0 m ü. NN befindetet, ist der atmosphärische Luftdruck  $p_{atm}$  bei allen drei Lastfällen mit 1.013 hPa anzunehmen.

Die Sauerstoffkonzentration  $C_x$  im Belebungsbecken wird für alle drei Lastfälle mit 2 mg/l angesetzt.

Der Temperaturkorrekturfaktor für den Belüftungskoeffizienten bei  $T_w$  berechnet sich bei einer Wassertemperatur von 30 °C zu:

$$\theta^{(T_w-20)} = 1,024^{(30-20)} = 1,268$$

Die erforderliche Sauerstoffzufuhr  $SOTR$  berechnet sich für alle drei Lastfälle nach Gleichung (7.1):

$$SOTR = \frac{f_d \cdot \beta_{St} \cdot C_{S,20} \cdot f_{S,St}}{\alpha \cdot f_{S,\alpha} \cdot \left( f_d \cdot \beta_{\alpha} \cdot C_{S,T} \cdot \frac{p_{atm}}{1.013} - C_x \right) \cdot \theta^{(T_w-20)}} \cdot OV_h$$

Die erforderliche Sauerstoffzufuhr  $SOTR_{aM}$  für den Lastfall 1 berechnet sich zu:

$$SOTR_{aM} = \frac{1,23 \cdot 1,00 \cdot 9,09 \cdot 1,02}{0,75 \cdot 1,8 \cdot \left( 1,23 \cdot 0,9 \cdot 7,55 \cdot \frac{1.013}{1.013} - 2 \right) \cdot 1,024^{(30-20)}} \cdot 274,68 = 287,68 \text{ kg/h}$$

Die erforderliche Sauerstoffzufuhr  $SOTR_{max}$  für den Lastfall 2 berechnet sich zu:

$$SOTR_{max} = \frac{1,23 \cdot 1,00 \cdot 9,09 \cdot 1,02}{0,60 \cdot 1,8 \cdot \left( 1,23 \cdot 0,9 \cdot 7,55 \cdot \frac{1.013}{1.013} - 2 \right) \cdot 1,024^{(30-20)}} \cdot 785,70 = 1.028,65 \text{ kg/h}$$

Die erforderliche Sauerstoffzufuhr  $SOTR_{min}$  für den Lastfall 3 berechnet sich zu:

$$SOTR_{min} = \frac{1,23 \cdot 1,00 \cdot 9,09 \cdot 1,02}{0,85 \cdot 1,8 \cdot \left( 1,23 \cdot 0,9 \cdot 7,55 \cdot \frac{1.013}{1.013} - 2 \right) \cdot 1,024^{(30-20)}} \cdot 91,05 = 84,15 \text{ kg/h}$$

Die Berechnung von  $SOTR$  für Druckbelüftungssysteme ist mit sämtlichen erforderlichen Eingangsparametern für alle drei Lastfälle in Tabelle B.9 zusammengestellt.

Tabelle B.9: Berechnung von  $SOTR$  bei Druckbelüftungssystemen

| Parameter  | Einheit | Lastfall 1 | Lastfall 2 | Lastfall 3 |
|--|---------|------------|------------|------------|
| Einblastiefe ( $h_D$ )   | m       | 4,80       | 4,80       | 4,80       |
| Tiefenfaktor ( $f_d$ )   | -       | 1,23       | 1,23       | 1,23       |
| Salzkorrekturfaktor in Leitungswasser ( $\beta_{St}$ )           | -       | 1,00       | 1,00       | 1,00       |
| Sauerstoffsättigungskonzentration bei 20 °C ( $C_{S,20}$ )       | mg/l    | 9,09       | 9,09       | 9,09       |
| Salzkorrekturfaktor in Leitungswasser ( $f_{S,St}$ )             | -       | 1,02       | 1,02       | 1,02       |
| Grenzflächenfaktor ( $\alpha$ )                                  | -       | 0,75       | 0,6        | 0,85       |
| Salzkorrekturfaktor unter Betriebsbedingungen ( $f_{S,\alpha}$ ) | -       | 1,80       | 1,80       | 1,80       |

| Parameter  | Einheit | Lastfall 1 | Lastfall 2 | Lastfall 3 |
|--|---------|------------|------------|------------|
| Salzkorrekturfaktor unter Betriebsbedingungen ( $\beta_\alpha$ ) | -       | 0,90       | 0,90       | 0,90       |
| Sauerstoffsättigungskonzentration bei $T_w$ ( $C_{S,T}$ )        | mg/l    | 7,55       | 7,55       | 7,55       |
| atmosphärischer Luftdruck ( $p_{atm}$ )                          | hPa     | 1.013      | 1.013      | 1.013      |
| Sauerstoffkonzentration im Becken ( $C_x$ )                      | mg/l    | 2,0        | 2,0        | 2,0        |
| Temperaturkorrekturfaktor Belüftungskoeffizient ( $\theta$ )     | -       | 1,268      | 1,268      | 1,268      |
| stündlicher Sauerstoffverbrauch ( $OV_h$ )                       | kg/h    | 274,68     | 785,70     | 91,05      |
| erforderliche Sauerstoffzufuhr ( $SOTR$ )                        | kg/h    | 287,69     | 1.028,65   | 84,15      |

Für die weitere Bemessung von Druckbelüftungssystemen ergeben sich nach den hier beschriebenen Bemessungsempfehlungen keine Veränderungen im Vergleich zum Merkblatt DWA-M 229-1 (2017). Für die weiteren Berechnungsschritte wird daher auf die ausführlichen Beispielrechnungen in DWA-M 229-1 verwiesen.

#### Berechnung der erforderlichen Sauerstoffzufuhr $SOTR$ bei Oberflächenbelüftungssystemen

Für das Beispiel eines Oberflächenbelüftungssystems wird von einer Beckentiefe des Belebungsbeckens  $h_{BB}$  von 5,0 m ausgegangen. Der Tiefenfaktor  $f_d$  berechnet sich damit zu:

$$f_d = 1 + \frac{h_{BB}}{150} = 1 + \frac{5,0}{150} = 1,03$$

Die Salzkorrekturfaktoren des Belüftungskoeffizienten  $f_{s,st}$  und  $f_{s,\alpha}$  dürfen bei Oberflächenbelüftungssystemen nicht angesetzt werden.

Gemäß 7.4.6 werden die  $\alpha$ -Werte lastfallunabhängig mit 0,9 angesetzt.

Die erforderliche Sauerstoffzufuhr  $SOTR$  berechnet sich für alle drei Lastfälle nach Gleichung (7.6):

$$SOTR = \frac{f_d \cdot \beta_{st} \cdot C_{S,20}}{\alpha \cdot \left( f_d \cdot \beta_\alpha \cdot C_{S,T} \cdot \frac{p_{atm}}{1.013} - C_x \right) \cdot \theta^{(T_w-20)}} \cdot OV_h$$

Die erforderliche Sauerstoffzufuhr  $SOTR_{aM}$  für den Lastfall 1 berechnet sich zu:

$$SOTR_{aM} = \frac{1,03 \cdot 1,00 \cdot 9,09}{0,9 \cdot \left( 1,03 \cdot 0,9 \cdot 7,55 \cdot \frac{1,013}{1,013} - 2 \right) \cdot 1,024^{(30-20)}} \cdot 274,68 = 448,44 \text{ kg/h}$$

Die erforderliche Sauerstoffzufuhr  $SOTR_{max}$  für den Lastfall 2 berechnet sich zu:

$$SOTR_{max} = \frac{1,03 \cdot 1,00 \cdot 9,09}{0,9 \cdot \left( 1,03 \cdot 0,9 \cdot 7,55 \cdot \frac{1,013}{1,013} - 2 \right) \cdot 1,024^{(30-20)}} \cdot 785,70 = 1.282,73 \text{ kg/h}$$

Die erforderliche Sauerstoffzufuhr  $SOTR_{min}$  für den Lastfall 3 berechnet sich zu:

$$SOTR_{min} = \frac{1,03 \cdot 1,00 \cdot 9,09}{0,9 \cdot \left( 1,03 \cdot 0,9 \cdot 7,55 \cdot \frac{1,013}{1,013} - 2 \right) \cdot 1,024^{(30-20)}} \cdot 91,05 = 148,66 \text{ kg/h}$$

Die Berechnung von *SOTR* für Oberflächenbelüftungssysteme ist mit sämtlichen erforderlichen Eingangsparametern für alle drei Lastfälle in Tabelle B.10 zusammengestellt:

Tabelle B.10: Berechnung von *SOTR* bei Oberflächenbelüftungssystemen

| Parameter  | Einheit | Lastfall 1 | Lastfall 2 | Lastfall 3 |
|--|---------|------------|------------|------------|
| Wassertiefe ( $h_{BB}$ )   | m       | 5,00       | 5,00       | 5,00       |
| Tiefenfaktor ( $f_d$ )   | -       | 1,03       | 1,03       | 1,03       |
| Salzkorrekturfaktor in Leitungswasser ( $\beta_{Si}$ )           | -       | 1,00       | 1,00       | 1,00       |
| Sauerstoffsättigungskonzentration bei 20 °C ( $C_{S,20}$ )       | mg/l    | 9,09       | 9,09       | 9,09       |
| Grenzflächenfaktor ( $\alpha$ )                                  | -       | 0,9        | 0,9        | 0,9        |
| Salzkorrekturfaktor unter Betriebsbedingungen ( $\beta_\alpha$ ) | -       | 0,90       | 0,90       | 0,90       |
| Sauerstoffsättigungskonzentration bei $T_w$ ( $C_{S,T}$ )        | mg/l    | 7,55       | 7,55       | 7,55       |
| atmosphärischer Luftdruck ( $p_{atm}$ )                          | hPa     | 1.013      | 1.013      | 1.013      |
| Sauerstoffkonzentration im Becken ( $C_x$ )                      | mg/l    | 2,0        | 2,0        | 2,0        |
| Temperaturkorrekturfaktor Belüftungskoeffizient ( $\theta$ )     | -       | 1,268      | 1,268      | 1,268      |
| stündlicher Sauerstoffverbrauch ( $OV_h$ )                       | kg/h    | 274,68     | 785,70     | 91,05      |
| erforderliche Sauerstoffzufuhr ( <i>SOTR</i> )                   | kg/h    | 448,44     | 1.282,73   | 148,66     |

Die weitere Bemessung von Oberflächenbelüftungssystemen erfolgt mithilfe von Herstellerangaben.

## B.4 Berechnungsbeispiel für eine Tropfkörperanlage

Im Folgenden wird eine Beispielberechnung für eine Tropfkörperanlage entsprechend den Bemessungsempfehlungen in 8.3 dargestellt.

Für die folgende Beispielrechnung wird die Vorklärung berücksichtigt, deren Bemessung in Beispiel B.2 dargestellt ist. Für die Auslegung der Abwasservorbehandlung sind die in 8.4.1 gegebenen Hinweise zu berücksichtigen.

### B.4.1 Ermittlung der benötigten Eingangsgrößen

Die Beispielberechnung wird für den in Tabelle B.2 benannten Fall Nr. 2 durchgeführt, d. h. mit Anforderungen an die Kohlenstoffelimination und Nitrifikation mit maximalen Ablaufkonzentrationen von  $C_{CSB,\dot{U}W} = 100$  mg/l und  $S_{NH_4,\dot{U}W} = 5$  mg/l. Die Eingangsparameter für die Bemessung der Tropfkörperanlage sind in Tabelle B.11 zusammengestellt:

Tabelle B.11: Eingangsgrößen für die Bemessung des Tropfkörpers

| Eingangsparameter  | Einheit           | Wert   |
|--|-------------------|--------|
| Abwassertemperatur ( $T_w$ )   | °C                | 30     |
| täglicher Trockenwetterabfluss im Jahresmittel ( $Q_{T,d,aM}$ )  | m <sup>3</sup> /d | 20.000 |
| Tagesfracht des CSB in der homogenisierten Probe ( $B_{d,CSB,hom,ZT}$ )                                      | kg/d              | 8.400  |
| Tagesfracht des CSB in der filtrierten Probe; Filtration mit 0,45 µm Membranfilter ( $B_{d,CSB,filtr,ZT}$ )  | kg/d              | 4.480  |
| Tagesfracht der mit 0,45-µm-Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Trocknung bei 105 °C ( $B_{d,TS,ZT}$ ) | kg/d              | 3.500  |
| Tagesfracht des Gesamtstickstoffs ( $B_{d,N,ges,ZT}$ )   | kg/d              | 990    |
| Tagesfracht des Ammoniumstickstoffs ( $B_{d,NH_4,ZT}$ )  | kg/d              | 733    |
| Tagesfracht des Phosphors ( $B_{d,P,ZT}$ )   | kg/d              | 162    |
| Salzgehalt ( $S_{TDS}$ )   | g/l               | 10     |

### Rückbelastung aus der Schlammbehandlung

Für die Beispielberechnung wird vereinfachend keine Rückbelastung aus der Schlammbehandlung angesetzt. Grundsätzlich ist beim Tropfkörperverfahren für die Belastungsdaten der biologischen Stufe die beispielsweise aus einer anaeroben Schlammbehandlung resultierende Rückbelastung an Stickstoff zu beachten.

### Fraktionierung des chemischen Sauerstoffbedarfs

Der CSB im Zulauf des Tropfkörpers, ohne den Rezirkulationsvolumenstrom, wird gemäß 3.1.3 nach Gleichung (3.2) in nachfolgende Fraktionen unterteilt:

$$C_{CSB,ZT} = S_{CSB,abb,ZT} + S_{CSB,inert,ZT} + X_{CSB,abb,ZT} + X_{CSB,inert,ZT}$$

Im vorliegenden Beispiel beträgt die Konzentration des gesamten CSB:

$$C_{CSB,ZT} = \frac{B_{d,CSB,hom,ZT}}{Q_d} = \frac{8.400}{20.000} \cdot 1.000 = 420 \text{ mg/l}$$

Der gelöste inerte Anteil des CSB im Zulauf  $f_s$  liegt zwischen 0,05 und  $0,1 \cdot C_{CSB,ZT}$  (Tabelle 3.2). Wenn keine Messwerte vorliegen, wird für kommunales Abwasser empfohlen, mit  $f_s = 0,05$  zu rechnen:

$$S_{CSB,inert,ZT} = f_s \cdot C_{CSB,ZT} = 0,05 \cdot 420 = 21 \text{ mg/l}$$

Der inerte Teil des partikulären CSB kann als Anteil  $f_A$  des gesamten partikulären CSB geschätzt werden. Zur Berücksichtigung eines erhöhten Vorabbaus in der Kanalisation und in der Vorklärung infolge der hohen Abwassertemperatur wird im Beispiel mit  $f_A = 0,30$  gerechnet.

$$X_{CSB,inert,ZT} = f_A \cdot X_{CSB,ZT} = f_A \cdot (C_{CSB,ZT} - S_{CSB,ZT}) = 0,30 \cdot (420 - 224) = 58,8 \text{ mg/l}$$

Für die Tropfkörperdimensionierung wird die Hydrolyse und der anschließende Abbau von 50 % des  $X_{CSB,abb,ZT}$  berücksichtigt (siehe Tabelle 8.1). Die Konzentration des biologisch abbaubaren, gelösten CSB im Zulauf des Tropfkörpers ( $S_{CSB,abb,ZT}$ ) ergibt sich dann wie folgt (Tabelle 8.1; siehe 8.3.3):

$$\begin{aligned} S_{CSB,abb,ZT} &= S_{CSB,abb,ZT} + 0,5 \cdot X_{CSB,abb,ZT} = S_{CSB,ZT} - S_{CSB,inert,ZT} + 0,5 \cdot (X_{CSB,ZT} - X_{CSB,inert,ZT}) \\ &= 224 - 21 + 0,5 \cdot (196 - 58,8) = 271,6 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

**NH<sub>4</sub>-N-Konzentration im Zulauf zum Tropfkörper**

Die NH<sub>4</sub>-N-Konzentration im Tropfkörperzulauf ergibt sich aus:

$$S_{\text{NH}_4,\text{ZT}} = \frac{B_{\text{d,NH}_4,\text{ZT}}}{Q_d} = \frac{733}{20.000} \cdot 1.000 = 36,7 \text{ mg/l}$$

**B.4.2 Start der Iteration und erste Iterationsschritte (ohne Rezirkulation)**

Die Eingangswerte für die Tropfkörperdimensionierung nach der vorangegangenen Fraktionierung sind in Tabelle B.12 zusammengestellt. Die Konzentrationen  $S_{\text{CSB,abb,ZT}}$  und  $S_{\text{NH}_4,\text{ZT}}$  entsprechen denen am Drehsprenger (für den ersten Berechnungsdurchgang noch ohne Rezirkulation).

Tabelle B.12: Eingangswerte für den Bemessungsalgorithmus

| Parameter im Tropfkörperzulauf   | Einheit           | Wert   |
|--|-------------------|--------|
| Abwassertemperatur ( $T_w$ )   | °C                | 30     |
| täglicher Trockenwetterabfluss ( $Q_{\text{T,d,aM}}$ )                           | m <sup>3</sup> /d | 20.000 |
| Konzentration des biologisch abbaubarem gelösten CSB ( $S_{\text{CSB,abb,ZT}}$ ) | mg/l              | 271,6  |
| Konzentration des Ammoniumstickstoffs ( $S_{\text{NH}_4,\text{ZT}}$ )            | mg/l              | 36,7   |

Für das Reinigungsziel Kohlenstoffelimination und Nitrifikation werden die modifizierte Velz-Gleichung (siehe 8.3.4) und die Gujer-und-Boller-Gleichung (siehe 8.3.5) nach den Vorgaben in 8.3.6 kombiniert und angewendet. Für die in 8.3.1 erläuterte, segmentweise Berechnung der  $S_{\text{CSB,abb}}$  Elimination bzw. der Nitrifikation von  $S_{\text{NH}_4}$  bietet sich eine Umsetzung der Gleichungen in einer Excel-Tabelle an. Weitere Annahmen für den Algorithmus:

- Die Reduktion von  $S_{\text{NH}_4}$  durch Inkorporation in heterotrophe Biomasse wird mit 0,01 g NH<sub>4</sub>-N/g  $S_{\text{CSB,abb,abgeb}}$  angesetzt (siehe Gleichung (8.2) in 8.3.4).
- Unter Berücksichtigung der Hinweise in 8.4.4 wird für das Reinigungsziel Kohlenstoffelimination und Nitrifikation ein 60°-Kreuzstruktur-Füllmaterial mit einer spezifischen Oberfläche von 125 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> gewählt. Die zugehörigen Reaktionskonstanten werden mit  $k_{20} = 0,00240 \text{ (m}^3\text{/h}\cdot\text{m}^2\text{)}^{0,5}$  (siehe Tabelle 8.5) und mit  $j_{\text{N,max}(10)} = 1,8 \text{ g N/(m}^2\cdot\text{d)}$  angesetzt (siehe 8.3.5).
- Die Segmenthöhe für die Berechnungen wird zu 0,1 m gewählt (die endgültige Füllmaterialhöhe muss dann auf das Industriemaß für strukturierte Packungen von 1 foot = 0,305 m angepasst werden).

Zu Beginn wird für die vorhandenen Frachten ein Tropfkörpervolumen von ca. 7.500 m<sup>3</sup> bis 10.000 m<sup>3</sup> abgeschätzt (liegen keine Erfahrungen zur Auslegung von Tropfkörpern vor, ist eine schrittweise Annäherung und evtl. eine höhere Anzahl an Iterationsschritten notwendig). Für dieses Volumen werden zunächst beispielhaft zwei Tropfkörper mit einem Durchmesser von 31 m und einer Höhe im Bereich von 5,2 m bis 6,4 m angenommen.

Die Oberfläche der Tropfkörper beträgt 1.510 m<sup>2</sup>, woraus sich eine hydraulische Beschickung (ohne Rezirkulation) von 0,55 m/h ergibt. Es ist zu beachten, dass der gewählte  $k_{20}$ -Wert von  $0,00240 \text{ (m}^3\text{/h}\cdot\text{m}^2\text{)}^{0,5}$  auf die Tropfkörperhöhe mittels Gleichung (8.11) angepasst werden muss. Diese Anpassung ist für die Iteration bei Veränderung der Tropfkörperhöhe erneut vorzunehmen. Für Füllmaterialhöhen im Bereich von 5,2 m bis 6,4 m sind fünf Iterationsschritte (Füllmaterialhöhen: 5,2 m, 5,5 m, 5,8 m, 6,1 m und 6,4 m) mit Anpassung des  $k_{20}$ -Werts notwendig (die einzelnen Iterationsschritte und Ergebnisse sind im Folgenden nicht dargestellt). Für eine Füllmaterialhöhe von 5,5 m (18 feet nach Industriestandard) konnte eine Übereinstimmung der geforderten mit den be-

rechneten Ablaufwerten gefunden werden, siehe Tabelle B.13. Der auf 5,5 m Füllmaterialhöhe angepasste  $k_{20}$ -Wert beträgt  $k_{20,5,5m} = 0,00231 \text{ (m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2\text{)}^{0,5}$ .

In Tabelle B.13 wurde eine Segmenthöhe ( $\epsilon$ ) von 0,1 m für die Berechnung verwendet. Für eine übersichtlichere Darstellung werden die Ergebnisse im Industriestandard von 1 foot = 0,305 m angegeben (gerundet auf eine Nachkommastelle), mit Ausnahme von Höhen, die für die Anwendung des Algorithmus von besonderer Bedeutung sind (z. B. Start der Nitrifikation).

**Tabelle B.13: Start der Iteration:  $k_{20,5,5m} = 0,00233 \text{ (m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2\text{)}^{0,5}$  angepasst auf eine Füllmaterialhöhe von 5,5 m; Segmenthöhe ( $\epsilon$ ) für die Berechnung = 0,1 m (Werte wurden für die Darstellung auf- bzw. abgerundet)**

| Höhe des Tropfkörpers (m)     | $S_{\text{CSB,abb}}$ nach Gl. (8.1) (mg/l) | Gewichtung (-)                                 | $h_v$ (m)               | Nitrifikation nach Gl. (8.3) (mg/l)             | $S_{\text{NH}_4}$ (mg/l) |
|-------------------------------|--|--|-------------------------|---|--------------------------|
| 0,0 m = Zulauf                | 271,6                                      | 0  | 0                       | 0   | 36,7                     |
| 0,1                           | 257,6                                      | 0  | 0                       | 0   | 36,5                     |
| 0,2                           | 244,4                                      | 0  | 0                       | 0   | 36,4                     |
| 0,305 m = 1 foot              | 231,8                                      | 0  | 0                       | 0   | 36,3                     |
| 0,6                           | 197,9                                      | 0  | 0                       | 0   | 35,9                     |
| 0,9                           | 168,9                                      | 0  | 0                       | 0   | 35,6                     |
| 1,2                           | 144,2                                      | 0  | 0                       | 0   | 35,4                     |
| 1,5                           | 123,1                                      | 0  | 0                       | 0   | 35,2                     |
| 1,8                           | 105,1                                      | 0  | 0                       | 0   | 35,0                     |
| <b>2,0</b>                    | <b>99,7<sup>al</sup></b>                   | <b><math>7,2 \cdot 10^{-8\text{al}}</math></b> | <b>0,1<sup>bl</sup></b> | <b><math>-1,7 \cdot 10^{-6\text{al}}</math></b> | <b>34,9</b>              |
| 2,1                           | 89,7                                       | 0,002  | 0,2                     | -0,05   | 34,8                     |
| 2,4                           | 76,6                                       | 0,03   | 0,5                     | -0,56   | 34,6                     |
| 2,7                           | 65,3                                       | 0,08   | 0,8                     | -1,75   | 34,1                     |
| 3,05 m = 10 feet              | 52,9                                       | 0,20   | 1,2                     | -4,21   | 32,7                     |
| 3,4                           | 45,2                                       | 0,32   | 1,5                     | -6,41   | 30,9                     |
| 3,7                           | 38,6                                       | 0,45   | 1,8                     | -8,68   | 28,5                     |
| 4,0                           | 32,9                                       | 0,59   | 2,1                     | -10,86  | 25,4                     |
| 4,3                           | 28,1                                       | 0,73   | 2,4                     | -12,80  | 21,6                     |
| 4,6                           | 24,0                                       | 0,86   | 2,7                     | -14,39  | 17,4                     |
| 4,9                           | 20,5                                       | 0,98   | 3,0                     | -15,48  | 12,9                     |
| 5,0                           | <b>19,4<sup>cl</sup></b>                   | <b>1<sup>cl</sup></b>                          | <b>3,1</b>              | <b>-15,36</b>                                   | <b>11,3</b>              |
| 5,2                           | 17,5                                       | 1  | 3,3                     | -14,42  | 8,4                      |
| 5,5 m = 18 feet <sup>fl</sup> | <b>14,9</b>                                | <b>1</b>                                       | <b>3,6</b>              | <b>-12,40</b>                                   | <b>4,4<sup>dl</sup></b>  |

Anmerkungen

- a)  $S_{\text{CSB,abb}} \leq 100 \text{ mg/l}$  und die Gujer-und-Boller-Gleichung kommt gewichtet zum Tragen.
- b) Zusammen mit der Gewichtung beginnt auch die Höhe der Nitrifikation und damit  $k$  zu wirken.
- c)  $S_{\text{CSB,abb}} \leq 20 \text{ mg/l}$  und der Gewichtungsfaktor beträgt fortan 1.
- d) Die geforderte  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentration von 5 mg/l im Tagesmittel wird erstmals unterschritten.
- f) Füllmaterialhöhe auf die der  $k_{20}$ -Wert über Gleichung (8.11) angepasst wurde.

Die Zahlenwerte in Tabelle B.13 besitzen nur Gültigkeit für eine Füllmaterialhöhe von 5,5 m, da der  $k_{20}$ -Wert auf diese Höhe angepasst wurde. Wie oben beschrieben, ergibt sich die Abnahme der  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration (siehe Tabelle B.13, letzte Spalte) sowohl durch die Nitrifikation über die Gujer- und Boller-Gleichung (8.3) als auch durch die Inkorporation in die heterotrophe Biomasse mit einem Faktor von  $0,01 \text{ g NH}_4\text{-N/g } S_{\text{CSB,abb,abgeb}}$ .

### B.4.3 Dimensionierung der Nachklärung

Die zugehörige Nachklärung kann nach den Vorgaben des ATV-DVWK-A 281 über die zulässige Oberflächenbeschickung und die hydraulische Aufenthaltszeit dimensioniert werden. Des Weiteren finden sich Hinweise zur Auslegung und Optimierung der Nachklärung in 8.4.2.

Für die Dimensionierung des Nachklärbeckens werden eine hydraulische Aufenthaltszeit von 2,5 h und eine Oberflächenbeschickung von 0,8 m/h, bezogen auf  $Q_{t,1h,max} = 1.060 \text{ m}^3/\text{h}$ , angesetzt. Damit ergibt sich das Nachklärbeckenvolumen zu  $2.650 \text{ m}^3$ , mit einer Oberfläche von  $1.325 \text{ m}^2$  und einer Beckentiefe von 2 m. Die Wahl der hydraulischen Aufenthaltszeit und der Oberflächenbeschickung stellen die maximal zulässigen Werte dar, die zur Einhaltung von TS-Ablaufwerten  $< 20 \text{ mg/l}$  erlaubt werden können.

### B.4.4 Ergebnisprüfung

Nach den ersten Iterationsschritten (siehe B.4.2) mit Anpassung des  $k_{20}$ -Werts auf die Füllmaterialhöhe wird der Ablaufgrenzwert  $S_{\text{NH}_4,\text{ÜW}}$  für zwei Tropfkörper mit einem Durchmesser von je 31 m bei einer Füllmaterialhöhe von 5,5 m eingehalten (siehe Tabelle B.13).

Die Einhaltung des Ablaufgrenzwertes  $C_{\text{CSB},\text{ÜW}}$  ist bei kombinierten kohlenstoffeliminierenden und nitrifizierenden Tropfkörpern durch das Auftreten der Nitrifikation erst nach einer weitgehenden Kohlenstoffelimination gewährleistet. Für die Einhaltung des CSB-Ablaufgrenzwertes muss zusätzlich zur Tropfkörperleistung auch die Leistung der Nachklärung berücksichtigt werden, da neben  $S_{\text{CSB}}$  auch die abtreibenden Feststoffe zur Erhöhung der CSB-Ablaufkonzentration beitragen.  $C_{\text{CSB}}$  im Ablauf setzt sich aus der berechneten  $S_{\text{CSB,abb}}$ , der  $S_{\text{CSB,inert}}$  und dem CSB-Gehalt der partikulären Stoffe im Ablauf der Nachklärung zusammen. Bei 5,5 m ergibt sich  $S_{\text{CSB,abb}}$  zu  $14,9 \text{ mg/l}$ .  $S_{\text{CSB,inert}}$  wurde in B.4.1, Ermittlung der Eingangsgrößen, bereits zu  $21 \text{ mg/l}$  bestimmt. Geht man von  $20 \text{ mg TS/l}$  im Ablauf der Nachklärung aus (laut Auslegung nach ATV-DVWK-A 281 der maximale Wert; siehe B.4.3), der zu 80 % organisch ist und mit  $1,42 \text{ g CSB/g oTS}$  umgerechnet wird, ergibt sich der partikuläre CSB im Ablauf der Nachklärung zu  $22,7 \text{ mg/l}$ . Der  $C_{\text{CSB}}$ -Ablaufwert des Tropfkörpers inklusive Nachklärung beträgt somit  $58,6 \text{ mg/l}$  und liegt damit unter dem Ablaufgrenzwert von  $C_{\text{CSB},\text{ÜW}} = 100 \text{ mg/l}$ .

### B.4.5 Korrektur der hydraulischen Parameter

Für die hydraulische Auslegung ist die benötigte Spülkraft und daraus resultierend die Oberflächenbeschickung ( $q_A$ ) nach Gl. (8.6) und Gl. (8.7) zu bestimmen. Die in Tabelle 8.3 angegebenen Spülkraftfaktoren dienen als Orientierungswerte und wurden für das Berechnungsbeispiel wie folgt gewählt:

$$\vartheta_1(\text{Füllmaterialhöhe}): 3,6; \quad \vartheta_2(\text{mittlere organische Belastung}): 1,8; \quad \vartheta_3(\text{Füllmaterial}): 2,0$$

Faktor  $\vartheta_1$  ergibt sich aus der Füllmaterialhöhe von 5,5 m zu 3,6.  $\vartheta_3$  wird über die spezifische Füllmaterialoberfläche der Kreuzstrukturpackung von  $125 \text{ m}^2/\text{m}^3$  zu 2,0 bestimmt. Für die Bestimmung von  $\vartheta_2$  wird zunächst die organische Raumbelastung benötigt:

$$B_{R,org} = \frac{(C_{CSB,ZT+RZ} - S_{CSB,inert} - X_{CSB,inert}) \cdot Q_d}{V_{TK}} = \frac{(420 - 21 - 58,8) \cdot 20.000}{5,5 \cdot (15,5)^2 \cdot \pi \cdot 2}$$

$$= 0,82 \text{ kg CSB}_{abb}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$$

Für eine mittlere organische Raumbelastung von  $0,82 \text{ kg CSB}_{abb}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  wird  $\vartheta_2$  mit 1,8 angesetzt.

Aus den Faktoren ergibt sich der Richtwert für die Spülkraft zu  $3,6 \cdot 1,8 \cdot 2,0 = 13,0 \text{ mm}$ . Es wird ein 4-armiger Drehsprenger mit einer Umdrehungsgeschwindigkeit von  $0,35 \text{ U/min}$  angenommen (siehe 8.3.8). Die notwendige hydraulische Belastung kann nach Gleichung (8.6) berechnet werden:

$$q_A = SK \cdot a \cdot \frac{n}{1.000} = 13,0 \cdot 4 \cdot 0,35 \cdot \frac{60}{1.000} = 1,09 \text{ m/h}$$

Mit der gewählten Drehsprenger- und Tropfkörperkonfiguration ist eine Mindestbeschickung ( $q_A$ ) von  $1,09 \text{ m/h}$  notwendig, um die Spülkraft von  $13,0 \text{ mm}$  einhalten zu können. Mit dieser hydraulischen Belastung wäre auch die empfohlene Mindestbeschickung von  $0,5 \text{ m/h}$  eingehalten (siehe 8.3.8). Bei einer derzeitigen Flächenbeschickung (ohne Rezirkulation) von  $0,55 \text{ m/h}$  wäre somit eine Rezirkulation von mindestens  $100 \%$  notwendig (daraus folgt:  $q_A = 1,10 \text{ m/h}$ ).

#### B.4.6 Fortsetzung der Iteration (mit Rezirkulation)

Mit der durch die Rezirkulation erhöhten hydraulischen Beschickung wird die Berechnung bzw. Iteration aus B.4.2 fortgeführt. Hierbei müssen die Konzentrationen  $C_{CSB,abb,RZ}$  und  $S_{NH_4,RZ}$  im Rezirkulationsvolumenstrom (= Ablaufkonzentrationen) zur Berechnung der Konzentrationen im Tropfkörperzulauf berücksichtigt werden. Die Iterationsschritte sind dann zur Abstimmung der Konzentrationen im Tropfkörperzu- und -ablauf bzw. der Konzentrationen im Rezirkulationsvolumenstrom notwendig.

Für die Füllmaterialhöhe von  $5,5 \text{ m}$  und eine Rezirkulationsrate von  $100 \%$  bzw. eine Oberflächenbeschickung von  $1,10 \text{ m/h}$  sind die nach  $n$  Iterationsschritten resultierenden Konzentrationen im Tropfkörperzu- und -ablauf in Tabelle B.14 zusammengestellt.

**Tabelle B.14: Konzentrationen im Tropfkörperzulauf und -ablauf nach  $n$  Iterationsschritten; Rezirkulation =  $100 \%$ ,  $q_A = 1,10 \text{ m/h}$ ,  $k_{20,5,5m} = 0,00233 \text{ (m}^3/(\text{h} \cdot \text{m}^2))^{0,5}$  und  $T_w = 30 \text{ °C}$**

| Konzentration im Tropfkörperzulauf (aus der Mischungsrechnung von Zulauf und Rezirkulationsvolumenstrom) | Einheit | Wert  |
|--|---------|-------|
| Konzentration des biologisch abbaubarem gelösten CSB ( $S_{CSB,abb,ZT+RZ}$ )                             | mg/l    | 145,1 |
| Konzentration des Ammoniumstickstoffs ( $S_{NH_4,ZT+RZ}$ )   | mg/l    | 21,2  |
| Konzentration im Tropfkörperablauf (= Rezirkulationsvolumenstrom)  | Einheit | Wert  |
| Konzentration des biologisch abbaubarem gelösten CSB ( $S_{CSB,abb,AT}$ )                                | mg/l    | 18,6  |
| Konzentration des Ammoniumstickstoffs ( $S_{NH_4,AT}$ )  | mg/l    | 5,7   |

Wie Tabelle B.14 entnommen werden kann, wird der  $NH_4$ -N-Überwachungswert bei einer Rezirkulation von  $100 \%$  im Ablauf des  $5,5 \text{ m}$  hohen Füllmaterials überschritten. Aus diesem Grund werden die Füllmaterialhöhe und der  $k_{20}$ -Wert in weiteren Iterationsschritten angepasst und die Ablaufwerte erneut berechnet. Während der Iteration sind die hydraulischen Parameter zu kontrollieren und wenn nötig anzupassen (siehe B.4.5). Nach weiteren  $n$  Iterationsschritten wurden für eine Füllmaterialhöhe von  $5,8 \text{ m}$  und einem angepassten  $k_{20,5,8m} = 0,00227 \text{ (m}^3/(\text{h} \cdot \text{m}^2))^{0,5}$  die geforderten Ablaufwerte erreicht, siehe Tabelle B.15 und Tabelle B.16.

Tabelle B.15: Konzentrationen im Tropfkörperzulauf und -ablauf nach Abschluss der Iteration; Rezirkulation = 100 %,  $q_A = 1,10 \text{ m/h}$ ,  $k_{20,5,8\text{m}} = 0,00227 \text{ (m}^3/(\text{h}\cdot\text{m}^2))^{0,5}$  und  $T_W = 30 \text{ °C}$ 

| Konzentration im Tropfkörperzulauf (aus der Mischungsrechnung von Zulauf und Rezirkulationsvolumenstrom) | Einheit | Wert  |
|--|---------|-------|
| Konzentration des biologisch abbaubarem gelösten CSB ( $S_{\text{CSB,abb,ZT+RZ}}$ )                      | mg/l    | 144,6 |
| Konzentration des Ammoniumstickstoffs ( $S_{\text{NH}_4,\text{ZT+RZ}}$ )                                 | mg/l    | 20,2  |
| Konzentration im Tropfkörperablauf (= Rezirkulationsvolumenstrom)  | Einheit | Wert  |
| Konzentration des biologisch abbaubarem gelösten CSB ( $S_{\text{CSB,abb,AT}}$ )                         | mg/l    | 17,6  |
| Konzentration des Ammoniumstickstoffs ( $S_{\text{NH}_4,\text{AT}}$ )                                    | mg/l    | 3,8   |

Die zugehörigen segmentweisen Berechnungsergebnisse am Ende der Iteration können Tabelle B.16 entnommen werden:

 Tabelle B.16: Segmentweise Berechnung nach Abschluss der Iteration mit Rezirkulationsrate = 100 %,  $q_A = 1,10 \text{ m/h}$ ,  $k_{20,5,8\text{m}} = 0,00227 \text{ (m}^3/(\text{h}\cdot\text{m}^2))^{0,5}$  und  $T_W = 30 \text{ °C}$ 

| Höhe des Tropfkörpers (m) | $S_{\text{CSB,abb}}$ nach Gl. (8.1) (mg/l) | Gewichtung (-)        | $h_v$ (m)         | Nitrifikation nach Gl. (8.3) (mg/l) | $S_{\text{NH}_4}$ (mg/l) |
|---------------------------|--|-----------------------|-------------------|-------------------------------------|--------------------------|
| 0,0 m = Zulauf            | 144,6                                      | 0                     | 0                 | 0                                   | 20,2                     |
| 0,1                       | 139,4                                      | 0                     | 0                 | 0                                   | 20,2                     |
| 0,2                       | 134,5                                      | 0                     | 0                 | 0                                   | 20,1                     |
| 0,305 m = 1 foot          | 129,7                                      | 0                     | 0                 | 0                                   | 20,1                     |
| 0,6                       | 116,3                                      | 0                     | 0                 | 0                                   | 19,9                     |
| 0,9                       | 104,3                                      | 0                     | 0                 | 0                                   | 19,8                     |
| 1,1 <sup>a)</sup>         | 97,0 <sup>a)</sup>                         | 0,00006 <sup>a)</sup> | 0,1 <sup>b)</sup> | -0,0006 <sup>a)</sup>               | 19,7                     |
| 1,2                       | 93,5                                       | 0,0005                | 0,2               | -0,01                               | 19,7                     |
| 1,5                       | 83,8                                       | 0,01                  | 0,5               | -0,09                               | 19,6                     |
| 1,8                       | 75,2                                       | 0,03                  | 0,8               | -0,31                               | 19,4                     |
| 2,1                       | 67,4                                       | 0,07                  | 1,1               | -0,68                               | 19,2                     |
| 2,4                       | 60,5                                       | 0,12                  | 1,4               | -1,18                               | 18,8                     |
| 2,7                       | 54,2                                       | 0,19                  | 1,7               | -1,77                               | 18,3                     |
| 3,05 m = 10 feet          | 46,9                                       | 0,29                  | 2,1               | -2,63                               | 17,3                     |
| 3,4                       | 42,0                                       | 0,38                  | 2,4               | -3,29                               | 16,3                     |
| 3,7                       | 37,7                                       | 0,47                  | 2,7               | -3,92                               | 15,2                     |
| 4,0                       | 33,8                                       | 0,57                  | 3,0               | -4,51                               | 13,8                     |
| 4,3                       | 30,3                                       | 0,66                  | 3,3               | -5,02                               | 12,4                     |
| 4,6                       | 27,2                                       | 0,75                  | 3,6               | -5,44                               | 10,7                     |
| 4,9                       | 24,4                                       | 0,84                  | 3,9               | -5,74                               | 9,0                      |

| Höhe des Tropfkörpers (m) | $S_{\text{CSB,abb}}$ nach Gl. (8.1) (mg/l) | Gewichtung (-) | $h_v$ (m) | Nitrifikation nach Gl. (8.3) (mg/l) | $S_{\text{NH}_4}$ (mg/l) |
|---------------------------|--|----------------|-----------|-------------------------------------|--------------------------|
| 5,2                       | 21,9                                       | 0,93           | 4,2       | -5,90                               | 7,2                      |
| 5,5                       | 19,6 <sup>cl</sup>                         | 1 c            | 4,5       | -5,77                               | 5,4                      |
| 5,8 <sup>f</sup>          | 17,6                                       | 1              | 4,8       | -5,09                               | 3,8 <sup>dj</sup>        |

ANMERKUNGEN

a)  $S_{\text{CSB,abb}} < 100$  mg/l und die Gujer-und-Boller-Gleichung kommt gewichtet zum Tragen.  
 b) Zusammen mit der Gewichtung beginnt auch die Höhe der Nitrifikation und damit  $k$  zu wirken.  
 c)  $S_{\text{CSB,abb}} < 20$  mg/l und der Gewichtungsfaktor beträgt fortan 1.  
 d) Die geforderte  $\text{NH}_4$ -N-Ablaufkonzentration von 5 mg/l im Tagesmittel wird erstmals unterschritten.  
 f) Füllmaterialhöhe auf die der  $k_{20}$ -Wert über Gleichung (8.11) angepasst wurde.

Durch die Änderung der Füllmaterialhöhe müssen die hydraulischen Randbedingungen erneut geprüft werden, vgl. B.4.5. Für eine Füllmaterialhöhe von 5,8 m wurde  $\vartheta_1$  zu 3,8 gewählt. Die mittlere organische Belastung berechnet sich zu 0,78 kg  $\text{CSB}_{\text{abb}}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ , womit  $\vartheta_2$  zu 1,7 bestimmt wurde. Für die Kreuzstrukturpackung mit einer spezifischen Oberfläche von  $125 \text{ m}^2/\text{m}^3$  ergibt sich  $\vartheta_3$  weiterhin zu 2,0. Der Richtwert für die Spülkraft berechnet sich dann zu 12,9 mm. Mit der Rezirkulation von 100 % des Zulaufs und der daraus resultierenden hydraulischen Beschickung von 1,10 m/h können eine Spülkraft von 13 mm bei einem 4-armigen Drehsprenger mit einer Geschwindigkeit von 0,35 U/min erzeugt und die Vorgaben (siehe 8.3.8) weiterhin eingehalten werden.

#### B.4.7 Einfluss des Salzgehalts und Sicherheitskonzept

Wie in 8.3.11 dargelegt, hat der Salzgehalt von 10 g/l NaCl keinen Einfluss auf die Dimensionierung der Tropfkörper. Unter erhöhten Salzgehalten muss jedoch mit einer verlängerten Einfahrphase für die neue Anlage gerechnet werden, in der eine Nitritakkumulation auftreten kann.

Das Vorgehen zur Ableitung von Sicherheiten in Abhängigkeit der gewählten Tropfkörperausführung ist in 8.3.7 beschrieben. Ohne Berücksichtigung weiterer Sicherheitsfaktoren wird bei einem Unschärfefaktor von  $SF_u = 1,05$  bereits eine Erhöhung der Füllmaterialtiefe um eine halbe Lage der strukturierten Packung (0,305 m) auf 6,1 m empfohlen. Optional kann statt der Füllmaterialhöhe auch der Durchmesser der Tropfkörper erhöht werden. Weitere Sicherheitsfaktoren müssen vom planenden Ingenieur anhand der spezifischen Randbedingungen ergänzt werden.

#### B.4.8 Erneute Ergebnisprüfung

Infolge des Sicherheitsfaktors wurde die Füllmaterialhöhe von 5,8 m auf 6,1 m erhöht. Für die neue Füllmaterialhöhe ist nachzuweisen, dass die Ablaufwerte und hydraulischen Randbedingungen noch immer den Vorgaben entsprechen. Die Konzentrationen im Tropfkörperzu- und -ablauf sowie im Rezirkulationsvolumenstrom sind für die neue Füllmaterialhöhe von 6,1 m und den daran angepassten  $k_{20,6,1\text{m}} = 0,00222 (\text{m}^3/(\text{h} \cdot \text{m}^2))^{0,5}$  in Tabelle B.17 zusammengestellt.

Tabelle B.17: Konzentrationen im Tropfkörperzulauf und -ablauf nach Anwendung des Sicherheitskonzepts; Füllmaterialhöhe = 6,1 m; Rezirkulation = 100 %,  $q_A = 1,10 \text{ m/h}$ ;  $k_{20,6,1m} = 0,00222 \text{ (m}^3\text{/(h}\cdot\text{m}^2\text{))}^{0,5}$  und  $T_w = 30 \text{ °C}$

| Konzentration im Tropfkörperzulauf (aus der Mischungsrechnung von Zulauf und Rezirkulationsvolumenstrom) | Einheit | Wert  |
|--|---------|-------|
| Konzentration des biologisch abbaubarem gelösten CSB ( $S_{\text{CSB,abb,ZT+RZ}}$ )                      | mg/l    | 144,1 |
| Konzentration des Ammoniumstickstoffs ( $S_{\text{NH}_4,\text{ZT+RZ}}$ )                                 | mg/l    | 19,5  |
| Konzentration im Tropfkörperablauf (= Rezirkulationsvolumenstrom)  | Einheit | Wert  |
| Konzentration des biologisch abbaubarem gelösten CSB ( $S_{\text{CSB,abb,AT}}$ )                         | mg/l    | 16,6  |
| Konzentration des Ammoniumstickstoffs ( $S_{\text{NH}_4,\text{AT}}$ )                                    | mg/l    | 2,4   |

Unter Berücksichtigung des partikulärem CSB im Ablauf der Nachklärung von 22,7 mg/l und des inerten gelösten CSB von 21,0 mg/l (siehe B.4.4) ergibt sich der homogenisierte CSB im Ablauf der Nachklärung zu  $C_{\text{CSB,AN}} = 16,6 + 22,7 + 21,0 = 60,7 \text{ mg/l}$  und liegt damit unter dem CSB-Ablaufgrenzwert von  $C_{\text{CSB,ÜW}} = 100 \text{ mg/l}$ . Der  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufgrenzwert von  $S_{\text{NH}_4,\text{ÜW}} = 5,0 \text{ mg/l}$  wird mit der berechneten Konzentration von 2,4 mg/l im Ablauf der Tropfkörper eingehalten.

Die Überprüfung der hydraulischen Randbedingungen (siehe B.4.5) ergab keine Änderungen der Spülkraftfaktoren, wodurch die Einhaltung der hydraulischen Vorgaben (siehe 8.3.8) mit einer Rezirkulationsrate von 100 % des Zulaufs und einem 4-armigen Drehsprenger mit einer Geschwindigkeit von 0,35 U/min weiterhin eingehalten werden.

#### B.4.9 Berechnung der Ausgabegrößen und Darstellung der Tropfkörperdimensionen

Neben den bereits dargestellten Berechnungen der CSB- und  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwerte werden im Folgenden die restlichen noch fehlenden Werte für den Ablauf der Nachklärung berechnet.

##### Tagesfracht des Nitratstickstoffs ( $B_{\text{d,NO}_3}$ )

Die  $\text{NO}_3\text{-N}$ -Konzentration im Ablauf der Nachklärung (= Konzentration im Ablauf des Tropfkörpers) kann über eine Bilanzierung bestimmt werden. Wie in 8.3.12 erläutert, kann bei der Rückführung von nitrathaltigem Abwasser in den Zulauf eines aerob kohlenstoffabbauenden Tropfkörpers eine Simultandenitrifikation auftreten. Da diese durch äußere Faktoren leicht zum Erliegen kommt, wird für die Berechnung der Ausgabegrößen jedoch keine Simultandenitrifikation angesetzt. Die N-Inkorporation in die heterotrophe Biomasse wird für die Bilanzierung berücksichtigt. Des Weiteren wird davon ausgegangen, dass keine nennenswerten Mengen an Nitrit erzeugt werden. Damit ergibt sich die Konzentration des Nitratstickstoffs im Ablauf der Nachklärung bzw. im Ablauf des Tropfkörpers (mit  $0,01 \text{ g N/g CSB}_{\text{abb,abgeb}}$ ) zu:

$$\begin{aligned} S_{\text{NO}_3,\text{AT}} &= S_{\text{NO}_3,\text{AN}} = S_{\text{NH}_4,\text{ZT}} - (S_{\text{CSB,abb,ZT}} - S_{\text{CSB,abb,AN}}) \cdot 0,01 - S_{\text{NH}_4,\text{AB}} \\ &= 36,7 - (271,6 - 16,6) \cdot 0,01 - 2,4 = 31,8 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

Die Tagesfracht an Nitratstickstoff ergibt sich dann aus der Multiplikation mit dem täglichen Abfluss  $Q_{\text{T,d,aM}}$ :

$$B_{\text{d,NO}_3} = S_{\text{NO}_3,\text{AN}} \cdot Q_{\text{d}} = 31,8 \cdot 20.000 = 636 \text{ kg/d}$$

**Tagesfracht des Gesamtstickstoffs ( $B_{d,N}$ )**

Die Tagesfracht des Gesamtstickstoffs im Ablauf der Nachklärung setzt sich aus dem nicht nitrifizierten  $NH_4-N$  ( $S_{NH_4,AN} = S_{NH_4,AT}$ ), dem durch die Nitrifikation erzeugten Nitrat ( $S_{NO_3,AN} = S_{NO_3,AT}$ ), dem ggf. im Zulauf zum Tropfkörper vorhandenen Nitrat ( $S_{NO_3,ZT+RZ}$ ) und dem partikulären organischen Stickstoff im Ablauf der Nachklärung ( $C_{orgN,AN}$ ) zusammen. Im Ablauf der Nachklärung wird mit TS-Werten von 20 mg/l gerechnet, von denen 80 % organisch sind (oTS). Im Zulauf zum Tropfkörper ist kein Nitrat vorhanden (siehe Tabelle B.11). Der in die heterotrophe Biomasse inkorporierte Ammoniumstickstoff ergibt sich aus der abgebauten  $S_{CSB,abb}$  mit einem Faktor von 0,01 g N/g  $CSB_{abb,abgeb}$ . Damit resultiert die Konzentration des Gesamtstickstoffs im Ablauf der Nachklärung zu:

$$\begin{aligned}
 C_{N,AN} &= S_{NH_4,AN} + S_{NO_3,AN} + 0,12 \cdot X_{oTS,AN} \\
 &= S_{NH_4,AN} + (S_{NH_4,ZT} - S_{NH_4,AN} - S_{CSB,abb,abgeb} \cdot 0,01) + 0,12 \cdot X_{oTS,AN} \\
 &= 2,4 + (36,7 - 2,4 - 255 \cdot 0,01) + 0,12 \cdot 20 \cdot 0,8 = 36,1 \text{ mg/l}
 \end{aligned}$$

Die Tagesfracht an Gesamtstickstoff ergibt sich dann aus der Multiplikation mit dem Abfluss  $Q_d$ :

$$B_{d,N} = C_{N,AN} \cdot Q_d = 36,1 \cdot 20.000 = 722 \text{ kg/d}$$

**Tagesfracht der (organischen) Trockensubstanz ( $B_{d,TS}$  und  $B_{d,oTS}$ )**

Im Ablauf der Nachklärung wird für dieses Beispiel von maximal zulässigen TS-Konzentrationen von 20 mg/l ausgegangen. Des Weiteren wird angenommen, dass 80 % des TS organisch sind. Zusammen mit der Abwassermenge  $Q_d$  ergeben sich damit die täglichen TS- und oTS-Frachten im Ablauf der Nachklärung zu 400 kg/d bzw. 320 kg/d.

**Ausgabegrößen der Bemessung**

Aus den vorangegangenen Berechnungen resultieren die in Tabelle B.18 zusammengestellten Werte.

Tabelle B.18: Ausgabegrößen (Ablauf Nachklärbecken)

| Ausgangsparameter  | Einheit | Wert  |
|--|---------|-------|
| Tagesfracht des CSB in der homogenisierten Probe ( $B_{d,CSB,hom,AN}$ )<br>(= 60,3 mg/l · $Q_d$ ; siehe B.4.8)   | kg/d    | 1.206 |
| Tagesfracht des CSB in der mit 0,45 µm Membranfilter filtrierten Probe ( $B_{d,CSB,filt,AN}$ )<br>(= (16,6 mg/l + 21 mg/l) · $Q_d$ ; siehe B.4.1 und B.4.6)                      | kg/d    | 752   |
| Tagesfracht der mit 0,45 µm Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Trocknung bei 105 °C ( $B_{d,TS,AN}$ ) (= 20 mg/l · $Q_d$ ; siehe B.4.3)                                   | kg/d    | 400   |
| Tagesfracht der mit 0,45 µm Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Verbrennung bei 500 °C ( $B_{d,oTS,AN}$ )<br>(= 20 mg/l · 0,8 · $Q_d$ ; Annahme 80 % Organik, siehe B.4.3) | kg/d    | 320   |
| Tagesfracht des Gesamtstickstoffs als Stickstoff ( $B_{d,N,AN}$ ) (siehe B.4.9)  | kg/d    | 722   |
| Tagesfracht des Ammoniumstickstoffs als Stickstoff ( $B_{d,NH_4,AN}$ )<br>(= 2,4 mg/l · $Q_d$ ; siehe B.4.6)   | kg/d    | 48    |
| Tagesfracht des Nitratstickstoffs als Stickstoff ( $B_{d,NO_3,AN}$ ) (siehe B.4.9)   | kg/d    | 636   |
| Tagesfracht des Phosphors ( $B_{d,P,AN}$ )<br>(= Eingangswert; die Inkorporation in die Biomasse wird aus Sicherheitsgründen vernachlässigt)                                     | kg/d    | 162   |

Die gewählte Dimensionierung der Tropfkörper und der Nachklärung ist in Tabelle B.19 zusammengestellt.

Tabelle B.19: Dimensionierung der Tropfkörper und Nachklärung

| Tropfkörper   | Einheit        | Wert  |
|---|----------------|-------|
| Anzahl  | -              | 2     |
| Höhe  | m              | 6,1   |
| Durchmesser   | m              | 31    |
| Oberfläche gesamt   | m <sup>2</sup> | 1.510 |
| Volumen gesamt  | m <sup>3</sup> | 9.208 |
| hydraulische Beschickung (inkl. Rezirkulation)                      | m/h            | 1,10  |
| Rezirkulationsrate  | %              | 100   |
| Spülkraft   | mm             | 13,0  |
| Drehsprengerarme  | -              | 4     |
| Drehsprengergeschwindigkeit   | U/min          | 0,35  |
| Nachklärung ( $q_{A,NB} = 0,8$ m/h, $t_{NB} = 2,5$ h) (siehe B.4.3) | Einheit        | Wert  |
| Volumen gesamt  | m <sup>3</sup> | 2.650 |
| Oberfläche gesamt   | m <sup>2</sup> | 1.325 |
| Beckentiefe   | m              | 2     |

## B.5 Berechnungsbeispiel für einen UASB-Reaktor

Im Folgenden wird eine Beispielberechnung für einen UASB-Reaktor entsprechend den Bemessungsempfehlungen in 9.4 dargestellt. Bei dem Beispiel wird keine Vorklärung berücksichtigt, da deren Funktion vom UASB-Reaktor mit übernommen wird.

### B.5.1 Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen

Der Berechnung liegt der in Tabelle B.2 benannte Bemessungsfall Nr. 1 mit Anforderungen an die Kohlenstoffelimination mit einer maximalen Ablaufkonzentration von  $C_{CSB,ÜW} = 100$  mg/l zugrunde. Die Eingangsparameter für die Bemessung des UASB-Reaktors sind in Tabelle B.20 zusammengestellt.

Tabelle B.20: Eingangsgrößen für die Bemessung des UASB-Reaktors

| Eingangsparameter   | Einheit           | Wert   |
|---|-------------------|--------|
| Abwassertemperatur ( $T_w$ )  | °C                | 30     |
| täglicher Trockenwetterabfluss im Jahresmittel ( $Q_{T,d,aM}$ )                 | m <sup>3</sup> /d | 20.000 |
| max. stündlicher Bemessungszufluss (bei Mischsystem: $Q_M$ ) ( $Q_{T,1h,max}$ ) | m <sup>3</sup> /h | 1.060  |
| Tagesfracht des CSB in der homogenisierten Probe ( $B_{d,CCSB,ZR}$ )            | kg/d              | 12.000 |

| Eingangsparameter   | Einheit | Wert  |
|---|---------|-------|
| Konzentration des CSB in der homogenisierten Probe ( $C_{\text{CSB,ZR}}$ )  | mg/l    | 600   |
| Tagesfracht des gelösten CSB in der mit 0,45 µm filtrierten Probe ( $B_{\text{d,CSB,gel,ZR}}$ )                     | kg/d    | 4.160 |
| Konzentration des gelösten CSB in der mit 0,45 µm filtrierten Probe ( $S_{\text{CSB,ZR}}$ )                         | mg/l    | 208   |
| Tagesfracht des partikulären CSB ( $B_{\text{d,CSB,part,ZR}}$ )   | kg/d    | 7.840 |
| Konzentration des partikulären CSB ( $X_{\text{CSB,ZR}}$ )  | mg/l    | 392   |
| Tagesfracht der mit 0,45 µm Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Trocknung bei 105 °C ( $B_{\text{d,TS,ZR}}$ ) | kg/d    | 7.000 |
| Konzentration der mit 0,45 µm Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Trocknung bei 105 °C ( $X_{\text{TS,ZR}}$ ) | mg/l    | 350   |
| Tagesfracht der abfiltrierbaren organischen Stoffe ( $B_{\text{d,oTS,ZR}}$ )  | kg/d    | 4.900 |
| Konzentration der abfiltrierbaren organischen Stoffe ( $GV = 70\%$ bzw. $f_B = 0,3$ ) ( $X_{\text{oTS,ZR}}$ )       | mg/l    | 245   |
| Anteil des partikulären CSB an den abfiltrierbaren organischen Stoffen ( $f_{\text{CSB}}$ )                         | kg/kg   | 1,6   |
| Tagesfracht des Sulfates in der homogenisierten Probe ( $B_{\text{d,S04,ZR}}$ )                                     | kg/d    | 3.000 |
| Konzentration des Sulfates in der homogenisierten Probe ( $S_{\text{S04,ZR}}$ )                                     | mg/l    | 150   |

Wenn der organische Filtrerrückstand und der partikuläre CSB nicht vorliegen, können diese in Anlehnung an 3.1.3 wie folgt abgeschätzt werden:

#### Organischer Filtrerrückstand (oTS)

Mit einem Anteil der anorganischen Stoffe an den abfiltrierbaren Stoffen von  $f_B = 0,3$  ergibt sich:

$$B_{\text{d,oTS}} = B_{\text{d,TS}} \cdot (1 - f_B) = 7.000 \cdot (1 - 0,3) = 4.900 \text{ kg oTS/d}$$

$$X_{\text{oTS}} = B_{\text{d,oTS}} \cdot 1.000 / Q_{\text{T,d,aM}} = 4.900 \cdot 1.000 / 20.000 = 245 \text{ mg oTS/l}$$

#### Partikulärer und gelöster CSB

$$X_{\text{CSB}} = C_{\text{CSB,ZB}} - S_{\text{CSB,ZB}} = X_{\text{TS,ZB}} \cdot 1,6 \cdot (1 - f_B) = 350 \cdot 1,6 \cdot (1 - 0,3) = 392 \text{ mg CSB/l}$$

$$B_{\text{d,CSB,part}} = X_{\text{CSB}} \cdot Q_{\text{T,d,aM}} / 1.000 = 392 \cdot 20.000 / 1.000 = 7.840 \text{ kg CSB/d}$$

$$B_{\text{d,CSB,gel}} = B_{\text{d,CSB}} - B_{\text{d,CSB,part}} = 12.000 - 7.840 = 4.160 \text{ kg CSB/d}$$

$$S_{\text{CSB}} = B_{\text{d,CSB,gel}} \cdot 1.000 / Q_{\text{T,d,aM}} = 4.160 \cdot 1.000 / 20.000 = 208 \text{ mg CSB/l}$$

#### Sulfat

Die biologische Sulfatreduktion steht in Substratkonkurrenz zur Methanogenese, weshalb der Sulfatabbau für die Schätzung der Methanproduktion mitberücksichtigt werden muss. Hier wird eine Zulaufkonzentration von 150 mg/l angenommen, was international einem relativ hohen Wert entspricht (NELTING 2017).

## B.5.2 Schrittweise Bemessung

Nachfolgend wird die Bemessung des UASB-Reaktors entsprechend den in 9.4 beschriebenen Schritten aufgezeigt.

### Schritt 1: Geometrie

#### Schritt 1.1: Reaktorgröße

##### Reaktorhöhe

$$h_{\text{Faulraum}} = h_{\text{Pufferzone}} + h_{\text{Schlammbett}} = 0,5 + 2,0 = 2,5 \text{ m} \quad \text{vgl. (9.4)}$$

$$h_{\text{Reaktor}} = h_{3\text{PA}} + h_{\text{Faulraum}} = 1,5 + 2,5 = 4,0 \text{ m} \quad \text{vgl. (9.5)}$$

##### Reaktorfläche

Gemäß Tabelle 9.4 wird die minimale hydraulische Aufenthaltszeit im Faulraum mit  $t_{R,\text{Faulraum,min}} = 4 \text{ h}$  gewählt (bei  $h_{\text{Faulraum}} = 2,5 \text{ m}$  und  $T = 30 \text{ °C}$ ). Damit ergibt sich:

$$A_{\text{Reaktor}} = \frac{t_{R,\text{Faulraum}} \cdot Q_{T,d}}{h_{\text{Faulraum}} \cdot 24} = \frac{4 \cdot 20.000}{2,5 \cdot 24} = 1.333 \text{ m}^2 \quad \text{vgl. (9.6)}$$

##### Reaktor- und Faulraumvolumen

$$V_{\text{Reaktor}} = A_{\text{Reaktor}} \cdot h_{\text{Reaktor}} = 1.333 \cdot 4,0 = 5.332 \text{ m}^3 \quad \text{vgl. (9.7)}$$

$$V_{\text{Faulraum}} = A_{\text{Reaktor}} \cdot h_{\text{Faulraum}} = 1.333 \cdot 2,5 = 3.333 \text{ m}^3 \quad \text{vgl. (9.8)}$$

#### Schritt 1.2: Hydraulische Begrenzung

##### Bemessungslastfall zur Einhaltung der Ablaufkennwerte bei mittlerer Belastung

$$v_{\text{Auf,Bem}} = \frac{Q_{T,d,aM}}{A_{\text{Reaktor}} \cdot 24} = \frac{20.000}{1.333 \cdot 24} = 0,6 \text{ m/h} \quad \text{vgl. (9.9)}$$

$$\text{Bedingung: } v_{\text{Auf,Bem}} \leq 0,7 \text{ m/h} \rightarrow 0,6 \text{ m/h} \leq 0,7 \text{ m/h} \rightarrow \text{Bedingung erfüllt} \quad \text{vgl. (9.10)}$$

##### Bemessungslastfall zur Verhinderung eines unkontrollierten Ausschwemmens des Schlammбетtes bei maximaler Belastung

$$v_{\text{Auf,max}} = \frac{Q_{T,1h,max}}{A_{\text{Reaktor}}} = \frac{1.060}{1.333} = 0,8 \text{ m/h} \quad \text{vgl. (9.11)}$$

$$\text{Bedingung: } v_{\text{Auf,max}} \leq 1,1 \text{ m/h} \rightarrow 0,8 \text{ m/h} \leq 1,1 \text{ m/h} \rightarrow \text{Bedingung erfüllt} \quad \text{vgl. (9.12)}$$

#### Schritt 1.3: Schlammбетт

$$X_{\text{TS,Faulraum}} = 17 \text{ kg oTS/m}^3 \quad \text{vgl. Tabelle 9.5}$$

$$M_{\text{oTS}} = X_{\text{oTS,Faulraum}} \cdot V_{\text{Faulraum}} = 17 \cdot 3.333 = 56.661 \text{ kg oTS} \quad \text{vgl. (9.13)}$$

$$M_{\text{TS}} = M_{\text{oTS}} / GV_{\text{TS}} = 56.661 / 0,6 = 94.435 \text{ kg TS} \quad \text{vgl. (9.14)}$$

Die beim Betrieb tatsächlich vorhandene TS-Konzentration sollte regelmäßig, in verschiedenen Höhen des Schlammбетtes, gemessen werden. Die hier angegebenen TS-Konzentrationen sind nur als grobe Richtwerte für die Auslegung der Anlage zu verstehen.

## Schritt 2: CSB-Elimination

### Schritt 2.1: Elimination gelöster CSB

Unter der Voraussetzung einer ausreichenden Aufenthaltsdauer  $t_{R,Faulraum,ist} \geq t_{R,Faulraum,min}$  wird die Ablaufkonzentration des gelösten CSB  $S_{CSB,AR}$  in Abhängigkeit von der Zulaufkonzentration  $S_{CSB,ZR} = 208 \text{ mg/l}$  nach Tabelle 9.6 zu  $S_{CSB,AR} = 85 \text{ mg/l}$  gewählt. Damit ergibt sich:

$$B_{d,CSB,gel} = S_{CSB,AR} \cdot Q_{T,d,aM} \cdot 10^{-3} = 85 \cdot 20.000 \cdot 10^{-3} = 1.700 \text{ kg CSB}_{gel}/d \quad \text{vgl. (9.15)}$$

$$B_{d,CSB,gel} = B_{d,CSB,gel,ZR} - B_{d,CSB,gel,AR} = 4.160 - 1.700 = 2.460 \text{ kg CSB}_{gel}/d \quad \text{vgl. (9.16)}$$

### Schritt 2.2: Abbau von partikulärem CSB

$$B_{d,CSB,part,hyd} = \eta_{CSB,part} \cdot B_{d,CSB,part,ZR} / 100 = 35 \cdot 7.840 / 100 = 2.744 \text{ kg CSB}_{part}/d \quad \text{vgl. (9.17)}$$

### Schritt 2.3: Abtrieb von partikulärem CSB

$$X_{CSB,AR} = 90 \text{ mg CSB}_{part} / l \text{ (bei } v_{Auf} = 0,6 \text{ m/h)} \quad \text{vgl. Tabelle 9.7}$$

$$B_{d,CSB,part,AR} = X_{CSB,AR} \cdot Q_{T,d,aM} \cdot 10^{-3} = 90 \cdot 20.000 \cdot 10^{-3} = 1.800 \text{ kg CSB}_{part}/d \quad \text{vgl. (9.18)}$$

$$Q_{T,1h,max} \cdot 24 / Q_{T,d} = 1,27 \leq 1,4 \rightarrow \text{ok}$$

## Schritt 3: Feststoffbilanz

### Schritt 3.1: Feststoffabtrieb

#### oTS-Fracht im Ablauf des UASB-Reaktors

$$X_{oTS,AR} = X_{CSB,AR} / (f_{CSB} \cdot 0,9) = 90 / (1,6 \cdot 0,9) = 63 \text{ mg oTS/l} \quad \text{vgl. (9.19)}$$

$$B_{d,oTS,AR} = X_{oTS,AR} \cdot Q_{T,d,aM} \cdot 10^{-3} = 63 \cdot 20.000 \cdot 10^{-3} = 1.260 \text{ kg oTS/d} \quad \text{vgl. (9.20)}$$

#### TS-Fracht im Ablauf des UASB-Reaktors

$$X_{TS,AR} = X_{oTS,AR} \cdot 100 / GV_{TS} = 63 \cdot 100 / 55 = 115 \text{ mg TS/l} \quad \text{vgl. (9.21)}$$

$$B_{d,TS,AR} = X_{TS,AR} \cdot Q_{T,d,aM} \cdot 10^{-3} = 115 \cdot 20.000 \cdot 10^{-3} = 2.300 \text{ kg TS/d} \quad \text{vgl. (9.22)}$$

#### anorgTS-Fracht im Ablauf des UASB-Reaktors

$$B_{d,anorgTS,AR} = B_{d,TS,AR} - B_{d,oTS,AR} = 2.300 - 1.260 = 1.040 \text{ kg anorgTS/d} \quad \text{vgl. (9.23)}$$

### Schritt 3.2: Hydrolyse der organischen Feststoffe

$$B_{d,oTS,hyd} = B_{d,CSB,part,hyd} / f_{CSB} = 2.744 / 1,6 = 1.715 \text{ kg oTS/d} \quad \text{vgl. (9.24)}$$

$$B_{d,oTS,Rest} = B_{d,oTS,ZR} - B_{d,oTS,hyd} = 4.900 - 1.715 = 3.185 \text{ kg oTS/d} \quad \text{vgl. (9.25)}$$

### Schritt 3.3: Akkumulation der Feststoffe

#### Akkumulation von oTS im Schlammbett

$$B_{d,oTS,akku} = B_{d,oTS,Rest} - B_{d,oTS,AR} = 3.185 - 1.260 = 1.925 \text{ kg oTS/d} \quad \text{vgl. (9.26)}$$

#### Akkumulation des anorgTS im Schlammbett

$$B_{d,anorgTS,ZR} = B_{d,TS,ZR} - B_{d,oTS,ZR} = 7.000 - 4.900 = 2.100 \text{ kg anorgTS/d} \quad \text{vgl. (9.27)}$$

$$B_{d,anorgTS,akku} = B_{d,anorgTS,ZR} - B_{d,anorgTS,AR} = 2.100 - 1.040 = 1.060 \text{ kg anorgTS/d} \quad \text{vgl. (9.28)}$$

#### Akkumulation von TS im Schlammbett

$$B_{d,TS,akku} = B_{d,anorgTS,akku} + B_{d,oTS,akku} = 1.060 + 1.925 = 2.985 \text{ kg TS/d} \quad \text{vgl. (9.29)}$$

**Schritt 3.4: Überschussschlamm**

$$\dot{U}_{S,d,TS} = B_{d,TS,akku} = 2.985 \text{ kg TS/d} \quad \text{vgl. (9.30)}$$

ÜS-Entnahme: 1,0 m über der Faulraum-Unterkante (1,5 m Abstand zur Unterkante des 3PA).

$$Q_{\dot{U}_{S,d,TS}} = \dot{U}_{S,d,TS} / X_{TS,\dot{U}_{S}} = 2.985 / 37 = \text{ca. } 81 \text{ m}^3 \quad \text{vgl. (9.31)}$$

Die beim Betrieb tatsächlich vorhandene TS-Konzentration sollte regelmäßig, in verschiedenen Höhen des Schlammбетtes gemessen werden, um die tatsächlich benötigte ÜS-Entnahmemenge zu ermitteln.

**Schritt 3.5: Schlammalter**

$$t_{TS} = \frac{M_{TS}}{B_{d,TS,AR} + \dot{U}_{S,d,TS}} = \frac{94.435}{2.300 + 2.985} = 18 \text{ d} < t_{TS,Soll,30^\circ\text{C}} \quad \text{vgl. (9.32)}$$

Bedingung:  $t_{TS,ist} \geq t_{TS,soll} = 30 \text{ d} \rightarrow$  nicht erfüllt  $\rightarrow$  Iteration erforderlich vgl. (9.33)

Das beim Betrieb tatsächlich vorhandene Schlammalter sollte in regelmäßigen Abständen mit der hier durchgeführten Bilanz, auf Grundlage der Frachten aus dem Betriebsmonitoring, überwacht werden. Dementsprechend muss dann die in Schritt 3.4 geschätzte ÜS-Menge beim Betrieb angepasst werden. Die Ergebnisse der Iteration sind in Tabelle B.21 angegeben:

**Tabelle B.21: Übersicht Iteration, um  $t_{TS}$  einzuhalten (angepasste Parameter sind fett markiert)**

| Parameter                    | Einheit           | Rechengang 1 | Iteration 1 <sup>*)</sup> | Alternative <sup>**)</sup> |
|------------------------------|-------------------|--------------|---------------------------|----------------------------|
| $h_{\text{Faulraum}}$        | m                 | 2,5          | 2,5                       | <b>3,0</b>                 |
| $h_{\text{Absetzraum}}$      | m                 | 1,5          | 1,5                       | 1,5                        |
| $h_{\text{Reaktor}}$         | m                 | 4,0          | 4,0                       | 4,5                        |
| $t_{R,\text{Faulraum}}$      | h                 | 4,0          | <b>6,7</b>                | <b>5,5</b>                 |
| $A_{\text{Reaktor}}$         | m <sup>2</sup>    | 1.333        | 2.233                     | 1.528                      |
| $V_{\text{Faulraum}}$        | m <sup>3</sup>    | 3.333        | 5.583                     | 4.584                      |
| $V_{\text{Reaktor}}$         | m <sup>3</sup>    | 5.332        | 8.932                     | 6.876                      |
| $X_{oTS,\text{Faulraum}}$    | kg/m <sup>3</sup> | 17           | k.Ä.                      | 21                         |
| $M_{TS}$                     | kg                | 94.435       | 158.185                   | 160.440                    |
| $v_{\text{Auf,Bem}}$         | m/h               | 0,6          | 0,4                       | 0,5                        |
| $v_{\text{Auf,max}}$         | m/h               | 0,8          | 0,5                       | 0,7                        |
| $S_{\text{CSB,AR}}$          | mg/l              | 85           | k.Ä.                      | k.Ä.                       |
| $B_{d,\text{CSB,gel,abgeb}}$ | kg/d              | 2.460        | k.Ä.                      | k.Ä.                       |
| $B_{d,\text{CSB,part,hyd}}$  | kg/d              | 2.744        | k.Ä.                      | k.Ä.                       |
| $X_{\text{CSB,AR}}$          | mg/l              | 90           | 80                        | 85                         |
| $B_{d,\text{CSB,part,AR}}$   | kg/d              | 1.800        | 1.600                     | 1.700                      |
| $B_{d,oTS,AR}$               | kg/d              | 1.260        | 1.120                     | 1.180                      |
| $B_{d,TS,AR}$                | kg/d              | 2.300        | 2.040                     | 2.140                      |
| $X_{\text{TS,AR}}$           | mg/l              | 115          | 102                       | 107                        |
| $B_{d,\text{anorgTS,AR}}$    | kg/d              | 1.040        | 920                       | 960                        |
| $B_{d,oTS,hyd}$              | kg/d              | 1.715        | k.Ä.                      | k.Ä.                       |

| Parameter   | Einheit | Rechengang 1                  | Iteration 1 <sup>*)</sup>     | Alternative <sup>**)</sup>    |
|---|---------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| $B_{d,oTS,akku,d}$  | kg/d    | 1.925                         | 2.065                         | 2.005                         |
| $B_{d,anorgTS,akku}$                                      | kg/d    | 1.060                         | 1.180                         | 1.140                         |
| $B_{d,TS,akku} = \dot{U}S_{d,TS}$                         | kg/d    | 2.985                         | 3.245                         | 3.145                         |
| $t_{TS}$  | d       | $18 < t_{TS,soll,30^\circ C}$ | $30 = t_{TS,soll,30^\circ C}$ | $30 = t_{TS,soll,30^\circ C}$ |
| ANMERKUNGEN   |         |                               |                               |                               |
| *) Änderung $t_R$ . **) Änderung $h_{Faulraum}$ und $t_R$ |         |                               |                               |                               |

Der CSB-Ablaufgrenzwert von  $S_{CSB,\ddot{U}W} = 100$  mg/l wird mit der berechneten Konzentration von  $C_{CSB,AN} = 85 + 90 = 175$  mg/l im Ablauf des UASB-Reaktors erwartungsgemäß nicht eingehalten, sodass weitere Behandlungsschritte erforderlich sind.

#### Schritt 4.1: Gelöste Methanmenge im Ablauf des UASB-Reaktors

$$Q_{d,CH_4,gel,AR} = C_{S,CH_4} \cdot Q_{T,d,aM} = 0,022 \cdot 20.000 = 440 \text{ Nm}^3/\text{d} \quad \text{vgl. (9.34)}$$

Annahme:  $CH_4$ -Konzentration = 70 Vol-% (siehe Tabelle 9.11)

#### Schritt 5.2: Fassbare Methanmenge im 3PA

Reduktion des Methanertrages durch Sulfatreduktion

$$B_{d,SO_4,abgeb} = B_{d,SO_4,ZU} \cdot \eta_{SO_4} / 100 = 3.000 \cdot 70 / 100 = 2.100 \text{ kg SO}_4/\text{d} \quad \text{vgl. (9.35)}$$

$$B_{d,CSB,SO_4} = B_{d,SO_4,abgeb} \cdot 0,67 \text{ kg CSB/kg SO}_{4,red} = 2.100 \cdot 0,67 = 1.407 \text{ kg CSB/d} \quad \text{vgl. (9.36)}$$

Potenzieller Methanertrag

$$B_{d,CSB,CH_4} = (B_{d,CSB,part,hyd} + B_{d,CSB,gel,abgeb}) - B_{d,CSB,SO_4} = 2.744 + 2.460 - 1.407 = 3.797 \text{ kg CSB/d} \quad \text{vgl. (9.37)}$$

$$Q_{d,CH_4} = B_{d,CSB,CH_4} \cdot 0,32 = 3.797 \cdot 0,32 = 1.215 \text{ Nm}^3 \text{ CH}_4/\text{d} \quad \text{vgl. (9.38)}$$

$$Q_{d,CH_4,3PA} = Q_{d,CH_4} - Q_{d,CH_4,gel} = 1.215 - 440 = 775 \text{ Nm}^3 \text{ CH}_4/\text{d} \quad \text{vgl. (9.39)}$$

Der gelöste Methananteil an der Unterkante des Dreiphasenabscheiders beträgt 36 %.

Der in der Gasfassung erfasste Methananteil beträgt 64 %.

## B.6 Berechnungsbeispiel für eine Abwasserteichanlage

Im Folgenden wird für eine Abwasserteichanlage bestehend aus Anaerobteichen mit nachgeschalteten Fakultativteichen eine Beispielberechnung entsprechend den Bemessungsempfehlungen in 10.4.3 und 10.4.4 dargestellt.

### B.6.1 Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen

Die Berechnung wird für den in Tabelle B.2 aufgeführten Fall Nr. 1 durchgeführt, d. h. mit Anforderungen an die Kohlenstoffelimination mit einer maximalen Ablaufkonzentrationen von  $C_{CSB,\ddot{U}W} = 100$  mg/l.

Gemäß Tabelle B.1 liegt ein täglicher Trockenwetterzufluss ( $Q_{T,d,aM}$ ) von  $20.000 \text{ m}^3/\text{d}$  und eine CSB-Tagesfracht ( $B_{d,CSB}$ ) von  $12.000 \text{ kg/d}$  vor, woraus sich eine CSB-Zulaufkonzentration für den Anaerobteich von  $12.000 \text{ kg/d} / 20.000 \text{ m}^3/\text{d} \cdot 1.000 = 600$  mg/l ergibt. Die Eingangsparameter für die Bemessung der Abwasserteiche sind in Tabelle B.22 zusammengestellt:

Tabelle B.22: Eingangsgrößen für die Bemessung einer Abwasserteichanlage

| Eingangsparameter   | Einheit           | Wert   |
|---|-------------------|--------|
| Abwassertemperatur ( $T_w$ )  | °C                | 30     |
| täglicher Trockenwetterabfluss im Jahresmittel ( $Q_{T,d,aM}$ )           | m <sup>3</sup> /d | 20.000 |
| Tagesfracht des CSB in der homogenisierten Probe ( $B_{d,CSB,ZT}$ )       | kg/d              | 12.000 |
| Zulaufkonzentration des CSB in der homogenisierten Probe ( $C_{CSB,ZT}$ ) | mg/l              | 600    |
| Solarstrahlung (SR) im Monatsmittel des sonnenärmsten Monats              | W/m <sup>2</sup>  | 200    |

### B.6.2 Bemessung der Anaerobteiche

Die Bemessung der Anaerobteiche erfolgt gemäß den in Bild 10.1 dargestellten Schritten 1 bis 3:

#### Schritt 1: Bestimmung der zulässigen CSB-Raumbelastung und des Wirkungsgrades

Nach Tabelle 10.3 beträgt die zulässige CSB-Raumbelastung  $B_{R,CSB} = 0,55 \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  für die vorliegende Abwassertemperatur  $T_w = 30 \text{ °C}$ . Die CSB-Reduktion  $\eta_{CSB}$  kann nach Tabelle 10.3 mit rund 60 % abgeschätzt werden. Damit ergibt sich rechnerisch folgende CSB-Konzentration im Ablauf:

$$C_{CSB,AT} = \left(1 - \frac{\eta_{CSB}}{100}\right) \cdot C_{CSB,ZT} = (1 - 0,6) \cdot 600 = 240 \text{ mg/l}$$

#### Schritt 2: Erforderliches Teichvolumen

Das erforderliche Volumen der Anaerobteiche beträgt bei der gegebenen CSB-Zulaufbelastung:

$$V_{T,erf} = \frac{B_{d,CSB,ZT}}{B_{R,CSB}} = \frac{12.000}{0,55} = 21.818 \text{ m}^3$$

#### Schritt 3: Wahl der Teichgeometrie

Gewählte Teichanzahl:  $n = 4$  (parallel angelegte Teiche)

Gewählte Teichgeometrie:  $h = 3 \text{ m}$ ; Freibord:  $1 \text{ m}$ ;  $l = 70 \text{ m}$ ;  $b = 35 \text{ m}$ ;  $l/b = 2:1$ , Böschungsneigung:  $2:1$

Das vorhandene Teichvolumen der vier Einzelteiche beträgt in der Summe:

$$V_{T,vorh} = 4 \cdot 5.592 = 22.367 \text{ m}^3$$

Der jährliche Schlammanfall aus den Anaerobteichen ist für 100.000 E in Abhängigkeit der lokalen Bedingungen in einer Größenordnung zwischen  $5.000 \text{ m}^3$  bis  $20.000 \text{ m}^3$  zu erwarten (vgl. 10.4.3.3). Der tatsächliche Wert hängt unter anderem vom Anteil sedimentierbarer Stoffe im Zulauf und dem durch die Lagerdauer und Temperatur beeinflussten Abbau des Schlammes im Teich ab.

### B.6.3 Bemessung der Fakultativteiche

Die Bemessung der Fakultativteiche erfolgt gemäß den in Bild 10.3 dargestellten Schritten 1 bis 4:

#### Schritt 1: Zulässige Flächenbelastung

Mit einer mittleren Solarstrahlung im sonnenärmsten Monat von  $SR = 200 \text{ W/m}^2$  ergibt sich der Faktor  $f_{\text{Sol}}$  zur Berücksichtigung der Solarstrahlung zu:

$$f_{\text{Sol}} = 1 + (0,0008 \cdot (SR - 150)) = 1 + (0,0008 \cdot (200 - 150)) = 1,04$$

Die zulässige Flächenbelastung  $B_{\text{A,CSB}}$  errechnet sich damit zu:

$$\begin{aligned} B_{\text{A,CSB}} &= 61,5 \cdot (1,125 - 0,0023 \cdot T_{\text{W}})^{(T_{\text{W}} - 25)} \cdot f_{\text{Sol}} = 61,5 \cdot (1,125 - 0,0023 \cdot 30)^{(30 - 25)} \cdot 1,04 \\ &= 84 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{d}) \end{aligned}$$

Anmerkung: Der hier betrachtete Lastfall überschreitet die maximal empfohlene Flächenbelastung bei  $28 \text{ }^\circ\text{C}$  (vgl. Bild 10.4) von  $61,5 \cdot (1,125 - 0,0023 \cdot 28)^{(28 - 25)} \cdot 1,04 = 76,3 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$ , daher werden  $76,3 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$  zur weiteren Auslegung der Teiche angesetzt.

#### Schritt 2: Bestimmung der erforderlichen Teichfläche und des resultierenden Volumens

Die CSB-Zulauffracht  $B_{\text{d,CSB,ZT}}$  entspricht in diesem Fall der CSB-Ablauffracht  $B_{\text{d,CSB,AT,Anaerobt.}}$  aus dem vorgeschalteten Anaerobteich:

$$\begin{aligned} B_{\text{d,CSB,ZT}} &= B_{\text{d,CSB,AT,Anaerobt.}} = \left(1 - \frac{\eta_{\text{CSB,Anaerobt.}}}{100}\right) \cdot B_{\text{d,CSB,ZT,Anaerobt.}} \\ &= (1 - 0,6) \cdot 12.000 = 4.800 \text{ kg/d} \end{aligned}$$

Zur Kontrolle:

$$B_{\text{d,CSB,ZT}} = B_{\text{d,CSB,AT,Anaerobt.}} = C_{\text{CSB,AT,Anaerobt.}} \cdot Q_{\text{T,d,aM}} = \frac{(240 \cdot 20.000)}{1.000} = 4.800 \text{ kg/d}$$

Daraus ergibt sich die erforderliche Teichfläche  $A_{\text{T,erf}}$  nach Gleichung (10.7) zu:

$$A_{\text{T,erf}} = \frac{B_{\text{d,CSB,ZT}} \cdot 1.000}{B_{\text{A,CSB}}} = \frac{4.800 \cdot 1.000}{76,3} = 62.910 \text{ m}^2$$

#### Wahl der Teichgeometrie

gewählte Teich-Anzahl:  $n = 4$  (zweimal zwei in Serie geschaltete Teiche)

gewählte Geometrie:  $h = 1,5 \text{ m}$ ; Freibord:  $1 \text{ m}$ ;  $l = 180 \text{ m}$ ;  $b = 90 \text{ m}$ ;  $l/b = 2:1$ , Böschungsneigung:  $2:1$

Die vorhandene Oberfläche der Teiche beträgt in der Summe:

$$A_{\text{T,vorh}} = 4 \cdot 180 \cdot 90 = 64.800 \text{ m}^2$$

Das resultierende, effektive Teichvolumen  $V_T$  unter Berücksichtigung des Böschungswinkels ergibt sich als Pyramidenstumpf zu:

$$V_T = \frac{h}{3} \cdot (A_0 + A_s + \sqrt{A_0 \cdot A_s}) \cdot n = \frac{1,5}{3} \cdot (16.200 + 14.104 + 15.116) \cdot 4 = 90.840 \text{ m}^3$$

mit:  $A_0$  (m<sup>2</sup>)      Oberfläche Teich  
 $A_s$  (m<sup>2</sup>)      Grundfläche Sohle

**Schritt 3: Berücksichtigung der Sedimentation und des Schlammanfalls**

Der jährliche Schlammanfall in den Fakultativteichen wird für 100.000 E voraussichtlich in einer Größenordnung zwischen 3.000 m<sup>3</sup> bis 5.000 m<sup>3</sup> liegen (vgl. 10.4.3.3). Der tatsächliche Wert hängt von dem durch die Lagerdauer und Temperatur beeinflussten Abbau des Schlammes im Teich ab.

**Schritt 4: Prüfung der Vorbemessung und Bestimmung der CSB-Ablaufkonzentrationen**

Für die Abschätzung der CSB-Ablaufkonzentration werden die Fakultativteiche nach den Anaerobteichen kinetisch vereinfachend als Reaktor mit Pfropfenströmung betrachtet. Mit dem Abbaukoeffizienten  $k_{1(Tw)}$ , der rechnerischen Aufenthaltszeit im Teich  $t_{R,T}$  und der Zulaufkonzentration  $C_{CSB,ZT} = C_{CSB,AT,Anaerob.} = 240 \text{ mg/l}$  lässt sich die Ablaufkonzentration wie folgt berechnen:

$$k_{1(20)} = 0,15 \text{ d}^{-1} \rightarrow k_{1(Tw)} = k_{1(20)} \cdot (1,05)^{Tw-20} = 0,15 \text{ d}^{-1} \cdot (1,05)^{30-20} = 0,244 \text{ d}^{-1}$$

$$t_{R,T} = \frac{V_T}{Q_{T,d,aM}} = \frac{90.840}{20.000} = 4,5 \text{ d}$$

$$C_{CSB,AT} = C_{CSB,ZT} \cdot e^{-k_{1 \cdot t_{R,T}}} = 240 \cdot e^{-0,244 \cdot 4,5} = 80 \text{ mg/l}$$

Mit  $C_{CSB,AT} = 80 \text{ mg/l}$  wird der Ablaufgrenzwert von  $C_{CSB,Üw} = 100 \text{ mg/l}$  eingehalten. Somit werden mit der gewählten Teichauslegung die Ablaufanforderungen rechnerisch erfüllt.

**B.7 Berechnungsbeispiel für eine Verfahrenskombination aus Anaerobteichen und Tropfkörpern**

Die Möglichkeit zur Erreichung höherer Reinigungsziele, als dies mit den Einzelverfahren erzielbar ist, wird in diesem Beispiel anhand einer Kombination aus Anaerobteichen und Tropfkörpern dargestellt. Die Bemessung erfolgt anhand der entsprechenden Bemessungsempfehlungen in 10.4.3 und 8.3.

Das Fließbild der zweistufigen Verfahrenskombination aus Anaerobteichen und Tropfkörpern ist schematisch in Bild B.1 dargestellt.

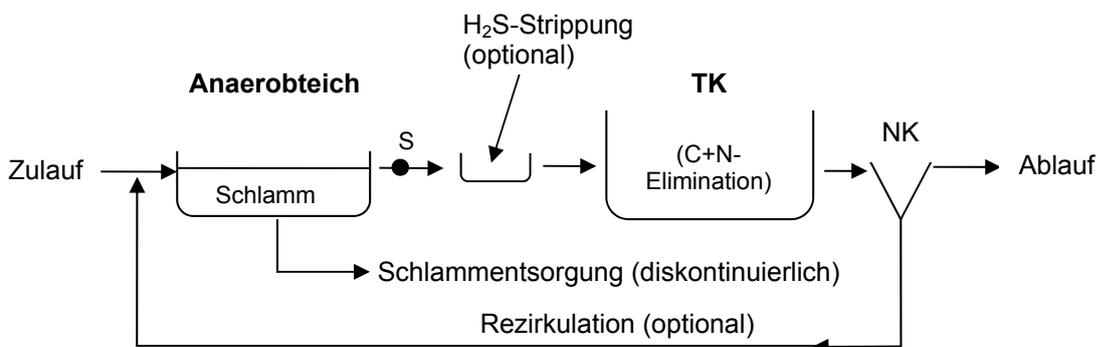


Bild B.1: Fließbild zur Verfahrenskombination von Abwasserteich und Tropfkörper

### B.7.1 Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen

Die Berechnung wird für den in Tabelle B.2 benannten Bemessungsfall Nr. 2 durchgeführt, d. h. mit Anforderungen an die Kohlenstoffelimination und Nitrifikation mit maximalen Ablaufkonzentrationen von  $C_{\text{CSB},\text{ÜW}} = 100 \text{ mg/l}$  und  $S_{\text{NH}_4,\text{ÜW}} = 5 \text{ mg/l}$ .

### B.7.2 Bemessung der Anaerobeiche

Die Bemessung der Anaerobeiche erfolgt gemäß den in Bild 10.1 und im vorstehende Berechnungsbeispiel B.6 dargestellten Schritten. Die zur Bemessung benötigten Eingangsparameter sind in Tabelle B.23 zusammengestellt.

Tabelle B.23: Eingangsgrößen für die Bemessung des Anaerobeichs

| Eingangsparameter  | Einheit           | Wert   |
|--|-------------------|--------|
| Abwassertemperatur ( $T_{\text{W,ZT}}$ )                                   | °C                | 30     |
| täglicher Trockenwetterabfluss im Jahresmittel ( $Q_{\text{T,d,aM}}$ )     | m <sup>3</sup> /d | 20.000 |
| Tagesfracht des CSB in der homogenisierten Probe ( $B_{\text{d,CSB,ZT}}$ ) | kg/d              | 12.000 |
| Konzentration des CSB in der homogenisierten Probe ( $C_{\text{CSB,ZT}}$ ) | mg/l              | 600    |

#### Bestimmung der zulässigen CSB-Raumbelastung und des Wirkungsgrades

Für die vorliegende Abwassertemperatur von  $T_{\text{W}} = 30 \text{ °C}$  beträgt die zulässige CSB-Raumbelastung nach Tabelle 10.3  $B_{\text{R,CSB}} = 0,55 \text{ kg/(m}^3 \cdot \text{d)}$ .

Die CSB-Reduktion wird nach Tabelle 10.3 mit  $\eta_{\text{CSB}} = 60 \text{ %}$  abgeschätzt. Damit ergibt sich rechnerisch folgende CSB-Konzentration im Ablauf:

$$C_{\text{CSB,AT}} = \left(1 - \frac{\eta_{\text{CSB}}}{100}\right) \cdot C_{\text{CSB,ZT}} = (1 - 0,6) \cdot 600 = 240 \text{ mg/l}$$

#### Erforderliches Teichvolumen

Das erforderliche Volumen der Anaerobeiche beträgt bei der gegebenen CSB-Zulaufbelastung:

$$V_{\text{erf.}} = \frac{B_{\text{d,CSB,ZT}}}{B_{\text{R,CSB}}} = \frac{12.000}{0,55} = 21.818 \text{ m}^3$$

Die rechnerische hydraulische Aufenthaltszeit ergibt sich damit zu

$$t_{\text{R}} = \frac{V_{\text{T,erf.}}}{Q_{\text{T,d}}} = \frac{21.818}{20.000} = 1,1 \text{ d}$$

und liegt über der empfohlenen Mindestaufenthaltsdauer von 1 d.

#### Wahl der Teichgeometrie

Die gewählten Teichabmessungen sind in Tabelle B.24 zusammengestellt:

Tabelle B.24: Dimensionierung der Anaerobteiche

| Auslegungsgröße                         | Wert   |
|---|--|
| Teichanzahl ( $n$ )                     | 4 Stück  |
| Teichtiefe ( $h$ )                      | $h = 3$ m, Freibord: 1 m                       |
| Teichlänge ( $l$ ), Teichbreite ( $b$ ) | $l = 70$ m, $b = 35$ m $\rightarrow l/b = 2:1$ |
| Böschungsneigung                        | 2:1  |
| Teichvolumen ( $V_{T, \text{vorh}}$ )   | $4 \cdot 3.982 = 22.367$ m <sup>3</sup>        |

### B.7.3 Bemessung der Tropfkörper

#### Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen

Als Eingangswerte für die Bemessung der Tropfkörper dienen die in Tabelle B.25 zusammengestellten Werte, die die Ablaufwerte aus dem Anaerobteich darstellen. Da für einige Parameter, wie die Stickstoffelimination, keine konkreten Berechnungswerte vorliegen, wurden Annahmen auf Basis von Untersuchungen an verschiedenen Anlagen getroffen (RUDOLPH et al. 2017). Diese haben beispielsweise ergeben, dass die prozentuale Abnahme von  $B_{d, \text{CSB, filt}}$  und  $B_{d, \text{TS}}$  in etwa der Reduktion von  $B_{d, \text{CSB, hom}}$  entspricht. Für den Stickstoffabbau ergeben sich nur geringe Eliminationsgrade; in diesem Beispiel wurde vereinfachend keine Verringerung angesetzt. Für die Phosphorfracht haben Untersuchungen eine Verringerung von rund 15 % ergeben, die hier angesetzt wurde.

Tabelle B.25: Eingangsgrößen für die Bemessung des Tropfkörpers

| Eingangsparameter  | Einheit           | Wert   |
|--|-------------------|--------|
| Abwassertemperatur ( $T_w$ )   | °C                | 30     |
| täglicher Trockenwetterabfluss im Jahresmittel ( $Q_{T, d, aM}$ )  | m <sup>3</sup> /d | 20.000 |
| Tagesfracht des CSB in der homogenisierten Probe ( $B_{d, \text{CSB, hom, ZT}}$ )<br>(= $Q_{T, d, aM} \cdot C_{\text{CSB, ZT}} / 1.000 = 20.000 \cdot 240 / 1.000$ ) | kg/d              | 4.800  |
| Tagesfracht des CSB in der filtrierten Probe; Filtration mit 0,45 µm Membranfilter ( $B_{d, \text{CSB, filt, ZT}}$ )   | kg/d              | 1.792  |
| Tagesfracht der mit 0,45 µm Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Trocknung bei 105 °C ( $B_{d, \text{TS, ZT}}$ )  | kg/d              | 2.800  |
| Tagesfracht des Gesamtstickstoffs ( $B_{d, \text{N, ges, ZT}}$ )   | kg/d              | 1.100  |
| Tagesfracht des Ammoniumstickstoffs ( $B_{d, \text{NH}_4, \text{ZT}}$ )  | kg/d              | 733    |
| Tagesfracht des Phosphors ( $B_{d, \text{P, ZT}}$ )  | kg/d              | 150    |
| Salzgehalt ( $S_{\text{TDS}}$ )  | g/l               | 10     |

Die CSB-Fraktionierung und die weiteren Berechnungsschritte für die Auslegung der Tropfkörper werden im Folgenden nicht explizit dargestellt, es wird auf die Erläuterungen im vorstehenden Berechnungsbeispiel B.4 für Tropfkörperanlagen verwiesen.

**Hinweise zu erhöhten Salz- und Schwefelwasserstoffkonzentrationen im Zufluss**

Wie in 8.3.11 dargelegt, hat der Salzgehalt von 10 g/l NaCl keinen Einfluss auf die Dimensionierung der Tropfkörper. Es sind jedoch verlängerte Einfahrphase zu beachten, um der Biozönose ausreichend Zeit für die Adaption an die hohen Salzgehalte zu geben. In dieser Zeit kann es zu erhöhten Nitritkonzentrationen im Ablauf kommen.

Zu beachten sind zudem erhöhte Konzentrationen an Schwefelwasserstoff (H<sub>2</sub>S) bzw. Sulfid (S<sup>2-</sup>) im Ablauf der anaeroben Vorstufe, da gelöstes H<sub>2</sub>S in höheren Konzentrationen die Nitrifikation hemmt. Dies gilt für den oberen Bereich des Tropfkörpers bis in Tiefen, in denen das H<sub>2</sub>S oxidiert ist. Abhilfe kann eine vorgeschaltete Belüftung (zur Stripptung des H<sub>2</sub>S) schaffen. Zusätzlich sollte die H<sub>2</sub>S-Quelle, z. B. erhöhte Sulfatkonzentrationen im Zulauf zur Kläranlage, geklärt und soweit als möglich unterbunden werden.

**Start der Iteration und erste Iterationsschritte**

Die Eingangswerte für die Tropfkörperdimensionierung nach der Fraktionierung des CSB sind in Tabelle B.26 zusammengestellt. Der S<sub>CSB,inert,AT</sub> wird mit 5 % des C<sub>CSB,AT</sub> und der X<sub>CSB,inert,AT</sub> mit 15 % des X<sub>CSB,AT</sub> angenommen.

**Tabelle B.26: Eingangswerte für den Bemessungsalgorithmus (ohne Rezirkulation)**

| Parameter   | Einheit           | Wert   |
|---|-------------------|--------|
| Abwassertemperatur (T <sub>w</sub> )  | °C                | 30     |
| Täglicher Abwasserzufluss (Q <sub>T,d</sub> )                                   | m <sup>3</sup> /d | 20.000 |
| Konzentration des biologisch abbaubaren gelösten CSB (S <sub>CSB,abb,ZT</sub> ) | mg/l              | 141,5  |
| Konzentration des Ammoniumstickstoffs (S <sub>NH<sub>4</sub>,ZT</sub> )         | mg/l              | 36,7   |

**Ergebniswerte nach der Iteration**

Nach Durchführung der ersten Berechnungs- und Iterationsschritte ohne Rezirkulation (analog zum Berechnungsbeispiel B.4 für Tropfkörperanlagen) ergibt sich ein Bedarf von zwei Tropfkörpern mit einem Durchmesser von 28 m und einer Füllmaterialhöhe von 5,2 m zur Unterschreitung des Ablaufgrenzwerts 5 mg/l NH<sub>4</sub>-N. Als Füllmaterial wurde eine Kreuzstrukturpackung mit einer spezifischen Oberfläche von 125 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> und mit einem k<sub>20,5,1m</sub>-Wert von 0,00240 (m<sup>3</sup>/(h·m<sup>2</sup>))<sup>0,5</sup> gewählt.

Nach weiteren Iterationsschritten zur Anpassung der Hydraulik (vgl. 8.3.8) und nach Berücksichtigung eines Sicherheitskonzeptes (SF = 1,1: Unschärfe des Algorithmus und ggf. störendes Sulfid) ergibt sich ein Bedarf von zwei Tropfkörpern mit einem Durchmesser von 28 m und einer Füllmaterialhöhe von 5,8 m (= 19 foot). Aus der hydraulischen Auslegung folgte eine Rezirkulation von 50 % des Zulaufs und daraus resultierend eine Oberflächenbeschickung q<sub>A</sub> von 1,02 m/h. Für die Abwasserverteilung werden 4-armige Drehsprenger mit einer Umdrehungsgeschwindigkeit von 0,38 U/min gewählt, woraus eine Spülkraft von 11 mm resultiert.

Damit ergeben sich die in Tabelle B.27 zusammengestellten Konzentrationen im Tropfkörperzu- und -ablauf.

Tabelle B.27: Konzentrationen im Tropfkörperzulauf und -ablauf; Füllmaterialhöhe = 5,8 m; Rezirkulation = 50 %,  $q_A = 1,10 \text{ m/h}$ ;  $A_{\text{spez}} = 125 \text{ m}^2/\text{m}^3$ ;  $k_{20,5,8\text{m}} = 0,00227 \text{ (m}^3/(\text{h}\cdot\text{m}^2))^{0,5}$  und  $T_W = 30 \text{ }^\circ\text{C}$ 

| Konzentration im Tropfkörperzulauf (aus der Mischungsrechnung von Zulauf und Rezirkulationsvolumenstrom) | Einheit | Wert |
|--|---------|------|
| Konzentration des biologisch abbaubarem gelösten CSB ( $S_{\text{CSB,abb,ZT+RZ}}$ )                      | mg/l    | 98,0 |
| Konzentration des Ammoniumstickstoffs ( $S_{\text{NH}_4,\text{ZT+RZ}}$ )                                 | mg/l    | 24,7 |
| Konzentration im Tropfkörperablauf (= Rezirkulationsvolumenstrom)  | Einheit | Wert |
| Konzentration des biologisch abbaubarem gelösten CSB ( $S_{\text{CSB,abb,AT}}$ )                         | mg/l    | 10,9 |
| Konzentration des Ammoniumstickstoffs ( $S_{\text{NH}_4,\text{AT}}$ )                                    | mg/l    | 0,8  |

Nach der Tropfkörperdimensionierung schließt sich die Auslegung einer Nachklärung an, die für eine TS-Ablaufkonzentration von maximal 20 mg/l vorgesehen wird. Unter Berücksichtigung eines errechneten partikulärem CSB im Ablauf der Nachklärung von 19,9 mg/l und eines inerten gelösten CSB von 12,0 mg/l ergibt sich der homogenisierte CSB im Ablauf der Nachklärung zu  $C_{\text{CSB,AT}} = 19,9 + 12,0 + 10,9 = 42,8 \text{ mg/l}$  und liegt damit unter dem CSB-Ablaufgrenzwert von  $C_{\text{CSB,ÜW}} = 100 \text{ mg/l}$ . Der  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufgrenzwert von  $S_{\text{NH}_4,\text{ÜW}} = 5,0 \text{ mg/l}$  wird mit der berechneten Konzentration von 0,8 mg/l im Ablauf der Tropfkörper eingehalten.

#### Ausgabewerte und Dimensionierung der Tropfkörper

Als Ergebnis der Berechnung analog zum Berechnungsbeispiel B.4 ergeben sich die in Tabelle B.28 zusammengestellten Ausgabewerte.

Tabelle B.28: Ergebniswerte aus der Bemessung der Tropfkörper (Werte für den Ablauf der Nachklärung)

| Ausgabeparameter  | Einheit | Wert |
|---|---------|------|
| Tagesfracht des CSB in der homogenisierten Probe ( $B_{\text{d,CSB,hom,AN}}$ )<br>(= $43,7 \text{ mg/l} \cdot Q_d$ )  | kg/d    | 856  |
| Tagesfracht des CSB in der mit $0,45 \mu\text{m}$ Membranfilter filtrierten Probe ( $B_{\text{d,CSB,fil,AN}}$ ) (= $(12,0 \text{ mg/l} + 11,8 \text{ mg/l}) \cdot Q_d$ )  | kg/d    | 458  |
| Tagesfracht der mit $0,45 \mu\text{m}$ Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Trocknung bei $105 \text{ }^\circ\text{C}$ ( $B_{\text{d,TS,AN}}$ ) (= $20 \text{ mg/l} \cdot Q_d$ )   | kg/d    | 400  |
| Tagesfracht der mit $0,45 \mu\text{m}$ Membranfilter abfiltrierbaren Stoffe nach Verbrennung bei $500 \text{ }^\circ\text{C}$ ( $B_{\text{d,oTS,AN}}$ )<br>(= $20 \text{ mg/l} \cdot 0,8 \cdot Q_d$ ; Annahme 80 % Organik, vgl. B.4.3) | kg/d    | 320  |
| Tagesfracht des Gesamtstickstoffs als Stickstoff ( $B_{\text{d,N,AN}}$ )<br>(= $(0,8 \text{ mg/l NH}_4\text{-N} + 34,5 \text{ mg/l NO}_3\text{-N} + 0,12 \cdot 16 \text{ mg/l oTS}) \cdot Q_d$ )  | kg/d    | 744  |
| Tagesfracht des Ammoniumstickstoffs als Stickstoff ( $B_{\text{d,NH}_4,\text{AN}}$ )<br>(= $0,8 \text{ mg/l} \cdot Q_d$ ; siehe B.4.6)  | kg/d    | 16   |
| Tagesfracht des Nitratstickstoffs als Stickstoff ( $B_{\text{d,NO}_3,\text{AN}}$ ) (= $34,5 \text{ mg/l} \cdot Q_d$ )   | kg/d    | 690  |

Die gewählte Dimensionierung der Tropfkörper und der Nachklärung ist in Tabelle B.29 zusammengestellt.

**Tabelle B.29: Dimensionierung der Tropfkörper und Nachklärung**

| Auslegungsgröße Tropfkörper  | Einheit        | Wert  |
|--|----------------|-------|
| Anzahl   | -              | 2     |
| Höhe   | m              | 6,1   |
| Durchmesser  | m              | 28    |
| Oberfläche gesamt  | m <sup>2</sup> | 1.232 |
| Volumen gesamt   | m <sup>3</sup> | 6.773 |
| hydraulische Beschickung (inkl. Rezirkulation)   | m/h            | 1,02  |
| Rezirkulationsrate   | %              | 50    |
| Spülkraft  | mm             | 11    |
| Drehsprengerarme   | -              | 4     |
| Drehsprengergeschwindigkeit  | U/min          | 0,38  |
| Auslegungsgröße Nachklärung ( $q_{A,NB} = 0,8 \text{ m/h}$ , $t_{NB} = 2,5 \text{ h}$ ) (s. B.4.3) | Einheit        | Wert  |
| Volumen gesamt   | m <sup>3</sup> | 2.083 |
| Oberfläche gesamt  | m <sup>2</sup> | 1.042 |
| Beckentiefe  | m              | 2     |

## B.8 Berechnungsbeispiel für die anaerobe Klärschlammbehandlung

Im Folgenden wird exemplarisch ein Faulbehälter zur anaeroben Schlammstabilisierung entsprechend den Empfehlungen in Abschnitt 11 bemessen. Für den Standort im tropischen Klima wird ein Faulbehälter ohne Wärmedämmung vorgesehen.

### B.8.1 Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen

Aus den obigen Beispielen B.2 und B.3 für die Vorklärung und die Belebungsanlage mit Stickstoffelimination für 100.000 E werden die in Tabelle B.30 zusammengestellten Eingangsgrößen für die Bemessung der anaeroben Schlammstabilisierung übernommen.

Tabelle B.30: Eingangsgrößen für die Bemessung der anaeroben Schlammbehandlung

| Eingangsparameter   | Einheit  | Wert  |
|---|----------|-------|
| tägliche Primärschlammfracht ( $B_{d,PS}$ )                               | kg TR/d  | 3.500 |
| tägliche Überschussschlammfracht ( $B_{d,ÜS}$ )                           | kg TR/d  | 3.784 |
| mittlere Abwassertemperatur im Jahresmittel ( $T_{W,aM}$ )                | °C       | 30,0  |
| mittlere Abwassertemperatur im Mittel des kältesten Monats ( $T_{W,dM}$ ) | °C       | 25,0  |
| Klima   | tropisch |       |
| mittlere Lufttemperatur im Mittel des kältesten Monats ( $T_{L,dM}$ )     | °C       | 25,5  |

### B.8.2 Schrittweise Bemessung

Nachfolgend werden die in 11.4 erläuterten wesentlichen Schritte der Bemessung der Faulbehälter aufgezeigt.

#### Schritt 1: Schlammfrachten

Der Organikanteil im Primärschlamm ( $GV_{PS}$ ) liegt üblicherweise in einer Größenordnung um 75 %. In diesem Beispiel wird zur Berücksichtigung eines erhöhten Vorabbaus in der Kanalisation infolge der hohen Abwassertemperatur jedoch von einem etwas geringeren Anteil von 70 % ausgegangen (siehe Beispiel B.2), sodass sich die tägliche, organische Primärschlammfracht  $B_{d,PS,oTR}$  wie folgt bemisst:

$$B_{d,PS,oTR} = B_{d,PS} \cdot 0,70 = 3.500 \cdot 0,70 = 2.450 \text{ kg/d}$$

Der Organikanteil im Überschussschlamm ( $GV_{ÜS}$ ) beträgt 70 %, womit sich eine tägliche, organische Überschussschlammfracht ( $B_{d,ÜS,oTR}$ ) ergibt von:

$$B_{d,ÜS,oTR} = B_{d,ÜS} \cdot 0,70 = 3.784 \cdot 0,70 = 2.649 \text{ kg/d}$$

#### Schritt 2: Wahl des Behandlungsverfahrens und des Entsorgungsweges

Als Behandlungsverfahren wird eine konventionelle zweistufige, mesophile Faulung vorgesehen. Die Bemessungstemperatur wird mit  $T_{Faul} = 37 \text{ °C}$  angesetzt. Aufgrund der über das Jahr konstant hohen Luft- und Abwassertemperaturen wird auf eine Wärmedämmung der Faulbehälter verzichtet.

Der Überschussschlamm wird maschinell eingedickt. Es ist keine Co-Vergärung vorgesehen. Nach der Faulung wird der maschinell entwässerte Schlamm solar getrocknet (vgl. nachfolgendes Berechnungsbeispiel B.9) und anschließend landwirtschaftlich verwertet.

#### Schritt 3: Ermittlung des Bemessungsschlammfalls und -schlammalters

Aus den Eingangsdaten der täglichen Schlammfrachten ergibt sich eine tägliche Rohschlammfracht  $B_{d,RS}$  von:

$$B_{d,RS} = B_{d,PS} + B_{d,ÜS} = 3.500 + 3.784 = 7.284 \text{ kg TR/d}$$

Es wird für das Beispiel von einem Feststoffgehalt des Rohschlammes nach der Eindickung von 5,0 % TR ausgegangen. Damit ergibt sich:

$$Q_{RS,d,Bem} = 146 \text{ m}^3/\text{d}$$

Das Bemessungsschlammalter wird mit  $T_{Faul} = 37 \text{ °C}$  und  $EW = 100.000 \text{ E}$  gemäß Tabelle 11.6 gewählt zu:

$$t_{TM,FB,Bem} = 20 \text{ d}$$

Aufgrund der zweistufigen Verfahrensvariante ist eine Abminderung des Bemessungsschlammalters um 25 % möglich (siehe 11.4.3):

$$t_{TM,FB,Bem} = 20 \cdot (1 - 0,25) = 15 \text{ d}$$

#### Schritt 4: Faulbehältervolumen und Anzahl

Um die Anzahl an Faulbehältern, deren Form und Oberfläche sowie das A/V-Verhältnis festlegen zu können, wird zunächst das Faulbehältervolumen ( $V_{FB}$ ) berechnet:

$$V_{FB} = t_{TM,FB,Bem} \cdot Q_{RS,d,Bem} = 15 \cdot 146 = 2.190 \text{ m}^3$$

Daraus lassen sich die Auslegungsgrößen beispielsweise wie folgt wählen:

|                 |                                     |
|-----------------|-------------------------------------|
| Anzahl:         | 2 x 1.200 m <sup>3</sup>            |
| Form:           | Kegelstumpf-Zylinder-Kegel          |
| Wanddicke:      | 0,3 m                               |
| Oberfläche:     | 748 m <sup>2</sup> pro Faulbehälter |
| A/V-Verhältnis: | 0,6                                 |

#### Schritt 5: Abbau der Organik und Abschätzung des Faulgasanfalls

Der Abbaugrad der Organik beträgt für den Primärschlamm  $\eta_{oTR,PS} = 50 \%$  und für den Überschussschlamm  $\eta_{oTR,ÜS} = 35 \%$ . Dabei wird wegen der hohen Wassertemperatur ein verstärkter Vorabbau der organischen Substanz schon auf dem Fließweg zur Kläranlage und in den der Schlammbehandlung vorgelagerten Behandlungsstufen angenommen.

Aus dem anaeroben Abbau im Faulbehälter ergibt sich eine resultierende tägliche Faulschlammfracht von:

$$B_{d,FS} = B_{d,RS} - (B_{d,PS,oTR} \cdot \eta_{oTR,PS} + B_{d,ÜS,oTR} \cdot \eta_{oTR,ÜS}) = 7.284 - (2.450 \cdot 0,50 + 2.649 \cdot 0,35) = 5.132 \text{ kg/d}$$

Der Feststoffgehalt nach der Faulung im Zulauf der Entwässerungsstufe beträgt:

$$TR_{FS} = \frac{B_{d,FS}}{Q_{RS,d,Bem}} = \frac{5.132}{146} = 35 \text{ kg/m}^3 \text{ (entspricht 3,5 \% TR)}$$

Anhand dessen wird eine Faulschlammmentwässerung mittels Dekanter gewählt (vgl. Tabelle 11.8). Der zu erreichende Feststoffgehalt nach der Entwässerung beträgt  $TR_{FS,entw.} = 25 \%$ . Die Menge an entwässertem Schlamm ( $Q_{FS,entw.}$ ) ergibt damit sich zu:

$$Q_{FS,entw.} = \frac{B_{d,FS}}{TR_{FS,entw.}} = \frac{5.132}{0,25 \cdot 1.000} = 20,5 \text{ m}^3/\text{d}$$

Die Faulgasausbeute für den Rohschlamm beträgt nach Tabelle 11.3 rund 0,44 Nm<sup>3</sup> pro Kilogramm zugeführtem oTR. Die Spannweite der Faulgasausbeute liegt zwischen 0,40 und 0,50 Nm<sup>3</sup>/kg oTR<sub>zugeführt</sub>.

Da in der Kanalisation bei den gegebenen hohen Temperaturen ein Vorabbau an leicht verfügbarer Organik stattfindet und diese dem Faulprozess nicht mehr zur Verfügung steht, wird eine reduzierte Faulgasausbeute von  $0,40 \text{ Nm}^3/\text{kg oTR}_{\text{zugeführt}}$  angesetzt. Damit lässt sich der tägliche Faulgasanfall ermitteln:

$$Q_{\text{FG,d}} = 0,40 \cdot 5.099 = 2.040 \text{ Nm}^3/\text{d}$$

Der organische Anteil im Rohschlamm ist aufgrund des Vorabbaus in der Kanalisation vermindert angesetzt worden, sodass die organische Schlammfracht kleiner ausfällt. Zudem wird beim Faulgasanfall eine niedrigere Faulgasausbeute angesetzt, um bei der folgenden Wärmebilanz die verfügbare Prozesswärmemenge nicht zu überschätzen. Tatsächlich kann der Faulgasanfall auch höher liegen, was bei der Dimensionierung des Faulgaspfades (Rohrleitungen, Gasspeicher, -fackel, BHKW etc.) zu beachten ist. Dabei sind auch stündliche Spitzen zu berücksichtigen.

Mit einem Methananteil von 65 % im Faulgas ergibt sich die täglich produzierte Methanmenge:

$$Q_{\text{CH}_4,\text{d}} = 0,65 \cdot 2.040 = 1.326 \text{ Nm}^3/\text{d}$$

Im Vorfeld (siehe B.3) ist aufgrund des Vorabbaus in der Kanalisation der organische Anteil im Rohschlamm und damit die organische Schlammfracht vermindert angesetzt worden. Zudem ist eine niedrige Faulgasausbeute angesetzt worden, um bei der Wärmebilanz die verfügbare Prozesswärmemenge nicht zu überschätzen. Tatsächlich kann der Faulgasanfall auch höher liegen, was bei der Dimensionierung des Faulgaspfades (Rohrleitungen, Gasspeicher, -fackel, BHKW etc.) zu beachten ist.

### Schritt 6: Wärmebilanz

Anhand der Wärmebilanz wird der Wärmebedarf der Faulung inklusive Nebengebäude ermittelt. Auf die Wärmedämmung des Faulbehälters wird verzichtet, wobei sicherzustellen ist, dass der Wärmebedarf der Faulung (mit  $T_{\text{Faul}} = 37 \text{ °C}$ ) für die Rohschlammaufheizung und der Bedarf zum Ausgleich der Transmissionswärmeverluste durch die im Faulgas erhaltene Energie gedeckt ist. Für die Faulgasverwertung kommt ein BHKW zum Einsatz. Aus der täglich anfallenden Methanmenge kann mit dem Energiegehalt von Methan ( $9,96 \text{ kWh/Nm}^3$ ) der Energiegehalt des Faulgases abgeschätzt werden:

$$E_{\text{Faulgas}} = 1.326 \cdot 9,96 = 13.207 \text{ kWh/d}$$

Mit elektrischen und thermischen Wirkungsgraden von  $\eta_{\text{el}} = 39 \text{ %}$  und  $\eta_{\text{th}} = 47 \text{ %}$  im BHKW ergibt sich:

$$E_{\text{el}} = 5.151 \text{ kWh}_{\text{el}}$$

$$E_{\text{th}} = 6.207 \text{ kWh}_{\text{th}}$$

Für die Berechnung der Energiemenge zur Rohschlammaufheizung ( $E_{\text{RS-Erw}}$ ) wird die niedrigste Rohschlammtemperatur angesetzt. Die relevante Rohschlammtemperatur entspricht in etwa der mittleren Abwassertemperatur im Monatsmittel des kältesten Monats von  $T_{\text{W,dM}} = 25,0 \text{ °C}$ . Damit beträgt die zur Rohschlammaufheizung relevante maximale Temperaturdifferenz:  $\Delta T_{\text{W}} = 37 - 25 = 12 \text{ K}$ . Die erforderliche Energiemenge zur Rohschlammaufheizung lässt sich nach Gleichung (11.7) wie folgt ermitteln:

$$E_{\text{RS-Erw}} = 1,16 \cdot \Delta T \cdot Q_{\text{RS,d}} = 1,16 \cdot 12 \cdot 146 = 2.032 \text{ kWh/d}$$

Die aus Transmissionswärmeverlusten resultierende Energiemenge ( $E_{\text{Transm.}}$ ) hängt von der Temperaturdifferenz und dem spezifischen Wärmedurchgang ab. Üblicherweise wird bei wärmedämmten Faulbehältern von einem Wärmedurchgangskoeffizienten von  $1,21 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  ausgegangen. Darin enthalten ist ein Aufschlag von 10 %, was etwa  $0,11 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  entspricht, zur Berücksichtigung von Abstrahlverlusten bei Rohrleitungen und sonstigen maschinellen Einrichtungen. Im vorliegenden Beispiel eines Faulbehälters ohne Wärmedämmung wird infolge des Wandaufbaus ein Wärmedurchgangskoeffizient von  $6,35 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  angesetzt. Dem Wärmedurchgangskoeffizienten liegen in diesem Beispiel ein innerer Wärmeübergangswiderstand von  $R_{\text{Si}} = 0,00025 \text{ (m}^2 \cdot \text{K})/\text{W}$  und eine Wär-

meleitfähigkeit der Stahlbetonwand von  $\lambda = 2,5 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$  zugrunde. Unter der Voraussetzung, dass die maschinellen Einrichtungen eingehaust bzw. außenliegende Rohrleitungen etc. wärmedämmend sind, ist auch hier zur Berücksichtigung der Transmissionswärmeverluste ein Aufschlag von  $0,11 \text{ W/(m}^2\cdot\text{K)}$  enthalten.

Die mittlere Lufttemperatur des kältesten Monats beträgt am betrachteten Standort  $T_{L,dM} = 25,5 \text{ °C}$ . Dieser Wert wird um 20 % zur Berücksichtigung von Temperaturschwankungen innerhalb des Bezugsmonats abgemindert, woraus sich eine Temperaturdifferenz zur Faultemperatur von  $\Delta T_L = 37 - (25,5 \cdot 0,8) = 16,6 \text{ K}$  ergibt.

$$E_{\text{Transm.}} = 6,35 \cdot (2 \cdot 748) \cdot 16,6 \cdot \frac{1}{1000} \cdot 24 = 3.785 \text{ kWh/d}$$

$$E_{\text{RS-Erw}} + E_{\text{Transm.}} = 5.817 \text{ kWh/d} < 6.207 \text{ kWh/d} = E_{\text{th}}$$

Der Wärmebedarf ist, ohne Berücksichtigung des Wärme- bzw. Kältebedarfs (KWKK) von Betriebs- und Bürogebäuden, kleiner als die zur Verfügung stehende Abwärme aus der Faulgasverwertung. Bei Annahme einer erforderlichen Kühlleistung von  $60 \text{ W}$  für  $1 \text{ m}^2$  Bürofläche könnten in diesem Beispiel bei einem Wirkungsgrad von 60 % (z. B. Absorptionskälteanlage) und einer Betriebszeit von 12 h/d aus der Überschusswärme zusätzlich etwa  $800 \text{ m}^2$  Bürofläche klimatisiert werden.

## B.9 Berechnungsbeispiel für die solare Klärschlamm-trocknung

Im Folgenden wird exemplarisch eine solare Klärschlamm-trocknungsanlage für einen Standort im kalten Steppen-klima entsprechend den Empfehlungen in Abschnitt 12 bemessen.

### B.9.1 Zusammenstellung der benötigten Eingangsgrößen

Die Beispielbemessung erfolgt für eine solare Klärschlamm-trocknungsanlage ohne zusätzliche Wärmequelle für die Behandlung des anfallenden Schlamms aus einer für 100.000 E ausgelegten Belebungsanlage mit anaerober Schlammstabilisierung aus dem vorgenannten Beispiel B.8. Die Eingangswerte sind in Tabelle B.31 zusammengestellt:

Tabelle B.31: Eingangsparameter zur Berechnung der solaren Klärschlamm-trocknung

| Eingangsparameter   | Einheit                 | Wert  |
|---|-------------------------|-------|
| tägliche Schlammproduktion ( $\dot{U}S_d$ )                               | kg TR/d                 | 5.132 |
| Trockenrückstand des anfallenden (eingedickten) Schlamms ( $TR_{ET}$ )    | % TR                    | 25    |
| resultierende Masse des täglich eingedickten Schlamms ( $M_{f,d,ET}$ )    | t/d                     | 20,5  |
| zu erreichender Trockenrückstand nach der Schlamm-trocknung ( $TR_{AT}$ ) | % TR                    | 85    |
| Klima   | kaltes Steppen-klima    |       |
| mittlere Jahreslufttemperatur ( $T_L$ )                                   | °C                      | 17,1  |
| Lufttemperatur im wärmsten Monat ( $T_{L,max}$ )                          | °C                      | 30,4  |
| Lufttemperatur im kältesten Monat ( $T_{L,min}$ )                         | °C                      | 3,1   |
| Bestrahlung (Jahressumme der Bestrahlungsstärke)                          | kWh/(m <sup>2</sup> ·a) | 1.910 |
| mittlere Luftfeuchtigkeit   | %                       | 40,0  |

## B.9.2 Bemessung

Die jährliche potenzielle Verdunstung  $E_{p,SKT}$  wird anhand von Gleichung (12.1) berechnet:

$$E_{p,SKT} = \frac{(\tau \cdot H_G + H_H) \cdot (T_i + 22)}{30 \cdot (T_i + 123)} \cdot \left(1 - \frac{\Phi}{100}\right)$$

$$= \frac{(0,8 \cdot 687.600 + 0) \cdot (20,2 + 22)}{30 \cdot (20,2 + 123)} \cdot \left(1 - \frac{40,0}{100}\right) = 3.242 \frac{\text{kg H}_2\text{O}}{\text{m}^2 \cdot \text{a}}$$

mit

$$\tau = 0,8$$

$$H_G = 1.910 \text{ kWh}/(\text{m}^2 \cdot \text{a}) = 687.600 \text{ J}/(\text{cm}^2 \cdot \text{a}) \text{ mit Umrechnungsfaktor } 1 \text{ kWh}/\text{m}^2 = 360 \text{ J}/\text{cm}^2$$

$$H_H = 0 \text{ J}/(\text{cm}^2 \cdot \text{a})$$

$$T_i = 17,1 + 3,1 = 20,2 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Phi = 40,0 \%$$

Für die Berechnung wird die Außenluftfeuchtigkeit angesetzt, da diese in der Regel bekannt ist. Die höhere Wasseraufnahmekapazität, die die Luft durch Erwärmung in der Trocknungsanlage erfährt, wird durch die empirischen Faktoren berücksichtigt.

Die Ermittlung der jährlichen notwendigen Verdunstung  $E_{soll}$  erfolgt anhand von Gleichung (12.2):

$$E_{soll} = M_f \cdot \left(1 - \frac{TR_{ET}}{TR_{AT}}\right) \cdot 1.000 = 7.483 \cdot \left(1 - \frac{25}{85}\right) \cdot 1000 = 5.281.765 \text{ kg H}_2\text{O}/\text{a}$$

mit

$$M_f = 20,5 \frac{\text{t}}{\text{d}} \cdot 365 \frac{\text{d}}{\text{a}} = 7.483 \text{ t/a}$$

$$TR_{ET} = 25 \%$$

$$TR_{AT} = 85 \%$$

Die Trocknungsfläche, auf der im Jahresmittel die erforderliche Wassermenge verdunstet werden kann, ergibt sich nach Gleichung (12.3) mit den oben errechneten jährlichen Verdunstungswerten zu:

$$A_{\text{Trocknung}} = \frac{E_{soll}}{E_{p,SKT}} = \frac{5.281.765}{3.242} = 1.629 \text{ m}^2$$

Der ermittelte Flächenbedarf ist mit der vorhandenen Fläche vor Ort abzugleichen. Dabei ist ein Aufschlag von bis zu 30 % für Einhausung, Transportwege u. ä. zu beachten. Die Trocknungsfläche ist mit sinnvollen Längen- und Breitenmaßen aufzuteilen.

Mit  $TR_{ET} = 25 \%$  ergibt sich die jährliche Schlamm-Feststoffmasse zu:

$$M_t = 20,5 \cdot 365 \cdot 0,25 = 1.871 \text{ t/a}$$

und damit eine rechnerische Feststoffflächenbelastung von:

$$B_{TR,a} = \frac{M_t \cdot 1.000}{A_{\text{Trocknung}}} = \frac{1.871 \cdot 1.000}{1.629} = 1.149 \frac{\text{kg TR}}{\text{m}^2 \cdot \text{a}}$$

Die verdunstete Feuchtigkeit wird mit der Abluft ausgetragen. Für die Ermittlung der Luftwechselrate  $n$  sind zunächst die Feuchtigkeitsparameter zu berechnen.

Die Ermittlung des Sättigungsdampfdrucks  $P_{\text{sat}}$  für die herrschenden Außen- und Innentemperaturen kann nach Tabellenwerk (DIN 4108 Teil 3, Tabelle C.1) oder anhand der Näherungsformeln (12.6) und (12.7) erfolgen:

$$P_{\text{sat,e}} = 610,5 \text{ Pa} \cdot e^{\frac{17,269 \cdot T_e}{237,3 + T_e}} = 610,5 \cdot e^{\frac{17,269 \cdot 17,1}{237,3 + 17,1}} = 1.949 \text{ Pa}$$

$$P_{\text{sat,i}} = 610,5 \text{ Pa} \cdot e^{\frac{17,269 \cdot T_i}{237,3 + T_i}} = 610,5 \cdot e^{\frac{17,269 \cdot 20,2}{237,3 + 20,2}} = 2.366 \text{ Pa}$$

Die Sättigungskonzentration  $v_{\text{sat}}$  beträgt nach Gleichungen (12.8) und (12.9):

$$v_{\text{sat,e}} = \frac{P_{\text{sat,e}}}{R_D \cdot \theta_e} = \frac{1.949}{462 \cdot (273 + 17,1)} = 0,015 \text{ kg/m}^3$$

$$v_{\text{sat,i}} = \frac{P_{\text{sat,i}}}{R_D \cdot \theta_i} = \frac{2.366}{462 \cdot (273 + 20,2)} = 0,017 \text{ kg/m}^3$$

mit  $R_D = 462 \text{ Pa} \cdot \text{m}^3 / (\text{kg} \cdot \text{K})$  und  $\theta_e$  bzw.  $\theta_i$  als absolute Außen- bzw. Innentemperatur.

Die absolute Feuchte der Innen- und Außenluft ergibt sich in Abhängigkeit von der relativen Feuchte:

$$v_e = \Phi_e \cdot v_{\text{sat,e}} = 40,2 \% \cdot 0,015 = 0,006 \text{ kg/m}^3$$

$$v_i = \Phi_i \cdot v_{\text{sat,i}} = 45,2 \% \cdot 0,017 = 0,008 \text{ kg/m}^3$$

Die Luftwechselrate  $n$  für die Trocknungshalle ergibt sich nach Gleichung (12.12) wie folgt:

$$n = \frac{G}{(v_i - v_e \cdot \frac{\theta_e}{\theta_i}) \cdot V} = \frac{603}{(0,008 - 0,006 \cdot \frac{273 + 17,1}{273 + 20,2}) \cdot 5.702} = 51 \text{ h}^{-1}$$

mit

$$G = \frac{E_{p,\text{SKT}}}{8.760} \cdot A = \frac{3.242}{8.760} \cdot 1.629 = 603 \text{ kg/h}$$

$$v_e = 0,006 \text{ kg/m}^3$$

$$v_i = 0,008 \text{ kg/m}^3$$

$$\theta_e = 273 + 17,1 = 290,1 \text{ K}$$

$$\theta_i = 273 + 20,2 = 293,2 \text{ K}$$

$$V = 1.629 \cdot 3,5 = 5.702 \text{ m}^3 \text{ mit einem spez. Volumen der Trocknungshalle von } 3,5 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

## Literatur

### Eingangsgrößen, Reinigungsanforderungen, Kurzzeichen, übergreifende Aspekte (Abschn. 1 bis 4)

AbwV (2016): Verordnung über Anforderungen an das Einleiten von Abwasser in Gewässer (Abwasserverordnung – AbwV). In der Fassung der Bekanntmachung vom 17. Juni 2004, BGBl. I S. 1108, 2625, die durch Artikel 1 der Verordnung vom 1. Juni 2016, BGBl. I S. 1290, geändert worden ist

DWA-A 131 (2016): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. Arbeitsblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef

ATV-DVWK-A 198 (2003): Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen. Arbeitsblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef

DWA-A 202 (2011): Chemisch-physikalische Verfahren zur Elimination von Phosphor aus Abwasser. Arbeitsblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef

DWA-M 229-1 (2017): Systeme zur Belüftung und Durchmischung von Belebungsanlagen – Teil 1: Planung, Ausschreibung und Ausführung. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef

DWA-M 368 (2014): Biologische Stabilisierung von Klärschlämmen. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef

DIN EN 1085 (2007): Abwasserbehandlung – Wörterbuch. Dreisprachige Fassung, Ausgabe: Mai 2007, Beuth Verlag, Berlin

DIN EN 16323 (2014): Wörterbuch für Begriffe der Abwassertechnik. Dreisprachige Fassung, Ausgabe: Juli 2014, Beuth Verlag, Berlin

DWA (2007): Fachwörterbuch Deutsch-Englisch/Englisch-Deutsch. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Hennef, ISBN-13: 978-3-939057-68-0

DWA (2008): Bewertung von Verfahrensstufen zur Abwasseraufbereitung für die Wiederverwendung. DWA-Themen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Hennef, Mai 2008, ISBN: 978-3-940173-69-0 (ab April 2009 unter dem Titel „Aufbereitungsstufen für die Wasserwiederverwendung“, ISBN: 978-3-941089-78-5)

EXPOVAL (2016): Schlussbericht zum BMBF-geförderten Verbundprojekt „Exportorientierte Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet Abwasser – Validierung an technischen Anlagen“ (EXPOVAL), Teilprojekt „Gesamtkoordination und wissenschaftlich-technische Projektbegleitung“, BMBF-Förderkennzeichen: 02WA1252A, Emscher Wassertechnik GmbH, voraussichtliche Veröffentlichung: 2018, abrufbar unter: <https://www.tib.eu>

KfW (2007, 2008, 2010): Ausschreibungsunterlagen. Nicht öffentlich, KfW, Frankfurt

LANGERGRABER, G.; ALEX, J.; WEISSENBACHER, N.; WOERNER, D.; AHNERT, M.; FREHMANN, T.; HALFT, N.; HOBUS, I.; PLATTES, M.; SPERING, V.; WINKLER, S. (2007): Generation of diurnal variation for influent data for dynamic simulation. Paper at 10<sup>th</sup> IWA Specialised Conference on Design, Operation and Economics of Large Wastewater Treatment Plants, 09.09.-13.09.2007, Vienna, Austria, In: Water Science & Technology, 57 (9), pp. 1483-1486

STÜRMEYER, M. (2016): Verbundprojekt EXPOVAL: Validierung von Bemessungsempfehlungen anhand von Auslegungsdaten großtechnischer Abwasserbehandlungsanlagen. Masterarbeit, Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Technische Universität Darmstadt

### Mechanische Vorbehandlung (Abschnitt 5)

ATV (1997): Mechanische Abwasserreinigung. ATV-Handbuch, Abwassertechnische Vereinigung e. V. (Hrsg.), Hennef, Ernst & Sohn, Berlin, 4. Auflage

ATV-DVKW (2003): Vorklärbecken in modernen Kläranlagen. Arbeitsbericht des Fachausschusses KA-5 „Absetzverfahren“, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef

BISCHOF, W. (1998): Abwassertechnik. Mechanische Abwasserreinigung, Stuttgart, 11. Auflage, Kapitel 4.4, S. 388-390

DIN 19569-2 (2016-02): Kläranlagen – Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 2: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zum Abtrennen und Eindicken von Feststoffen. Ausgabe: Februar 2016, Beuth Verlag, Berlin

DWA-FA KA-5 (2008): Sandfänge – Anforderungen, Systeme und Bemessung. Arbeitsbericht des DWA-Fachausschusses KA-5 „Absetzverfahren“, In: KA – Korrespondenz Abwasser, 55 (5), S. 508-518

- DWA-A 131 (2016): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. Arbeitsblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 368 (2014): Biologische Stabilisierung von Klärschlamm. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- KAUB, J. (2010): Abwasserbehandlung. Mechanische Reinigung, Kapitel 4, Vorlesungsskript im Studiengang „Wasser und Umwelt“ an der Bauhaus-Universität Weimar, Professur Siedlungswasserwirtschaft, Weimar, 5. Auflage
- LONDONG, J. (1987): Beitrag zur Bemessung belüfteter Sandfänge unter besonderer Berücksichtigung der gleichzeitigen Nutzung als Adsorptionsstufe. Schriftenreihe GWA, Nr. 94, Rhein.-Westf. Technische Hochschule Aachen
- MENZEL, U. (2005): Länderbericht Brasilien. In: Anforderungen an die Abwassertechnik in anderen Ländern. Exportorientierte Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet der Wasserver- und -entsorgung, Teil II: Abwasserbehandlung und Wasserwiederverwendung. Band 1, Ruhr-Universität Bochum (RUB), Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik (Hrsg.), Kapitel 3, S. 33-75, [https://dbs-lin.ruhr-uni-bochum.de/wasserverbund/pdfs/02\\_brasilien.pdf](https://dbs-lin.ruhr-uni-bochum.de/wasserverbund/pdfs/02_brasilien.pdf) (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)
- SCHRIMPF, W. (1987): Ein Beitrag zur Berechnung der Sedimentation von Feststoffen in horizontal durchströmten Sandfängen. Mitteilungen des Institutes für Wasserwesen an der Hochschule der Bundeswehr München, Nr. 20, Neubiberg
- SEYFRIED, C. F. (1994): Rechen, Siebe und Sandfänge – Betriebserfahrungen und Entwicklungen. In: Betrieb von Abwasserbehandlungsanlagen – Optimierung, Prozessstabilität, Kosteneinsparung, WAR-Schriftenreihe, Bd. 75, Verein zur Förderung des Instituts WAR der Technischen Hochschule Darmstadt
- STEIN, A. (1992): Ein Beitrag zur Bemessung belüfteter Sandfänge kommunaler Kläranlagen. Mitteilungen des Institutes für Wasserwesen an der Hochschule der Bundeswehr München, Nr. 37, Neubiberg
- METCALF & EDDY (2013): Wastewater Engineering, Treatment and Resource Recovery. Revised by Tchobanoglous, G.; Stensel, H. D.; Tsuchihashi, R.; Burton, F.; McGraw-Hill, New York, 5<sup>th</sup> Edition, Chapter 5
- TILLMANN, G. (1991): Primary Treatment at Wastewater Treatment Plants. Operator´s guide series, Chelsea, USA
- TM 5-814-3 (1988): Technical Manual: Domestic Wastewater Treatment. Headquarters Department Of The Army, Washington, USA
- VDI 3477 (2016): Biologische Abgasreinigung – Biofilter. VDI-Richtlinie, Ausgabe: März 2016, Verein Deutscher Ingenieure, Düsseldorf
- VDI 3478 Blatt 2 (2008): Biologische Abgasreinigung – Biorieselbetreaktoren. VDI-Richtlinie, Ausgabe: April 2008, Verein Deutscher Ingenieure, Düsseldorf
- VDI 3674 (2013): Abgasreinigung durch Adsorption – Prozessgas- und Abgasreinigung. VDI-Richtlinie, Ausgabe: April 2013, Verein Deutscher Ingenieure, Düsseldorf
- VDI 3679 Blatt 2 (2014): Nassabscheider – Abgasreinigung durch Absorption (Wäscher). VDI-Richtlinie, Ausgabe: Juli 2014, Verein Deutscher Ingenieure, Düsseldorf
- WIENHUSEN, A.; LEWER, H.-J.; LUX, W. (1997): Mechanische Abwasserreinigung. In: ATV (1997): Mechanische Abwasserreinigung. In: ATV-Handbuch, Abwassertechnische Vereinigung e. V. (Hrsg.), Hennef, Ernst & Sohn, Berlin, 4. Auflage, Kapitel 3, S. 73-114

### Belebungsanlagen (Abschnitt 6)

- ABWV (2016): Verordnung über Anforderungen an das Einleiten von Abwasser in Gewässer (Abwasserverordnung – AbwV). In der Fassung der Bekanntmachung vom 17. Juni 2004, BGBl. I S. 1108, 2625, die durch Artikel 1 der Verordnung vom 1. Juni 2016, BGBl. I S. 1290, geändert worden ist
- AHNERT, M.; ALEX, J.; DÜRRENMATT, D.; LANGERGRABER, G.; HOBUS, I.; SCHMUCK, S.; SPERING, V. (2015): Dynamische Simulation als Bestandteil einer Kläranlagenbemessung nach DWA-A 131. In: KA – Korrespondenz Abwasser, 62 (7), S. 615-624
- AMIN, M. M.; KHIADANI, M. H.; FATEHIZADEH, A.; TAHERI, E. (2014): Validation of linear and non-linear kinetic modeling of saline wastewater treatment by sequencing batch reactor with adapted and non-adapted consortiums. In: Desalination, 344, pp. 228–235
- BASSIN, J. P.; KLEEREBEZEM, R.; MUYZER, G.; ROSADO, A. S.; LOOSDRECHT, M. C.; VAN AND DEZOTTI, M. (2012): Effect of different salt adaptation strategies on the microbial diversity, activity, and settling of nitrifying sludge in sequencing batch reactors. In: Applied microbiology and biotechnology, 93 (3), pp. 1281–1294

## Bemessung von Kläranlagen in warmen und kalten Klimazonen

- BÖHNKE, B. (1989): Bemessung der Stickstoffelimination in der Abwasserreinigung – Ergebnisse eines Erfahrungsaustausches der Hochschulen (HSG-Ansatz). In: Korrespondenz Abwasser, 36 (9), S. 1046-1061
- CHEN, G.-H.; WONG, M.-T.; OKABE, S.; WATANABE, Y. (2003): Dynamic response of nitrifying activated sludge batch culture to increased chloride concentration. In: Water Research, 37, 13, pp. 3125–3135
- JANG, D.; MOON, C.; AHN, K.; SHIN, H.-S.; HWANG, Y. (2014): Investigation of microbial adaptation to salinity variation for treatment of reverse osmosis concentrate by membrane bioreactor. In: Desalination and Water Treatment, 56 (8), pp. 2066–2072
- DEGRÉMONT (1991): Water treatment handbook. Degrémont, Bd. 1 und 2, Rueil-Malmaison, 6. Auflage
- DEGRÉMONT (2005): Memento technique de l'eau. Degrémont Suez, Bd. 1 und 2, Rueil-Malmaison Cedex, 10. Auflage
- DWA (2012): Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen (KVR-Leitlinien). Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef, 8. Auflage
- DWA-A 131 (2016): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. Arbeitsblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 368 (2014): Biologische Stabilisierung von Klärschlamm. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- GUJER, W.; HENZE, M.; MINO, T.; VAN LOOSDRECHT, M. (1999): Activated Sludge Model No. 3. In: Water Science & Technology, 39 (1), pp. 183-193
- GÜNTHERT et al. (2009): Kommunale Kläranlagen. TAE, Nr. 510, Expert Verlag, 3. Auflage
- HORSTMAYER, N.; RAPP-FIEGLE, S.; HELMREICH, B.; DREWES, J. E. (2014): Kosten der Abwasserbehandlung. Deutscher Industrieverlag GmbH, München
- KAYSER, R. (1991): Berechnungen zur Nitrifikation. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft, Technische Universität Braunschweig, Heft 50
- KINCANNON, D.; GAUDY JR, A. (1966): Some effects of high salt concentrations on activated sludge. In: Journal, Water Pollution Control Federation, 1966, pp. 1148–1159
- METCALF & EDDY (2013): Wastewater Engineering, Treatment and Resource Recovery. Revised by Tchobanoglous, G.; Stensel, H. D.; Tsuchihashi, R.; Burton, F.; McGraw-Hill, New York, 5<sup>th</sup> Edition
- MOUSSA, M.; SUMANASEKERA, D.; IBRAHIM, S.; LUBBERDING, H.; HOOIJMANS, C.; GIJZEN, H.; VAN LOOSDRECHT, M. (2006): Long term effects of salt on activity, population structure and floc characteristics in enriched bacterial cultures of nitrifiers. In: Water Research, 40 (7), pp. 1377–1388
- STEWART, M. J.; LUDWIG, H. F.; KEARNS, W.H. (1962): Effects of varying salinity on the extended aeration process. In: Journal, Water Pollution Control Federation, 1962, pp. 1161–1177
- U.S. EPA (1993): Design Manuel for Nitrogen Control. United States Environmental Protection Agency, Technomic Publishing Company, Lancaster
- UYGUR, A.; KARGI, F. (2004): Salt inhibition on biological nutrient removal from saline wastewater in a sequencing batch reactor. Enzyme and Microbial Technology, 34 (3), pp. 313–318
- VON SPERLING, M.; CHERNICHARO, C. A. (2005): Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions. IWA Publishing, London
- WATER RESEARCH COMMISSION (1984): Theory, design and operation of nutrient removal activated sludge process. Water Research Commission (WRC), University of Cape Town
- WICHERN, M. (2010): Simulation biochemischer Prozesse in der Siedlungswasserwirtschaft, Oldenbourg-Verlag, München, ISBN: 3835631799
- WICHERN, M.; GEHRING, T.; LÜBKEN, M. (2011): Modeling of biological systems. In: Treatise on Water Science, IWA publishing, London, ISBN-10: 0444531939
- HERZER, D.; WULF, P.; SCHEER, H.; JUNG, D.; WICHERN, M. (2016): Schlussbericht zum BMBF-geförderten Verbundprojekt „Exportorientierte Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet Abwasser – Validierung an technischen Anlagen“ (EXPOVAL), Unterverbund „Belebungsanlagen“, BMBF-Förderkennzeichen: 02WA1252B, 02WA1252C und 02WA1252D, Ruhr-Universität Bochum, Emscher Wassertechnik GmbH, Essen und Hach Lange GmbH, Düsseldorf, voraussichtliche Veröffentlichung: 2017, abrufbar unter: <https://www.tib.eu>

### Belüftungssysteme (Abschnitt 7)

- ASCE (2007): Measurement of Oxygen Transfer in Clean Water. American Society of Civil Engineers, 345 East 47<sup>th</sup> Street, New York, N.Y., USA, 3<sup>rd</sup> Edition, pp. 10017-2399
- CRAIG, V. S. J.; NINHAM, B. W.; PASHLEY, R. M. (1993): Effect of electrolytes on bubble coalescence. *Nature*, 364 (6435), pp. 317-319
- DWA-A 131 Entwurf (2015): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. Arbeitsblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-A 131 (2016): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. Arbeitsblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 209 (2007): Messung der Sauerstoffzufuhr von Belüftungseinrichtungen in Belebungsanlagen in Reinwasser und in belebtem Schlamm. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 229-1 (2017): Systeme zur Belüftung und Durchmischung von Belebungsanlagen, Teil 1: Planung, Ausschreibung und Ausführung. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 229-2 (2017): Systeme zur Belüftung und Durchmischung von Belebungsanlagen, Teil 2: Betrieb. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- GÜNKEL, T.; WAGNER, M. (2012): Design of aeration systems in activated sludge plants at different wastewater temperatures. In: *Water Practice & Technology*, 7 (1)
- GÜNKEL-LANGE, T. (2013): Sauerstoffzufuhr und  $\alpha$ -Werte feinblasiger Belüftungssysteme beim Belebungsverfahren – Abhängigkeiten und Bemessungsempfehlungen. Dissertation, IWAR-Schriftenreihe, Verein zur Förderung des Instituts IWAR der Technischen Universität Darmstadt, Nr. 221
- LOOCK, P. (2009): Veränderung der Leistungsfähigkeit feinblasiger Membranbelüftungselemente unter abwassertechnischen Betriebsbedingungen. Dissertation, IWAR-Schriftenreihe, Verein zur Förderung des Instituts IWAR der Technischen Universität Darmstadt, Nr. 202
- METCALF & EDDY (2013): *Wastewater Engineering, Treatment and Resource Recovery*. Revised by Tchobanoglous, G.; Stensel, H. D.; Tsuchihashi, R.; Burton, F.; McGraw-Hill, New York, 5<sup>th</sup> Edition
- WAGNER, M.; SANDER, S. (2015): Belüften unter besonderen Rahmenbedingungen. In: ÖWAV (Hrsg.): *Belüftung auf Abwasserreinigungsanlagen*, Wien, 19. Mai 2015
- ZLOKARNIK, M. (1980): Koaleszenzphänomäne im System gasförmig/flüssig und deren Einfluss auf den O<sub>2</sub>-Eintrag bei der biologischen Abwasserreinigung. In: *KA – Korrespondenz Abwasser*, 27 (11), S. 728-734

### Tropfkörper (Abschnitt 8)

- ATV-DVWK-A 281 (2001): Bemessung von Tropfkörpern und Rotationstauchkörpern. Arbeitsblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- BILLMEIER, E. (1993): Verbesserung der Feststoffretention in Nachklärbecken. In: *awt Abwassertechnik*, 2, S. 56 - 62
- CHEN, G.-H.; WONG, M.-T. (2004): Impact of increased chloride concentration on nitrifying-activated sludge cultures. In: *Environmental Engineering*, 130, pp. 116-125
- DIN 19557 (2004): Kläranlagen – Mineralische Füllstoffe und Füllstoffe aus Kunststoff für Tropfkörper – Anforderungen, Prüfung, Lieferung, Einbringen, Ausgabe: Januar 2004, Beuth Verlag, Berlin
- DORIAS, B. (1996): Stickstoffelimination mit Tropfkörpern. Dissertation, Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 138, ISBN 3-486-26349-8
- DWA-A 131 (2016): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. Arbeitsblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- GROMIEC, M. J.; MALINA, J. F.; ECKENFELDER, W. W. (1972): Performance of plastic medium in trickling filters. In: *Water Research*, Vol. 6, pp. 1321-1332
- GRADY, C.P.L.; DAIGGER, G.T.; LIM, H.C. (1999): *Biological wastewater treatment*. 2<sup>nd</sup> Edition, Marcel Dekker, Inc., 270 Madison Avenue, New York
- GUJER, W.; BOLLER, M. (1986): Design of a nitrifying tertiary trickling filter based on theoretical concepts. In: *Water Research*, 20 (11), pp. 1353-1362

## Bemessung von Kläranlagen in warmen und kalten Klimazonen

- HENRICH, C.-D.; SEEGER, M.; STEINMETZ, H. (2016): Schlussbericht zum BMBF-geförderten Verbundprojekt „Exportorientierte Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet Abwasser – Validierung an technischen Anlagen“ (EXPOVAL), Unterverbund „Tropfkörper“. BMBF-Förderkennzeichen: 02WA1252G und 02WA1252H, Universität Stuttgart und ENEXIO Water Technologies GmbH, Hürth und Wetzlar, voraussichtliche Veröffentlichung: 2016, abrufbar unter: <https://www.tib.eu>
- HONDA, Y.; MATSUMOTO, J. (1983): The effect of temperature on the growth of microbial film in a model trickling filter. In: *Water Research*, 17 (4), pp. 375-382
- KINCANNON, D.F.; GAUDY, A.F. (1966): Some effects of high salt concentration on activated sludge. In: *Water Pollution Control Federation*, 38 (7), pp. 1148-1159
- NG, H.Y.; ONG, S.L.; NG, W.J. (2005): Effects of sodium chloride on the performance of a sequencing batch reactor. In: *Environmental Engineering*, 131, pp. 1557-1564
- NIJHOF, M.; BOVENDEUR, J. (1990): Fixed film nitrification characteristics in seawater recirculation fish culture Systems. In: *Aquaculture*, 87, pp. 133-143
- PARKER, D. S.; MERRILL, D. T. (1984): Effect of plastic media configuration on trickling filter performance. In: *Water Pollution Control Federation*, 56 (8), pp. 955-961
- RICHARDS, T.; REINHART, D. (1986): Evaluation of plastic media in trickling filters. In: *Water Pollution Control Federation*, 58 (7), pp. 774-783
- RÜDIGER, A. (1993): Untersuchungen zur Denitrifikation von Tropfkörpern. Dissertation, Hamburger Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Nr. 11, TU Hamburg-Harburg
- SÄRNER, E. (1981): Removal of dissolved and particulate organic matter in high-rate trickling filters. In: *Water Research*, Vol. 15, pp. 671-678
- U.S. EPA 832-F-00-014 (2000): Wastewater technology fact sheet – Trickling filters. United States Environmental Protection Agency, Office of Water, Washington D.C.
- U.S. EPA 832-F-00-015 (2000): Wastewater technology fact sheet – Trickling filter nitrification. United States Environmental Protection Agency, Office of Water, Washington D.C.
- UYGUR, A. (2006): Specific nutrient removal rates in saline wastewater treatment using sequencing batch reactor. In: *Process Biochemistry*, 42, pp. 61-66
- UYGUR, A.; KARGI, F. (2004): Salt inhibition on biological nutrient removal from saline wastewater in a sequencing batch reactor. In: *Enzym and Microbial Technology*, 34, pp. 313-318
- WATER ENVIRONMENT FEDERATION (2000): Aerobic fixed-growth reactors. Water Environment Federation Special Publication, USA, ISBN 1-57278-162-9
- WOLF, P. (1984): Betriebserfahrungen an Tropfkörpern. In: *GWF Wasser/Abwasser*, 125 (4), S. 186-192
- ZIMMERMAN, R.A., RICHARD, D. BRADSHAW, A.T. AND CRADDOCK, P.P. (2003): Pilot-scale evaluation of separate stage nitrification using an attached-growth, moving bed media process. In: *Water Environment Research*, 75 (5), pp. 422-433

## Anaerobanlagen (Abschnitt 9)

- ABDEL-HALIM, W. S. (2005): Anaerobic Municipal Wastewater Treatment. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover, Heft 133
- ABNT NBR (2011): ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12209: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários (Hydraulic and sanitary engineering design for wastewater treatment plants), 2<sup>th</sup> Edition, ABNT, Rio de Janeiro (auf Portugiesisch)
- ATV (1997): Mechanische Abwasserreinigung. ATV-Handbuch, Abwassertechnische Vereinigung e. V. (Hrsg.), Hennef, Ernst & Sohn, Berlin, 4. Auflage
- BISCHOFBERGER, W.; DICHTL, N.; ROSENWINKEL, K. H.; SEYFRIED, C. F.; BÖHNKE, B. (2005): Anaerobtechnik. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 2. Auflage
- CAMPOS, J. R.; REALI, M. A. P.; ROSSETTO, R.; SAMPAIO, J. (2009): A wastewater treatment plant composed of UASB reactors, activated sludge with DAF and UV disinfection, in series. In: *Water Practice & Technology*, 4 (1)
- CHERNICHARO, C. A. L.; ALMEIDA, P. G. S.; LOBATO, L. C. S.; COUTO, T. C.; BORGES, J. M.; LACERDA, Y. S. (2009): Experience with the design and start up of two full-scale UASB plants in Brazil: enhancements and drawbacks. In: *Water Science & Technology*, 60 (2), pp. 507-515

- DECOM MANUAL (1994): Anaerobic treatment of domestic wastewater under tropical conditions. Design, construction, operation and maintenance of UASB reactors for domestic wastewater. Haskoning and Wageningen Agricultural University, Ministry of Foreign Affairs, The Netherlands and Departamento Nacional de Planeacion Technica Internacional, Colombia, p. 150
- DIN 19558 (2002): Kläranlagen – Ablaufeinrichtungen, Überfallwehr und Tauchwand, getauchte Ablaufrohre in Becken – Baugrundsätze, Hauptmaße, Anordnungsbeispiele. Ausgabe: Dezember 2002, Beuth Verlag, Berlin
- DRAAIJER, H.; MAAS, J. A. W.; SCHAAPMAN, J. E.; KHAN, A. (1992): Performance of the 5 MLD UASB reactor for sewage treatment at Kanpur, India. In: *Water Science & Technology*, 25 (7), pp. 123-133
- DWA (2003): Vorklärbecken in modernen Kläranlagen. Arbeitsbericht des DWA-Fachausschusses KA-5. In: *KA – Abwasser, Abfall*, 50 (8), S. 1057-1061
- DWA (2008): Bewertung von Verfahrensstufen zur Abwasseraufbereitung für die Wiederverwendung. DWA-Themen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Hennef, Mai 2008, ISBN: 978-3-940173-69-0 (ab April 2009 unter dem Titel „Aufbereitungsstufen für die Wasserwiederverwendung“, ISBN: 978-3-941089-78-5)
- DWA-M 212 (2008): Technische Ausrüstung von Faulgasanlagen auf Kläranlagen. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 363 (2010): Herkunft, Aufbereitung und Verwertung von Biogas. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 368 (2014): Biologische Stabilisierung von Klärschlamm. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 376 (2006): Sicherheitsregeln für Biogasbehälter mit Membrandichtung. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- FLORENCIO, L.; TAKAYUKI KATO, M.; CARDOSO DE MORAIS, J. (2001): Domestic sewage treatment in full-scale UASB plant at Mangueira, Recife, Pernambuco. In: *Water Science & Technology*, 44 (4), IWA Publishing, London, pp. 71-77
- 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
- HEFFERMANN, B.; VAN LIER, J. B.; VAN DER LUBBE, J. (2011): Performance review of large scale up-flow anaerobic sludge blanket sewage treatment plants. In: *Water Science & Technology*, 63.1 (9), pp. 100-107
- HINKEN, K.; URBAN, I.; WEICHGREBE, D.; ROSENWINKEL, K.-H. (2010): Anaerobe Kommunalabwasserbehandlung unter außereuropäischen Randbedingungen. In: *Leitfaden zur Abwassertechnologie in anderen Ländern. Exportorientierte Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet der Wasserver- und -entsorgung, Teil II: Abwasserbehandlung und Wasserwiederverwendung, Band 2*, Ruhr-Universität Bochum (RUB), Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik (Hrsg.), ISBN: 978-3-9810255-5-2, [https://dbs-lin.ruhr-uni-bochum.de/wasserverbund/pdfs/leitfaden\\_kompl.pdf](https://dbs-lin.ruhr-uni-bochum.de/wasserverbund/pdfs/leitfaden_kompl.pdf) (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016), Kap. 3.3, S 116-129
- IPCC (2014): Fifth Assessment Report (AR5). Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC), Genf
- JORDÃO, E. P.; VOLSCHAN JR., I.; ALEM SOBRINHO, P. (2009): Secondary WWTP preceded by UASB reactors – an excellent Brazilian experience. In: *Water Practice & Technology*, 4 (1)
- KHALIL, N.; SINH, R.; RAGHAV, A. K.; MITTAL, A. K. (2008): UASB technology for sewage treatment in India: experience, economic evaluation and potential in other developing countries. 12<sup>th</sup> International Water Technology Conference, IWTC12 2008, Alexandria, Egypt
- LETTINGA, G.; VAN VELSEN, A. F. M.; HOBMA, S. W.; DE ZECUW, W.; Klapwijk, A. (1980): Use of the Upflow Sludge Blanket (USB) reactor concept for biological wastewater treatment, especially for anaerobic treatment. In: *Biotechnology and Bioengineering*, 22 (4), pp. 699-734
- LETTINGA, G.; HULSHOFF-POL, L. (1991): UASB-Process Design for Various Types of Wastewaters. In: *Water Science & Technology*, Vol. 24, pp. 87-107
- MONROY, O.; FAMÁ, G.; MERAZ, M.; MONTROYA, L.; MACARIE, H. (2000): Anaerobic Digestion for Wastewater Treatment in Mexico: State of the Technology. In: *Water Research*, 34 (6), pp. 1803-1816
- NELTING, K. (2017): Prozessanalyse und Bemessung großtechnischer UASB-Reaktoren zur Kommunalabwasserbehandlung. Dissertation, Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover, Heft 161

## Bemessung von Kläranlagen in warmen und kalten Klimazonen

- NOYOLA, A.; PADILLA-RIVERA, A.; MORGAN-SAGASTUME, J. M.; GÜERECA, L. P.; HERNANDEZ-PADILLA, F. (2012): Typology of Municipal Wastewater Treatment Technologies in Latin America. In: CLEAN – Soil, Air, Water, 40 (9), pp. 926-932
- RINZEMA, A.; LETTINGA, G. (1988): Anaerobic treatment of sulfate containing waste water. In: Wise, D. L. (Ed.): Biotreatment systems. Vol 3, CRC Press Inc., Boca Raton, USA, pp. 65-109
- ROSENWINKEL, K.-H.; KROISS, H.; DICHTL, N.; SEYFRIED, C.-F.; WEILAND, P. (2015): Anaerobtechnik. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 3. Auflage
- SAAKE, M. (1986): Abscheidung und Rückhalt der Biomasse beim anaeroben Belebungsverfahren und in Festbett-Reaktoren. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover, Heft 68
- SHELLINKHOUT, A.; COLLAZOS, C. J. (1992): Full-scale application of the UASB technology for sewage. In: Water Science & Technology, 25 (7), pp. 159-166
- SHELLINKHOUT, A. (1993): UASB technology for sewage treatment: experience with a full scale plant and its applicability in Egypt. In: Water Science & Technology, 27 (9), pp. 173-180
- SOUZA, C. L.; CHERNICHARO, C. A. L.; AQUINO, S. F. (2011): Quantification of dissolved methane in UASB reactors treating domestic wastewater under different operating conditions. In: Water Science & Technology, 64 (11), pp. 2259-2264
- SOUZA, C. L.; CHERNICHARO, C. A. L.; MELO, G. C. B. (2012): Methane and hydrogen sulfide emissions in UASB reactors treating domestic wastewater. In: Water Science & Technology, 65 (7), pp. 1229-1237
- TBW-GTZ (2001): Anaerobic treatment of municipal wastewater in UASB-reactors. Naturgerechte Technologien, Bau- und Wirtschaftsberatung TBW GmbH, Frankfurt, Technical Information W6e, gate, GTZ
- URBAN, I. (2009): Anaerobe Kommunalabwasserbehandlung – Einsatz und Bemessung von UASB-Reaktoren. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover, Heft 143
- URBAN, I.; WEICHGREBE, D.; ROSENWINKEL, K.-H (2007): Anaerobic treatment of municipal wastewater using the UASB-technology. In: Water Science & Technology, 56 (10), pp. 37-44
- VAN HAANDEL, A. C.; LETTINGA, G. (1994): Anaerobic sewage treatment: a practical guide for regions with a hot climate. John Wiley and Sons
- VAN HAANDEL, A.; KATO, M. T.; CAVALCANTI, P. F. F.; FLORENCIO, L. (2006): Anaerobic reactor design concepts for the treatment of domestic wastewater. In: Reviews in Environmental Science and Biotechnology, Vol. 5, pp. 21-38
- VAN LIER, J. B.; VASHI, A.; VAN DER LUBBE, J.; HEFFERNAN, B. (2010): Anaerobic sewage treatment using UASB reactors: engineering and operational aspects. In: Fang, H. H. P. (Ed.): Environmental anaerobic technology: applications and new developments. Chapter 4, World Scientific, Imperial College Press, London, pp. 59–89, ISBN 978-1-84816-542-7
- VIEIRA, S. M. M.; SOUZA, M. E. (1986): Development of technology for the use of the UASB reactor in domestic sewage treatment. In: Water Science & Technology, 18 (12), pp. 109-121
- VON SPERLING, M.; CHERNICHARO, C. A. L. (2005): Biological wastewater treatment in warm climate regions. Vol. 1, IWA Publishing, London, p. 836
- ZEEMAN, G.; LETTINGA, G. (1999): The role of anaerobic digestion of domestic sewage in closing the water and nutrient cycle at community level. In: Water Science & Technology, 39 (5), pp. 187-194

## Abwasserteichanlagen (Abschnitt 10)

- AVT-DVWK-A 201 (2005): Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Abwasserteichanlagen. Arbeitsblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef
- DWA-A 201 (2005): Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Abwasserteichanlagen. Arbeitsblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef
- ATV (1997): Biologische Abwasserreinigung. ATV-Handbuch, Abwassertechnische Vereinigung e. V. (Hrsg.), Hennef, Ernst & Sohn, Berlin, 4. Auflage
- BOROWITZKA, M. A. (1998): Limits to growth. In: Wong, Y. S. & Tam, N. F. Y. (Eds.): Wastewater treatment with algae. Springer-Verlag, Berlin
- BRITO, M. C. S. O. M.; CHERNICHARO, C.A.L.; VON SPERLING, M. (2000): Relação entre as temperaturas da água e do ar em uma lagoa de maturação na região Sudeste do Brasil. In: IX SILUBESA- Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, PortoSeguro-BA, 9a14 Abril 2000. Anais eletrônicos (in Portugiesisch)

- Craggs, R. (2005): Pond Treatment Technology. IWA Publishing, London, pp. 77-99
- CRITES, R.; TCHOBANOGLOUS, G. (2000): Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones. McGraw-Hill, Colombia, p. 776
- DE OLIVEIRA, R.; SILVA, S. A.; ARAUJO, A. L. C.; SOARES, J.; MARA, D. D.; PEARSON, H. W. (1996): The Performance of a pilot-scale series of ten ponds treating municipal sewage in northeast Brazil. In: Water Science & Technology, 33 (7), pp. 57-61
- DIN EN 12255-5 (1999-12): Kläranlagen – Teil 5: Abwasserbehandlung in Teichen. Deutsche Fassung, Ausgabe: Dezember 1999, Beuth Verlag, Berlin
- GOMEZ, J. M. P.; LARA-BORRERO, J. A. (2012): Investment, operation and maintenance costs (2012) for natural wastewater treatment systems in small communities in Colombia. European Water, Vol. 40, pp. 19-30
- GUTZEIT, G. (2006). Entwicklung und Modellierung eines neuartigen Abwasserreinigungsverfahrens mit symbiotischer Algen-Bakterien-Biomasse. Dissertation, Hamburger Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Nr. 53
- HOBUS, I. (2007): Dynamische Simulation von Abwasserteichen zur Beurteilung des Einflusses schwankender Umweltbedingungen auf die Reinigungsleistung. Dissertation, Technische Universität Berlin
- KLINGSPOR, G.; NEIS, U. (2016): Schlussbericht zum BMBF-geförderten Vorhaben Symbiotische Algen-Bakterien-Teiche. BMBF-Förderkennzeichen: 02WA1252J, ULTRAWAVES Wasser und Umwelttechnologien GmbH, Hamburg, abrufbar unter: <https://www.tib.eu>
- LEONHARD, D.; DITTRICH, A. (1996): Leistungssteigerung von Abwasserteichen durch strömungstechnische Optimierung. In: Rudolph, K.-U. (Hrsg.): Schriftenreihe Umwelttechnik und Umweltmanagement, Bd. 19, Lehrstuhl für Umwelttechnik und Management, Universität Witten/Herdecke (jetzt: Institut für Umwelttechnik und Management an der Universität Witten/Herdecke gGmbH)
- MARA, D. D. (1987): Waste stabilization ponds: Problems and controversies. In: Water Quality International, (1), pp. 20-22
- Mara, D. D. (1997): Design manual for Waste Stabilization Ponds in India. Lagoon Technology International Ltd., Leeds, Online über University of Leeds: <http://www.personal.leeds.ac.uk/~cen6ddm/WSPmanualindia.html> (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)
- MARA, D. D.; PEARSON, H.; ORAGUI, J.; ARRIDGE, H.; SILVA, S. A. (2001): Development of a new approach to waste stabilization pond design. TPHE Research Monograph, No. 5, Department of Civil Engineering, University of Leeds, Leeds, England
- MARA, D. D. (2004): Domestic wastewater treatment in developing countries. London, Earthscan
- MAYO, A. (2013): Nitrogen mass balance in waste stabilization ponds at the University of Dar es Salaam, Tanzania. In: African Journal of Environmental Science and Technology, Vol. 7/8, pp. 836-845
- MUSIOL, D. (2016): Der Einfluss von Sonneneinstrahlung auf Abwasserteiche. Analyse des Einflusses von Sonneneinstrahlung auf biologische und chemische Prozesse von Abwasserteichen und Auswirkungen auf bestehende Bemessungsalgorithmen, Masterarbeit (unveröffentlicht), Ruhr Universität Bochum
- NASA (2016): Surface Meteorology and Solar Energy. Atmospheric Science Center, Website, NASA, <https://eosweb.larc.nasa.gov/cgi-bin/sse/sse.cgi?skip@larc.nasa.gov+s01#s01> (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)
- NEIS, U. (2002): Symbiotische Abwasserreinigung mit Algen-Bakterien-Aktivschlamm. Schlussbericht, BMBF-Förderkennzeichen 02WA0146, abrufbar unter: <https://www.tib.eu>
- PANO, A.; MIDDLEBROOKS, E. J. (1982): Ammonia nitrogen removal in facultative pond wastewater stabilization ponds. Journal of the Water Pollution Control Federation, 54 (4), pp. 344-351
- RICHMOND, A. (Ed.) (1986): CRC Handbook of microalgal mass culture. CRC Press Inc., Boca Raton, Florida
- RIER, S. T.; STEVENSON, R. J. (2002): Effects of light, dissolved organic carbon, and inorganic nutrients on the relationship between algae and heterotrophic bacteria in stream periphyton. In: Hydrobiologia, Vol. 489, pp. 179-184
- RUDOLPH, K.-U.; HARBACH, M. (2010): Angepasste ökonomische Methoden. In: Leitfaden zur Abwassertechnologie in anderen Ländern. Exportorientierte Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet der Wasserver- und -entsorgung, Teil II: Abwasserbehandlung und Wasserwiederverwendung, Band 2, Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik (Hrsg.), ISBN: 978-3-9810255-5-2, Kapitel 4.2, S. 178-187, [https://dbs-lin.ruhr-uni-bochum.de/wasserverbund/pdfs/leitfaden\\_kompl.pdf](https://dbs-lin.ruhr-uni-bochum.de/wasserverbund/pdfs/leitfaden_kompl.pdf) (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)

## Bemessung von Kläranlagen in warmen und kalten Klimazonen

- RUDOLPH, K.-U.; WEIL, S.; FUCHS, H.; FUCHS, L. (2017): Schlussbericht zum BMBF-geförderten Verbundprojekt „Exportorientierte Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet Abwasser – Validierung an technischen Anlagen“ (EXPOVAL), Teilprojekt „Bemessungs- und Betriebsparameter für Abwasserteiche“. BMBF-Förderkennzeichen: 02WA1252I und 02WA1252K, IEEM – Inst. für Umwelttechnik und Management an der Universität Witten/Herdecke gGmbH und FUCHS Enprotec GmbH, Mayen, voraussichtliche Veröffentlichung: 2017, abrufbar unter: <https://www.tib.eu>
- SHILTON, A. (Hrsg.) (2005): Pond Treatment Technology. Integrated Environmental Technology Series, IWA Publishing, London, ISBN: 1-84339-020-5
- SHILTON, A.; HARRISON, J. (2003): Guidelines for the Hydraulic Design of Waste Stabilisation Ponds. Massey University, Institute of Technology and Engineering (Hrsg.), Palmerston North, New Zealand, ISBN: 0-473-08735-9
- TUKIAINEN, M. (2016): Gaisma – Sunrise, sunset, dawn and dusk times around the World. Website, <http://www.gaisma.com> (zuletzt aufgerufen: 30.07.2015)
- U.S. EPA (2011): Principles of Design and Operations of Wastewater Treatment Pond Systems for Plant Operators, Engineers, and Managers. EPA/600/R-11/088, United States Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, Washington D.C.
- VON SPERLING (2007): Waste Stabilisation Ponds. Biological Wastewater Treatment Series, IWA Publishing, London, ISBN: 1843391635
- WEIL, S. (2016): Solar Radiation – Driver of Innovations in Pond Design and Process Technologies. 11<sup>th</sup> IWA Specialist Group Conference on Wastewater Pond Technology, University of Leeds, Leeds, England
- YANEZ, F. (1993): Lagunas de estabilizacion. Teoria, Diseño y Mantenimiento. ETAPA, Cuenca, Ecuador

### Anaerobe Schlammbehandlung (Abschnitt 11)

- ATV-DVWK-ARBEITSGRUPPE AK-1.3 (2000): Rückbelastung aus der Schlammbehandlung – Menge und Beschaffenheit der Rückläufe. Arbeitsbericht, In: KA – Korrespondenz Abwasser, 47 (8), S. 1881-1887
- ATV-DVWK-M 372 (2003): Technische Rahmenbedingungen für die Vergärung biogener Abfälle. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef
- BAHRS, D. (1997): Umdruck zur Vorlesung Prozesse der Klärschlammbehandlung. Braunschweig: Institut für Siedlungswasserwirtschaft, TU Braunschweig (unveröffentlichte Ausgabe)
- BAUERFELD, K. (2012): Einfluss klimatischer Randbedingungen auf die Klärschlammbehandlung. Heft 82, Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft, Technische Universität Braunschweig
- BAUERFELD, K.; DOCKHORN, T.; DICHTL, N. (2009): Schlussbericht zum BMBF-geförderten Vorhaben Klärschlammbehandlung und -verwertung unter anderen klimatischen und sonstigen Randbedingungen. Institut für Siedlungswasserwirtschaft, Technische Universität Braunschweig, <https://www.tib.eu/suchen/id/TIBKAT:617802750/> (zuletzt aufgerufen: 01.09.2016)
- BAUERFELD, K.; DOCKHORN, T.; DICHTL, N. (2010): Klärschlammbehandlung und -verwertung. In: Leitfaden zur Abwassertechnologie in anderen Ländern. Exportorientierte Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet der Wasserver- und -entsorgung, Teil II: Abwasserbehandlung und Wasserwiederverwendung, Band 2, Ruhr-Universität Bochum (Hrsg.), Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik, ISBN: 978-3-9810255-5-2, Kapitel 3.5, S. 150-174
- BISCHOFBERGER, W.; DICHTL, N.; ROSENWINKEL, K. H.; SEYFRIED, C. F.; BÖHNKE, B. (2005): Anaerobtechnik. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 2. Auflage
- DICHTL, N.; KEUDEL, L.; JORDAN, R. (2009): Umdruck zur Vorlesung: Verfahrenstechnik der Wasser- und Abwasserreinigung. TU Braunschweig, Institut für Siedlungswasserwirtschaft der TU Braunschweig
- DICHTL, N.; MEYER, H.; NIEHOFF, H.-H. (1997): Technisch/wirtschaftliche Aspekte der Faulgasverwertung in Gasmotoren auf Kläranlagen im Zusammenhang von Abwasserreinigung, Schlammbehandlung, Energieautarkie und Berücksichtigung weitergehender Emissionsaspekte. Eigenverlag Oswald-Schulze-Stiftung (Hrsg.), Gladbeck, Heft 22
- DICHTL, N.; SCHMELZ, K.-G. (2015): Verfahrenstechniken zur Behandlung von Klärschlamm. In: Bischofsberger, W. et al. (Hrsg.): Anaerobtechnik. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 3. Auflage, S. 249 f.
- DIN EN 108 (2007): Abwasserbehandlung – Wörterbuch. Ausgabe: Mai 2007, Beuth Verlag, Berlin
- DWA-Arbeitsgruppe AK-2.2 (2010): Stand der Klärschlamm-Desinfektion im Jahr 2010. Arbeitsbericht der DWA-Arbeitsgruppe AK-2.2 „Entseuchung“, In: KA – Korrespondenz Abwasser, Abfall, 57 (8), S. 777 ff.

- DWA-M 212 (2008): Technische Ausrüstung von Faulgasanlagen auf Kläranlagen. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 350 (2014): Aufbereitung und Einsatz von polymeren Flockungsmitteln zur Klärschlammkonditionierung. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 363 (2010): Herkunft, Aufbereitung und Verwertung von Biogasen. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 366 (2013): Maschinelle Schlammwässerung. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 368 (2014): Biologische Stabilisierung von Klärschlamm. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 376 (2006): Sicherheitsregeln für Biogasbehälter mit Membrandichtung. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 380 (2008): Co-Vergärung in kommunalen Klärschlammfaulbehältern, Abfallvergärungsanlagen und landwirtschaftlichen Biogasanlagen. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- DWA-M 383 (2008): Kennwerte der Klärschlammwässerung. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- FAIR, G.; MOORE, E. (1937): Observations on the digestion of a sewage sludge over a wide range of temperatures. In: Sewage Works Journal, p. 3
- GUJER, W. (2007): Siedlungswasserwirtschaft. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 3. Auflage
- GUNDERMANN, T. (2016): Kosten der Faulbehälterwärmedämmung. Messestand der Käfer Industrie GmbH auf der IFAT 2016 in München, persönliche Mitteilung: 02.06.2016
- HABERKERN, B.; MAIER, W.; SCHNEIDER, U. (2008): Steigerung der Energieeffizienz auf kommunalen Kläranlagen. Arbeitsgemeinschaft iat – Ingenieurberatung für Abwassertechnik, im Auftrag des Umweltbundesamtes
- HESSISCHE STAATSKANZLEI (2004): Kostenrichtwerte. Anlage zur InvZuweisVO, <http://www.hoai-gutachter.de/pdf/kostenricht.pdf> (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)
- IMHOFF K, IMHOFF K. R. (2007): Taschenbuch der Stadtentwässerung, 30. Aufl., Oldenbourg Verlag, München
- KLAUWER, E. (1996): Schlammstabilisierung. In: Klärschlamm. ATV-Handbuch, Abwassertechnische Vereinigung e. V. (Hrsg.), Hennef, Ernst & Sohn, Berlin, 4. Auflage, Kapitel 4, S. 195
- KROISS, H. (1988): Anaerobe Abwasserreinigung – Grundlagen und großtechnische Erfahrungen. Wiener Mitteilungen, Wiener Mitteilungen, Wasser – Abwasser – Gewässer, Nr. 73, Technische Universität Wien
- KROISS, H.; SVARDAL, K. (2015): Einflussfaktoren auf die anaeroben biologischen Abbauvorgänge. In: Bischofsberger, W. et al. (Hrsg.): Anaerobtechnik. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 3. Auflage, S. 81-111
- LANUV NRW (2014): Zusatzbericht zum Forschungsvorhaben Energie und Klimaschutz. Wuppertal: WiW, john becker ingenieure, Aggerverband; Landesamt für Natur-, Umwelt- und Verbraucherschutz Nordrhein-Westfalen, [http://www.lanuv.nrw.de/uploads/tx\\_mmkresearchprojects/140411\\_-\\_Zusatzbericht\\_TP2\\_Auswertung\\_EAs.pdf](http://www.lanuv.nrw.de/uploads/tx_mmkresearchprojects/140411_-_Zusatzbericht_TP2_Auswertung_EAs.pdf) (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)
- MIESKE (2017): bisher unveröffentlicht; voraussichtliche Veröffentlichung 2017 als Dissertation am Institut für Siedlungswasserwirtschaft, Technische Universität Braunschweig
- MUDRACK, K.; LOLL, U.; IMHOFF, K.; BOMHARD, H.; LUX, C.; WIENHUSEN, A.; KLAUWER, E.; RÖSLER, N.; RUDAT, G. W.; RESCH, H. (1996): Schlammstabilisierung. In: Klärschlamm. ATV-Handbuch, Abwassertechnische Vereinigung e. V. (Hrsg.), Hennef, Ernst & Sohn, Berlin, 4. Auflage, Kapitel 4, S. 137-246
- MÜLLER, J. (2010): Kosten der Klärschlammbehandlung und Entsorgung. In: Wasserwirtschaftskurse N/4 – Schlammbehandlung, -verwertung und -beseitigung, Kassel, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Hennef, S. 385-397
- OLES, J. (2016): Kosten Faulbehälterwärmedämmung. Dr.-Ing. J. Oles, Geschäftsführer der Oswald Schulze Umwelttechnik GmbH, persönliche Mitteilung: 20.06.2016

## Bemessung von Kläranlagen in warmen und kalten Klimazonen

- OLES, J.; BÜßELBERG, F.; BROCKMANN, M. (2015): Sicherheit und Umweltrelevanz. In: Bischofsberger, W. et al. (Hrsg.): Anaerobtechnik; Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 3. Auflage, S. 743 ff.
- ROEDIGER, H.; ROEDIGER, M.; KAPP, H. (1990): Anaerobe alkalische Faulung. R. Oldenbourg Verlag München, Wien, 4. Auflage
- SCHMELZ, K.-G. (2010): Spezifischer Klärschlammfall und Bemessungsansätze für Schlammbehandlungsanlagen. In: DWA-Wasserwirtschaftskurse N/4: Schlammbehandlung, -verwertung und -beseitigung, Kassel, S. 52-90
- SCHMELZ (1999): Co-Vergärung von Klärschlamm und Bioabfällen. Bauhaus-Universität Weimar, Bauingenieurwesen, Rhombos-Verlag, Berlin
- METCALF & EDDY (2013): Wastewater Engineering, Treatment and Resource Recovery. Revised by Tchobanoglous, G.; Stensel, H. D.; Tsuchihashi, R.; Burton, F.; McGraw-Hill, New York, 5<sup>th</sup> Edition
- U.S. EPA (2007): Standards for the Use or Disposal of Sewage Sludge. Title 40 of the Code of Federal Regulations, Protection of Environment, Part 503 (40 CFR Part 503)
- WELTKARTE.COM (2016): Public-Domain-Karte, <https://www.weltkarte.com/typo3temp/images/weltkarte-mit-zeitzonen.jpg> (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)

## Solare Klärschlamm-trocknung (Abschnitt 12)

- 1999/31/EG (1999): Richtlinie des Rates vom 26. April 1999 über Abfalldeponien (EG Deponierichtlinie)
- 86/278/EWG (1986): Richtlinie des Rates vom 12. Juni 1986 über den Schutz der Umwelt und insbesondere der Böden bei der Verwendung von Klärschlamm in der Landwirtschaft
- ANDREOLI, C.; VON SPERLING, M.; FERNANDES, F (2007): Biological Wastewater Treatment Series. Sludge Treatment and Disposal, Vol. 6, IWA Publishing, London
- ANONYM (2011): Solare Klärschlamm-trocknung macht viele Lastwagenfahrten überflüssig. In: Schwäbische Zeitung vom 28. Mai 2011, <http://www.wendewolf.com/public.php?lang=de> (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)
- ANONYM (2016): Anlagenbeispiel Spanien. THERMO-SYSTEM Industrie- und Trocknungstechnik GmbH, <http://www.thermo-system.com/produkte/solare-klarschlamm-trocknung/anlagenbeispiele/detailanzeige/news/spanien/> (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)
- ATV-DVWK-M 379 (2004): Klärschlamm-trocknung. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef
- BAUERFELD, K. (2012): Einfluss klimatischer Randbedingungen auf die Klärschlammbehandlung. Dissertation, Institut für Siedlungswasserwirtschaft, TU Braunschweig
- BAUERFELD, K.; DOCKHORN, T.; DICHTL, N. (2009): Schlussbericht zum BMBF-geförderten Vorhaben Klärschlammbehandlung und -verwertung unter anderen klimatischen und sonstigen Randbedingungen. Institut für Siedlungswasserwirtschaft, Technische Universität Braunschweig, <https://www.tib.eu/suchen/id/TIBKAT:617802750/> (zuletzt aufgerufen: 01.09.2016)
- BOWERS, S. A.; HANKS, R. J. (1964): Reflection of radiant energy from soils in Soil Sciences. In: Soil Science, 100 (2), pp. 130-138
- BUX, M. (2013): Solare Klärschlamm-trocknung – Stand der Technik und ausgewählte Anlagenbeispiele. DWA-Wasserwirtschaftskurs 04, Klärschlammbehandlung – Techniken, Wertstoffe, Perspektiven, Kassel am 28.-30.10.2013
- DELLBRÜGGE, R. (2017): bisher unveröffentlicht, voraussichtliche Veröffentlichung 2017 als Dissertation am Institut für Siedlungswasserwirtschaft, Technische Universität Braunschweig
- DIN 4108-3 (2014): Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz – Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung. Ausgabe: November 2014, Beuth Verlag, Berlin
- DWA (2009): Anwendung von Düngemitteln auf landwirtschaftlich genutzten Flächen aus Sicht der DWA. DWA-Themen, Deutsche Vereinigung Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- EG (2003): Verordnung (EG) Nr. 2003/2003 des Europäischen Parlaments und des Rates vom 13. Oktober 2003 über Düngemittel
- EUROPÄISCHE UNION (2016): eurostat – Your key to European statistics. <http://ec.europa.eu/eurostat/> (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)

- HOMANN (2013): Feuchteschutz. In: Lehrbuch der Bauphysik, Wolfgang M. Willems (Hrsg.), Springer Vieweg, Wiesbaden
- HUBER (2016): Persönliche Mitteilung am 14.01.2016 durch Karsten Schulze
- IKRW (2005): Machbarkeitsstudie – Perspektiven der solaren Klärschlamm-trocknung im Land Bremen. Institut für Kreislaufwirtschaft GmbH, Bremen, [http://homepages.hs-bremen.de/~office-ikrw/ikrw/Material/Solare\\_Klaerschlamm-trocknung-Machbarkeitsstudie.pdf](http://homepages.hs-bremen.de/~office-ikrw/ikrw/Material/Solare_Klaerschlamm-trocknung-Machbarkeitsstudie.pdf) (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)
- KÖPPEN, W.; GEIGER, R. (1954): Klima der Erde. Wandkarte 1:16 Mill. Gotha, [http://koeppen-geiger.vu-wien.ac.at/pics/Geiger\\_1954\\_Map.jpg](http://koeppen-geiger.vu-wien.ac.at/pics/Geiger_1954_Map.jpg) (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)
- METCALF & EDDY (2013): Wastewater Engineering, Treatment and Resource Recovery. Revised by Tchobanoglous, G.; Stensel, H. D.; Tsuchihashi, R.; Burton, F.; McGraw-Hill, New York, Chapter 14, 5<sup>th</sup> Edition
- MILIEU LTD, WRC AND RPA (2010): Environmental, economic and social impacts of the use of sewage sludge on land – Final Report. Erstellt für die Europäische Kommission, Brüssel
- MONTEITH, J. L. (1973): Principles of Environmental Physics, London, 1<sup>th</sup> Edition
- NASA (2016): Surface Meteorology and Solar Energy. Atmospheric Science Center, Website, NASA, <https://eosweb.larc.nasa.gov/cgi-bin/sse/sse.cgi?skip@larc.nasa.gov+s01#s01> (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)
- PALUSZAK, Z.; SKOWRON, K.; SYPULA, M.; SKOWRON, K. (2012): Microbial Evaluation of the Effectiveness of Sewage Sludge Sanitization with Solar Drying Technology in International Journal of Photoenergy, Vol. 2012
- SHANAHAN, E.; ROIKO, A.; TINDALE, N.; THOMAS, M.; WALPOLE, R.; KURTBOKE, D. (2010): Evaluation of Pathogen Removal in a Solar Sludge Drying Facility Using Microbial Indicators. In: Int. Journal of Environmental Research and Public Health, Vol. 7, pp. 565-582
- STEFFEN, L. (2014): Untersuchungen zum Einfluss betrieblicher Randbedingungen auf die solare Klärschlamm-trocknung. Bachelorarbeit (unveröffentlicht) am Institut für Siedlungswasserwirtschaft, TU Braunschweig
- TUKIAINEN, M. (2016): Gaisma – Sunrise, sunset, dawn and dusk times around the World. Website, <http://www.gaisma.com> (zuletzt aufgerufen: 30.07.2015)
- UN-HABITAT (2008): Global atlas of excreta, wastewater sludge, and biosolids management: Moving forward the sustainable and welcome uses of a global resource. In: LeBlanc, R. J.; Matthews, P.; Richard, R. P. (Eds.): United Nations Human Settlements Programme (UN-HABITAT), Nairobi, Kenia, [https://esa.un.org/iys/docs/san\\_lib\\_docs/habitat2008.pdf](https://esa.un.org/iys/docs/san_lib_docs/habitat2008.pdf) (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)
- UNESCO (2014): Faecal Sludge Management – Systems Approach for Implementation and Operation. IWA Publishing, London
- U.S. EPA (2007): Standards for the Use or Disposal of Sewage Sludge. Title 40 of the Code of Federal Regulations, Protection of Environment, Part 503 (40 CFR Part 503)
- VAISALA (2015): <http://www.vaisala.com/en/energy/support/Resources/Pages/Free-Wind-And-Solar-Resource-Maps.aspx> (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)
- VDI 3786 Blatt 5 (2015): Umweltmeteorologie Meteorologische Messungen Strahlung. VDI-Richtlinie, Ausgabe: Oktober 2015, Verein Deutscher Ingenieure, Düsseldorf
- WENDLING, U.; SCHELLING, H.-G.; THOMÄ, M. (1991): Bereitstellung von täglichen Informationen zum Wasserhaushalt des Bodens für die Zwecke der agrarmeteorologischen Beratung. In: Zeitschrift für Meteorologie, Heft 41, Berlin, S. 468-475
- WHO (2006): Guidelines for the safe use of Wastewater, Excreta and Greywater – Volume IV Excreta and Greywater Use in Agriculture. World Health Organization, Genf
- WIECHMANN, B.; DIENEMANN, C.; KABBE, C.; BRANDT, S.; VOGEL, I.; ROSKOSCH, A. (2013): Klärschlamm-trocknung in der Bundesrepublik Deutschland. Umweltbundesamt (Hrsg.), Dessau-Roßlau
- ZWEIFEL, H.-R.; FISCHLI, O.; BRAUCHLI, H.; HERRMANN, P. (2001): Solare Klärschlamm-trocknung in der Praxis – Erfahrungen auf der ARA Glarnerland. In: gwa, 81 (7), S. 459-463

### Entfernung von Helminthen-Eiern und Desinfektion (Abschnitt 13)

- ABEGGLEN, C.; BEIER, S.; PINNEKAMP, J.; MAUER, C.; SIEGRIST, H. (2011): Mikroverunreinigungen. Energieverbrauch und Kosten weitergehender Verfahren auf kommunalen ARA. In: Gas Wasser Abwasser, Nr. 7, S. 479-486

- ALCALDE, L.; FOLCH, M.; TAPIAS, J.C.; HUERTAS, E.; TORRENS, A.; SALGOT, M. (2007): Wastewater reclamation systems in small communities. In: *Water Science & Technology*, 55 (7), pp. 149-154
- ARENE, F. O. I. (1986): *Ascaris suum*: Influence of embryonation temperature on the viability of the infective larva. *Journal of Thermal Biology*, 11 (1), pp. 9-15
- ARFAA, F. (1978): The effect of various chemicals and temperature in destruction of the eggs of *Ascaris lumbricoides*: A progress report. *Iranian Journal of Public Health*, Vol. 7, pp. 168-179
- ASANO, T.; BURTON, F.; LEVERENZ, H.; TSUCHIHASHI, R.; TCHOBANOGLIOUS, G. (2007): *Water Reuse: Issues, Technologies, and Applications*. McGraw-Hill Professional, New York, USA
- ASH, L. R.; ORIHIEL, T. C. (2007): *Ash & Orihel's Atlas of Human Parasitology*. American Society for Clinical Pathology Press, Los Angeles/New Orleans, 5<sup>th</sup> Edition
- ATV-FA 2.8 (1998): Leistungstabelle über Verfahren der weitergehenden Abwasserreinigung nach biologischer Behandlung beim Belebungsverfahren. Arbeitsbericht des ATV-Fachausschusses 2.8 „Verfahren der weitergehenden Abwasserreinigung nach biologischer Behandlung, In: *KA – Korrespondenz Abwasser*, 45 (7), S. 1335-1336
- AYRES, R. M.; ALABASTER, G. P.; MARA, D. D.; LEE, D. L. (1992): A design equation for human intestinal nematode egg removal in waste stabilization ponds. In: *Water Research*, 26 (6), pp. 863-865
- BARNARD, R. J.; BIER, J. W.; JACKSON, G. J.; MCCLURE, F. D. (1987): *Ascaris lumbricoides suum*: Thermal death time of unembryonated eggs. In: *Experimental Parasitology*, Vol. 64, pp.120-122
- BEAN, C. L.; HANSEN, J. J.; MARGOLIN, A. B.; BALKIN, H.; BATZER, G.; WIDMER, G. (2007): Class B Alkaline Stabilization to Achieve Pathogen Inactivation. In: *International Journal of Environmental Research and Public Health*, pp. 53-60
- BISCHOFF, A.; CORNEL, P.; MÜLLER, K.; DÜPPENBECKER, B. (2013): Hygiene aspects in water reuse. DWA slide presentation ‚water reuse‘, DWA-Arbeitsgruppe BIZ-11.4 Wasserwiederverwendung, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- BISCHOFF, A. (2013): Desinfektion von behandeltem Abwasser – Vergleich verschiedener Desinfektionsverfahren. Dissertation, IWAR-Schriftenreihe, Bd. 225, Verein zur Förderung des Instituts IWAR der TU Darmstadt (Hrsg.)
- BIXIO, D.; WINTGENS, T. (Eds.) (2006): *Water reuse system management manual – AQUAREC*, Office for Official Publications of the European Communities, Luxemburg
- BÖHM, B.; PIRCHNER, A.; NOTHAFT, P. (2007): Möglichkeiten der UV-Desinfektion von Kläranlagenabläufen. Kläranlagenabläufen. In: *WAR-Schriftenreihe*, Bd. 190, *Wie sieht die Abwasserbehandlung der Zukunft aus? – Vierte, Fünfte, Sechste Reinigungsstufe?* Verein zur Förderung des Instituts WAR der Technischen Universität Darmstadt (Hrsg.)
- BOWMAN, D. D.; LITTLE, M. D.; REIMERS, R. S. (2003): Precision and accuracy of an assay for detecting *Ascaris* eggs in various biosolid matrices. In: *Water Research*, 37 (9), pp. 2063-2072
- BROWNELL, S. A.; NELSON, K. L. (2006): Inactivation of Single-Celled *Ascaris suum* Eggs by Low-Pressure UV Radiation. In: *Applied and environmental microbiology*, 72 (3), pp. 2178-2184
- BUCHAUER, K. (2007): *Hygienische Standards für die Verwertung von Klärschlamm in der Landwirtschaft – ein internationaler Vergleich*. ARAconsult – Dr. Buchauer & Dr. Wett OEG, Innsbruck, Österreich, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Hennef
- Burns, N. L. (2010): Ozone. In: Black and Veatch Corporation (Ed.): *White's handbook of chlorination and alternative disinfectants*. John Wiley & Sons, New Jersey, USA, 5<sup>th</sup> Edition
- CAPIZZI-BANAS, S.; DELOGE, M.; REMY, M.; SCHWARTZBROD, J. (2004): Liming as an advanced treatment for sludge sanitation: helminth eggs elimination – *Ascaris* eggs as model. In: *Water Research*, Vol. 38, pp. 3251-3258
- CARRINGTON, E. G. (2001): Evaluation of sludge treatments for pathogen reduction. Study Contract No B4-3040/2001/322179/MAR/A2 for the European Commission Directorate-General Environment, WRC Medmenham
- CHÁVEZ, A.; JIMÉNEZ, B.; MAYA, C. (2004): Particle size distribution as a useful tool for microbial detection. In: *Water Science & Technology*, 50 (2), pp. 179-186
- COFIE, O. O.; AGBOTTAH, S.; STRAUSS, M.; ESSEKU, H.; MONTANGERO, A.; AWUAH, E.; KONE, D. (2006): Solid-liquid separation of faecal sludge using drying beds in Ghana: implications for nutrient recycling in urban agriculture. In: *Water research*, Vol. 40, pp. 75-82

- COLLENDER, P. A.; KIRBY, A. E.; ADDISS, D. G.; FREEMAN, M. C.; REMAIS, J. V. (2015): Methods for Quantification of Soil-Transmitted Helminths in Environmental Media: Current Techniques and Recent Advances. In: Trends in Parasitology, 31 (12), pp. 625-639, Elsevier Ltd., <http://dx.doi.org/10.1016/j.pt.2015.08.007> [zuletzt aufgerufen: 30.07.2016]
- ROLL, N. A. (1973): *Necator americanus*: Activity Patterns in the Egg and the Mechanism of Hatching. In: Experimental Parasitology, Academic Press, Inc., Vol. 35, pp. 80-85
- DARBY, J.; HEATH, M.; JACANGELO, J.; LOGE, F.; SWAIM, P.; TCHOBANOGLOUS, G. (1995): Comparison of UV Irradiation to Chlorination: Guidance for achieving optimal UV Performance. Water Environment Research Foundation, Final Report: Project 91-WWD-1, Pennsylvania State University, USA
- DAVID, E. D.; LINDQUIST, W. D. (1982): Determination of the Specific Gravity of certain Helminth Eggs using Sucrose Density Gradient Centrifugation. In: Journal of Parasitology, American Society of Parasitologists, pp. 916-919
- DUNN, A. J. (1991): The Development of a Predictive Model for the Removal of Helminth Eggs during Rapid Sand Filtration. PHD-Thesis, University of Southampton, Department of Civil Engineering
- DÜPPENBECKER, B.; MAYA, C.; KNEIDL, S.; MEZA, C.; LUCARIO, E.; ECHAGÜE, V.; CORNEL, P. (2013): Removal of helminth eggs by surface filtration. IWA-13047R1, Technische Universität Darmstadt, Institut IWAR und Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México
- DWA (2008): Bewertung von Verfahrensstufen zur Abwasseraufbereitung für die Wiederverwendung. DWA-Themen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (Hrsg.), Hennef, Mai 2008, ISBN: 978-3-940173-69-0 (ab April 2009 unter dem Titel „Aufbereitungsstufen für die Wasserwiederverwendung“, ISBN: 978-3-941089-78-5)
- DWA-M 205 (2013): Desinfektion von biologisch gereinigtem Abwasser. Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef
- ELEFRITZ, R. A. (2000): Comparison of Alternative Methods of Disinfection for Reclaim Effluents. In: Florida Water Resource Journal, Vol. 7, pp. 19-29
- FAHLENKAMP, H.; NÖTKE, T.; NOWOTNY, N.; LAUNER, M. (2008): Untersuchungen zum Eintrag und zur Elimination von gefährlichen Stoffen in kommunalen Kläranlagen Phase 3. Dortmund, Technische Universität Dortmund
- FEACHEM, R. G.; BRADLEY, D. J.; GARELICK, H.; MARA, D. D. (1983): Health Aspects of Excreta and Wastewater Management. John Wiley & Sons
- FUHRMANN, T. (2014): Anwendung und Potenziale von Abwasserteichsystemen im internationalen Kontext. Dissertation, Schriftenreihe Umwelttechnik und Umweltmanagement, Bd. 32, Rudolph, K.-U. (Hrsg.), IEEM – Institut für Umwelttechnik und Management an der Universität Witten/Herdecke gGmbH
- GALLIZZI, K. (2003): Co-Composting Reduces Helminth Eggs in Fecal Sludge. A Field Study in Kumasi, Ghana, SANDEC, Switzerland
- GANTZER, C.; GASPARD, P.; GALVEZ, L.; HUYARD, A.; DUMOUTHIER, N.; SCHWARTZBROD, J. (2001): Monitoring of bacterial and parasitological contamination during various treatment of sludge. In: Water research, Vol. 35, pp. 3763-3770
- GILLETTE, R.; MARKS, K.; PAWLUK, D. (2003): City of Roseville Alternative Disinfection Study. In: Proceedings of the Water Environment Federation, 40 (30), pp. 529-558
- GODFREE, A.; GODFREY, S. (2008): Water reuse criteria: environmental and health risk based standards and guidelines. In: Jiménez, B.; Asano, T (Eds.): Water Reuse – An International Survey of current practice, issues and needs. IWA Publishing, London, ISBN: 9781843390893
- GOULD, J. C.; ROSSANO, M. G.; LAWRENCE, L. M.; BURK, S. V.; ENNIS, R. B.; LYONS, E. T. (2013): The effects of windrow composting on the viability of *Parascaris equorum* eggs. In: Veterinary Parasitology, 191 (1-2), DOI: 10.1016/j.vetpar.2012.08.017, pp. 73-80
- HIEPE, T.; LUCIUS, R.; GOTTSTEIN, B. (2005): Allgemeine Parasitologie: Mit den Grundzügen der Immunologie, Diagnostik und Bekämpfung. Nr. 1, MVS Medizinverlage Stuttgart, ISBN-13: 978-3830441014
- HINDIYEH, M. Y. (2004): Integrated Guide to Sanitary Parasitology. World Health Organization, Amman Jordan, ISBN 92-9021-386-8
- HOIBYE, L.; CLAUSON-KAAS, J.; WENZEL, H.; LARSEN, H. F.; JACOBSEN, B.N.; DALGAARD, O. (2008): Sustainability assessment of advanced wastewater treatment technologies. In: Water Science & Technology, 58 (5), pp. 963-968
- JIMÉNEZ, B.; CHÁVEZ, A.; LEYVA, A.; TCHOBANOGLOU, G. (2000): Sand and synthetic medium filtration of advanced primary treatment effluent from Mexico City. In: Water Research, 34 (2), pp. 473-480

- JIMÉNEZ, B. (2007a): Helminth ova removal from wastewater for agriculture and aquaculture reuse. In: *Water Science & Technology*, 55 (1-2), pp. 485-493
- JIMÉNEZ, B. (2007b): Helminths (Worms) Eggs Control in Wastewater and Sludge. International Symposium on New Directions in Urban Water Management
- JIMÉNEZ, B.; MAYA, C. (2007): Helminths and Sanitation. Communicating Current Research and Educational Topics and Trends in Applied Microbiology
- JIMÉNEZ, B.; MAYA, C.; GALVÁN, M. (2007): Helminth ova control in wastewater and sludge for advanced and conventional sanitation. In: *Water Science & Technology*, 56 (5), pp. 43-51
- JIMÉNEZ, B. (2008): Helminth Ova Control in Wastewater and Sludge for Agricultural Reuse. In: W.O.K. Grabow, W. O. K. (Ed.): *Water reuse new paradigm towards integrated water resources management in Encyclopedia of Biological, Physiological and Health Sciences, Water and Health, Vol. II, Life Support System*, EOLSS Publishers Co Ltd., UNESCO, pp. 429-449
- JIMÉNEZ, B.; MAYA, C.; LUCARIO, S.; GALVÁN, M. (2009a): Evaluation of the Effect of Physical and Chemical Factors on the Viability of *Ascaris* and other Genera of Helminth Eggs. IWA Development Congress, México
- JIMÉNEZ, B. (2009b): Wastewater risks in the urban water cycle. In: Jiménez, B. & Rose, J. (Eds.): *Urban Water Security: Managing Risks*. Urban Water series, UNESCO-IHP, Taylor & Francis Ltd., p. 324
- JIMÉNEZ, B.; MARA, D.; CARR, R. (2010): Wastewater Treatment for Pathogen Removal and Nutrient Conservation: Suitable Systems for Use in Developing Countries. In: Drechsel, P (Ed.): *Wastewater irrigation and health: Assessing and mitigating risk in low-income countries*. London, Sterling, VA: Earthscan
- JIMÉNEZ, B. (2011): Safe Sanitation in Low Economic Development Areas. In: Peter, W. (Ed.): *Treatise on Water Science*. Elsevier B.V., ISBN: 978-0-444-53199-5
- JIMÉNEZ, B.; MAYA, C.; VELASQUEZ, G.; TORNER, F.; ARAMBULA, F.; BARRIOS, J. A.; VALESCO, M. (2016): Identification and quantification of pathogenic helminth eggs using a digital image system. In: *Experimental Parasitology*, Elsevier B. V., Vol. 166, pp. 164-172
- KARKASHAN, A.; KHALLAF, B.; MORRIS, J.; THURBON, N.; ROUCH, D.; SMITH, S. R.; DEIGHTON, M. (2015): Comparison of methodologies for enumerating and detecting the viability of *Ascaris* eggs in sewage sludge by standard incubation-microscopy, the BacLight Live/Dead viability assay and other vital dyes. In: *Water Research*, Vol. 68, pp. 533-544
- KELLER, R.; PASSAMANI-FRANCA, R. F.; CASSINI, S. T.; GONÇALVES, F. R. (2004): Disinfection of sludge using lime stabilisation and pasteurisation in a small wastewater treatment plant. In: *Water Science & Technology*, Vol. 50, pp. 13-17
- KERAITA, B.; DRECHSEL, P.; KONRADSEN, F.; VREUGDENHIL, R. C. (2008): Potential of simple filters to improve microbial quality of irrigation water used in urban vegetable farming in Ghana. In: *Journal of Environmental Science and Health, Part A, Toxic/hazardous substances & environmental engineering*, Vol. 43, pp. 749-755
- KNEIDL, S.; CORNEL, P.; BISCHOF, F.; SCHMAUBER, S.; MERKL, A.; DEHNERT, M. (2017): Schlussbericht zum BMBF-geforderten Verbundprojekt „Exportorientierte Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet Abwasser – Validierung an technischen Anlagen“ (EXPOVAL), Unterverbund „Wasserwiederverwendung und Hygienisierung“. BMBF-Förderkennzeichen: 02WA1252N, 02WA1252O, Technische Universität Darmstadt, HUBER SE, Berching, voraussichtliche Veröffentlichung: 2017, abrufbar unter: <https://www.tib.eu>
- KOBYLINSKI, E.A.; BHANDARI, A. (2010): Chlorination of Wastewater, Disinfection of Wastewater. In: Black & Veatch Corporation (Eds.): *White's handbook of chlorination and alternative disinfectants*. Wiley & Sons, New Jersey, USA, 5<sup>th</sup> Edition
- KOLOMYSOV, I. I. (1978): A quicker and simpler method for calculating the specific gravity of helminth eggs. *Byulleten' Vsesoyuznogo Instituta Gel' mintologiiim*, K. I. Stryabina, Vol. 22, pp. 28-30
- KONATÉ, Y.; MAIGA, A. H.; BASSET, D.; CASELLAS, C.; PICOT, B. (2013): Parasite removal by waste stabilisation pond in Burkina Faso, accumulation and inactivation in sludge. In: *Ecological Engineering*, Vol. 50, pp. 101-106
- KOUTCHMA, T. N.; FORNEY, L. J.; MORARU, C. I. (2009): *Ultraviolet Light in Food Technology: Principles and Applications*. CRC Press, Boca Raton, USA
- KRISHNASWAMI, S. K.; POST F. J. (1968): Effect on chlorine on *Ascaris* (Nematoda) eggs. In: *Health Laboratory Science*, 5 (4), pp. 225-232
- LARDIN, C.; PACHECO, S. (2015): *Helminths: Handbook for Identification and Counting of Parasitic Helminth Eggs in Urban Wastewater*. IWA Publishing, London, ISBN13: 9781780407142

- LAZAROVA, V.; SAVOYE, P.; JANEX, M. L.; BLATCHLEY, E. R.; POMMEPUY, M. (1999): Advanced wastewater disinfection technologies: state of the art and perspectives. In: *Water Science & Technology*, 40 (4-5), pp. 203-213
- LAZAROVA, V. (2004): Operation and Maintenance of disinfection systems and quality control. International Workshop on Implementation and Operation of Municipal Wastewater Reuse Plants, Thessaloniki, Griechenland
- LEONG, L.Y.C.; KUO, J.; TANG, C.C. (2008): Disinfection of Wastewater Effluents – Comparison of Alternative Technologies. Water Environment Research Foundation (WERF), Alexandria, USA
- LIVINGSTONE, D. J. (1978): Decay of micro-organisms in the marine environment. Proceedings of the Symposium on Disinfection of Water, National Institute for Water Research, Pretoria
- MANSER, N. D.; WALD, I.; ERGAS, S. J.; IZURIETA, R.; MIHELICIC, J. R. (2015): Assessing the fate of *Ascaris suum* ova during mesophilic anaerobic digestion. In: *Environmental Science & Technology*, Vol. 49, pp. 3128-3135
- MAYA, C.; ORTIZ, M.; JIMÉNEZ, B. (2010): Viability of *Ascaris* and other helminth genera non larval eggs in different conditions of temperature, lime (pH) and humidity. In: *Water Science & Technology*, Vol. 62, pp. 2616-2624
- MAYA, C.; TORNER-MORALES, F. J.; LUCARIO, E. S.; HERNÁNDEZ, E.; JIMÉNEZ, B. (2012): Viability of six species of larval and non-larval helminth eggs for different conditions of temperature, pH and dryness. In: *Water Research*, Vol. 46, pp. 4770-4782
- METCALF & EDDY (2013): *Wastewater Engineering, Treatment and Resource Recovery*. Revised by Tchobanoglous, G.; Stensel, H. D.; Tsuchihashi, R.; Burton, F.; McGraw-Hill, New York, 5<sup>th</sup> Edition
- MONTEITH, H.; KALOGO, Y.; LOUZEIRO, N. (2007): Achieving stringent effluent limits takes a lot of energy. Tagungsband WEFTEC, Oktober 2007, San Diego, USA
- MOODLEY, P.; ARCHER, C.; HAWKSWORTH, D.; mit Unterstützung von LEIBACH, L. (2008): Standard Methods for the Recovery and Enumeration of Helminth Ova in Wastewater, Sludge, Compost and Urine-Diversion Waste in South Africa. WRC Report No. TT322/08, Water Research Commission, South Africa
- NELLE, T. (1994): Abwasserdesinfektion mit UV-Licht und Ozon unter Einbeziehung der vorgeschalteten Reinigungsstufen. Dissertation, Schriftenreihe Wasser und Umwelt, Band 11, Universität Witten-Herdecke
- ÖBERG, C. (1995): Desinfektion von biologisch gereinigtem Abwasser mit UV-Licht und Ozon und ihre Nebenwirkungen. Dissertation, Schriftenreihe Wasser und Umwelt, Bd. 13, Universität Witten-Herdecke
- ORZI, V.; SCAGLIA, B.; LONATI, S.; RIVA, C.; BOCCASILE, G.; ALBORALI, G. L.; ADANI, F. (2015): The role of biological processes in reducing both odor impact and pathogen content during mesophilic anaerobic digestion. In: *Science of the Total Environment*, Vol. 526, pp.116-126
- PARASKEVA, P.; GRAHAM N. J. D. (2002): Ozonation of Municipal Wastewater Effluents. In: *Water Environment Research*, 74 (6), pp. 569-581
- PAULSRUD, B.; GJERDE, B.; LUNDAR, A. (2004): Full scale validation of helminth ova (*Ascaris suum*) inactivation by different sludge treatment processes. In: *Water Science & Technology*, Vol. 49, pp. 139-146
- PECSON, B. M.; BARRIOS, J. A.; JIMÉNEZ, B. E.; NELSON K. L. (2007): The effects of temperature, pH, and ammonia concentration on the inactivation of *Ascaris* eggs in sewage sludge. In: *Water research*, Vol. 41, pp. 2893-2902
- PECSON, B. M.; NELSON, K. L. (2005): Inactivation of *Ascaris suum* Eggs by Ammonia. *Environmental Science & Technology*, 39 (20), pp. 7909-7914
- PINNEKAMP, J.; MERKEL, W. (2008): Senkung des Anteils organischer Spurenstoffe in der Ruhr durch zusätzliche Behandlungsstufen auf kommunalen Kläranlagen – Güte- und Kostenbetrachtung. Abschlussbericht, IWW Rheinisch-Westfälisches Institut für Wasser Beratungs- und Entwicklungsgesellschaft mbH, Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Aachen/Mühlheim
- PULLAN, R. L.; SMITH, J. L.; JASRASARIA, R.; BROOKER, S. J. (2014): Global numbers of infection and disease burden of soil transmitted helminth infections in 2010. *Parasites & vectors*, 7 (37)
- QUINZAÑOS, S.; DAHL, C.; STRUBE, R.; MUJERIEGO, R. (2008): Helminth eggs removal by microscreening for water reclamation and reuse. In: *Water Science & Technology*, Vol. 57, pp. 715-720
- RIED, A.; MIELCKE, J.; WIELAND, A. (2009): The potential use of ozone in municipal wastewater. In: *Ozone: Science & Engineering*, Vol. 31 (6), pp. 415-421
- ROCHA, M. C. DA; BARÉS, M. E.; BRAGA, M. C. B. (2016): Quantification of viable helminth eggs in samples of sewage sludge. In: *Water Research*, Vol. 103, pp. 245-255

- ROJAS-VALENCIA, M. N.; ORTA-DE-VELASQUEZ, M. T.; VACA-MIER, M.; FRANCO, V. (2004): Ozonation by-products issued from the destruction of microorganisms present in wastewater treated for reuse. In: *Water Science & Technology*, 50 (2), pp. 187-193
- ROSE, J. B.; FARRAH, S. R.; HARWOOD, V. J.; LEVINE, A. D.; LUKASIK, J.; MENENDEZ, P.; SCOTT, T. M. (2004): Reduction of Pathogens, Indicator Bacteria, and Alternative Indicators by Wastewater Treatment and Reclamation Processes. Water Environment Research Foundation (WERF), Alexandria, USA
- ROSENWINKEL, K.-H.; LOREY, C. (2009): Gewässerschutz in Deutschland. In: *KA – Korrespondenz Abwasser, Abfall*, 56 (6), S. 570-576
- SALVESON, A.; MCKAY, E. (2012): Challenge Projects on Low Energy Treatment Schemes for Water Reuse. Tagungsband, Watereuse California – Annual Conference, März, 2012, Sacramento, USA
- SAMEL, L. S.; NORTON, J. M.; MCLELLAND, J. (2003): Implementation of best-value UV systems through competitive life cycle cost bidding procedures. In: *Proceedings of the Water Environment Federation, WEFTEC 2003*, Session 31-40, pp. 559-576
- SCAGLIA, B.; D'IMPORZANO, G.; GARUTI, G.; NEGRI, M.; ADANI, F. (2014): Sanitation ability of anaerobic digestion performed at different temperature on sewage sludge. In: *Science of the Total Environment*, Vol. 466-467, pp. 888-897
- SCHMIDTLEIN, F. (2012): Entwicklung und Bewertung von Verfahrenskonzepten zur Verwendung kommunalen Abwassers für die Bewässerung. Dissertation an der Ruhr-Universität Bochum, Schriftenreihe Siedlungswasserwirtschaft Bochum, Bd. 63
- SCHUMACHER, J. (2006): Ozonung zur weitergehenden Aufbereitung kommunaler Kläranlagenabläufe. Dissertation, Fakultät III – Prozesswissenschaften, Technische Universität Berlin
- SENGUPTA, M. E. (2012): Sedimentation and resuspension of helminth eggs in water. PhD thesis, University of Copenhagen, Faculty of Life Science
- SHANAHAN, E.; ROIKO, A.; TINDALE, N.; THOMAS, M.; WALPOLE, R.; KURTBÖKE, D. (2010): Evaluation of Pathogen Removal in a Solar Sludge Drying Facility Using Microbial Indicators. In: *International Journal of Environmental Research and Public Health*, Vol. 7, pp. 565-582
- SHARAFI, K.; FAZLZADEHDAVIL, M.; PIRSAHEB, M.; DERAYAT, J.; HAZRATI, S. (2012): The comparison of parasite eggs and protozoan cysts of urban raw wastewater and efficiency of various wastewater treatment systems to remove them. In: *Ecological Engineering*, Vol. 44, pp. 244-248
- SHUVAL, H. I.; ADIN, A.; FATTAL, B.; RAWITZ, E.; YEKUTIEL, P. (1986): Integrated Resource Recovery: Wastewater Irrigation in Developing Countries – Health Effects and Technical Solutions. World Bank Technical Paper Number 51, The World Bank, Washington, D.C., ISBN 0-8213-0763-0
- SILVA, N. R.; BROOKER, S.; HOTEZ, P. J.; MONTRESOR, A.; ENGELS, D.; SAVIOLI, L. (2003): Soil-transmitted helminth infections: updating the global picture. In: *Trends in parasitology*, Vol. 19, pp. 547-551
- SMEETS, P.; RIETVELD, L.; HIJNEN, W.; MEDEMA, G.; STENSTRÖM, T. (2006): Efficacy of water treatment processes. In: *MICRORISK – Microbiological risk assessment: a scientific basis for managing drinking water safety from source to tap*. Abschlussbericht, online verfügbar unter: <https://de.scribd.com/doc/277515751/Microrisk-Efficacy-of-Water-Treatment-Processes> (zuletzt aufgerufen: 30.07.2016)
- UJANG, Z. (2006): Municipal wastewater management in developing countries: Principles and engineering. IWA Publishing, London, p. 344
- U.S. EPA (1998): Technologies and Costs for Control of Disinfection By-products. EPA-PB99-111486, United States Environmental Protection Agency, Washington DC
- U.S. EPA (1999): Wastewater Technology Fact Sheet: Chlorine Disinfection. EPA 832-F-99-062, United States Environmental Protection Agency, Washington DC
- U.S. EPA (2003): Environmental Regulations and Technology: Control of Pathogens and Vector Attraction in Sewage Sludge, United States Environmental Protection Agency, Washington DC
- U.S. EPA (2012): Guidelines for Water Reuse. EPA/600/R-12/618, United States Environmental Protection Agency, Office of Water, Washington DC
- VICTORICA, J. DE; GALVÁN, M. (2003): Preliminary testing of a rapid coupled methodology for quantitation/viability determination of helminth eggs in raw and treated wastewater. In: *Water Research*, 37 (6), pp. 1278-1287
- WHARTON, D. A. (1980): Nematode egg-shells. In: *Parasitology*, pp. 447-463

- WHARTON, D. A. (1983): The production and functional morphology of helminth egg-shells. In: Parasitology, pp. 85-97
- WHO (2006): Guidelines for the safe use of wastewater, excreta and greywater, Volume 2: Wastewater use in agriculture. World Health Organization, Genf
- WHO (2012): Eliminating Soil-Transmitted Helminthiases as a Public Health Problem in Children. World Health Organization, Genf
- WIRTH, R. (2010): Energie- und Kostenvergleichsbetrachtung verschiedener Abwasserdesinfektionssysteme – Teil 2: Chlordioxid. Unveröffentlichte Mitteilung, Heidelberg
- YANKO, W. A. (1987): Occurance of Pathogenes in Distribution and Marketing of Municipal Sludges. EPA 600/1-87-014, United States Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, North Carolina
- YAYA-BEAS, R.; AYALA-LIMAYLLA, C.; KUJAWA-ROELEVELD, K.; VAN LIER, J.; ZEEMAN, G. (2015): Helminth Egg Removal Capacity of UASB Reactors under Subtropical Conditions. In: Water, 7 (5), pp. 2402-2421
- YARULIN, G. R. (1955): Contamination of the coastal zone of the Caspian Sea with eggs of geo-helminths. In: Meditsinskaya Parazitologiya i Parazitarnye Bolezni, Vol. 24, pp. 117-120

### **Hinweise zu betrieblichen Rahmenbedingungen bei der Anlagenplanung (Abschnitt 14)**

- BMW (2005): Leitfaden zur Herausbildung leistungsstarker kommunaler und gemischtwirtschaftlicher Unternehmen der Wasserver- und Abwasserentsorgung – Wasserleitfaden. Dokumentation Nr. 547, Juli 2005, Bundesministerium für Wirtschaft und Arbeit (Hrsg.), <http://www.professor-rudolph.de/downloads/wasserleitfaden-dokumentation.pdf> [zuletzt aufgerufen: 30.07.2016]
- DEG (1999): Kooperationen und Investitionen: Chancen der deutschen Wirtschaft auf dem Sektor der Wasserver- und -entsorgung in Entwicklungs- und Transformationsländern. Studie im Auftrag der DEG, Juni 1999, Deutsche Investitions- und Entwicklungsgesellschaft mbH (DEG) (Hrsg.), Köln
- HARBACH, M. (2012): Franchising im Wassersektor: Ableitung und Beschreibung eines alternativen Geschäftsmodells für Dienstleistungen der Wasserver- und Abwasserentsorgung. Dissertation, Schriftenreihe Umwelttechnik und Umweltmanagement, IEEM – Institut für Umwelttechnik und Management an der Universität Witten/Herdecke gGmbH, Nr. 29, Cuvillier Verlag, Göttingen
- RUDOLPH (1985): Zur Privatisierung der Abwasserbeseitigung, Stand – Entwicklung – Meinungen. In: KA – Korrespondenz Abwasser, 32 (12), S. 1062-1066
- RUDOLPH, K.-U.; BOMBECK, M.; HARBACH, M. (2010): Integrated Water Resources Management in South Africa – Maximizing Water Efficiency by Interlinking Hydrological and Economic Modelling. IEEM – Institut für Umwelttechnik und Management an der Universität Witten/Herdecke gGmbH
- RUDOLPH, K.-U.; STRÖMER, K.; KLUSKA, A. (2013): German collaboration to help Indian town reduce water losses. In: Asian Water, SHP Media Sdn Bhd, Malaysia (Hrsg.), 29 (6), Nov./Dez. 2013, ISSN 0218 4540, S. 18-21

## Bezugsquellen

DWA-Publikationen:  
Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft,  
Abwasser und Abfall e. V., Hennef  
<[www.dwa.de](http://www.dwa.de)>

## Arbeitsblatt DWA-A 131

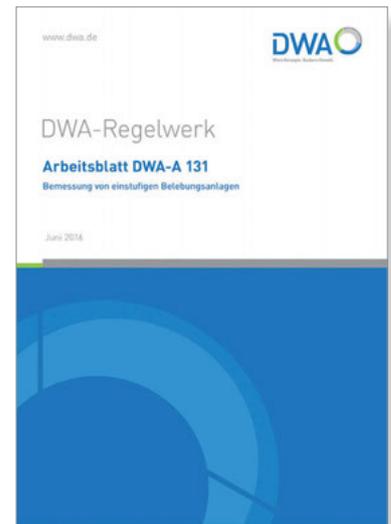
# Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen

Mit den in diesem Arbeitsblatt empfohlenen Bemessungswerten lassen sich für kommunales Abwasser mit einstufigen Belebungsanlagen die Mindestanforderungen auf nationaler Ebene einhalten bzw. unterschreiten. Im Gegensatz zu früheren Ausgaben, in denen der Bemessungsgang für nitrifizierende und denitrifizierende Belebungsanlagen auf der gemessenen BSB<sub>5</sub>-Fracht aufbaute, wird nun die Bemessung ausschließlich auf den CSB aufgebaut.

Das Arbeitsblatt befasst sich mit

- der Beschreibung des Verfahrens,
- dem Ablauf der Bemessung und den Bemessungsgrundlagen,
- der Berechnung der Schlammmasse und
- der Bemessung der Nachklärung und Belebung.

Zusätzlich wird auf planerische und betriebliche Aspekte eingegangen und die Möglichkeiten der Simulation, z. B. Szenarienvergleiche, wird erläutert.



81,50 €/65,20 €\*

### Sie suchen nach der passenden Software?

Informationen zum Belebungs-Expert finden Sie unter [www.dwa.de/software](http://www.dwa.de/software)

**Juni 2016, 68 Seiten, A4,**  
**ISBN Print: 978-3-88721-331-2,**  
**ISBN E-Book: 978-3-88721-332-9**

Preise inkl. MwSt. zzgl. Versandkosten. Preisänderungen und Irrtümer vorbehalten.

\* Preis für fördernde DWA-Mitglieder

Weitere Informationen finden Sie unter: [www.dwa.de/shop](http://www.dwa.de/shop)

## Fax-Antwort: +49 2242 872-100

Ja, wir bestellen das Arbeitsblatt DWA-A 131

gegen Rechnung • per Kreditkarte:  Visa  Mastercard

**Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser  
und Abfall e. V. (DWA)**

Kundenzentrum  
Theodor-Heuss-Allee 17  
53773 Hennef

Vor- und Zuname, Titel

Firma/Behörde

Straße

PLZ/Ort

E-Mail (freiwillig)

DWA-Mitgliedsnummer

Telefon

Datum/Unterschrift

Ja, ich willige ein, künftig Informationen der DWA/GFA per E-Mail zu erhalten.

Die Bemessung von Abwasser- und Schlammbehandlungsanlagen unter den abweichenden abwassertechnischen und klimatischen Verhältnissen in anderen Ländern erfordert eine Ergänzung der bestehenden, vorrangig für mitteleuropäische Verhältnisse erarbeiteten Bemessungsregeln gemäß dem DWA-Regelwerk. Dies betrifft beispielsweise die Berücksichtigung hoher oder niedriger Abwassertemperaturen, erhöhter Salzgehalt oder spezieller Ablaufanforderungen.

Im Rahmen des vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) geförderten Forschungsprojekt „EXPOVAL“ wurden international einsetzbare Bemessungsansätze entwickelt. Die Ergebnisse sind für den vorliegenden Themenband in Form von international anwendbaren Bemessungsansätzen aufbereitet worden und ergänzen das DWA-Regelwerk entsprechend.

Die neuen bzw. erweiterten Bemessungsansätze umfassen Belebungs-, Tropfkörper- und Abwasserteichanlagen, UASB-Reaktoren, Anlagen zur anaeroben Schlammstabilisierung und solaren Klärschlamm Trocknung, Belüftungssysteme und die Elimination von Helminthen-Eiern. Zu allen Verfahren werden praxisnahe Berechnungsbeispiele dargestellt.

Neben der Erweiterung und Anpassung insbesondere an unterschiedliche Temperaturverhältnisse wurden die Bemessungsansätze in diesem Themenband einheitlich auf die international weit verbreitete Überwachungspraxis mittels Tagesmittelwerten und für das Reinigungsziel des Kohlenstoffabbaus auf den chemischen Sauerstoffbedarf (CSB) umgestellt.

ISBN: 978-3-88721-409-8 (Print)  
978-3-88721-410-4 (E-Book)

**Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA)**

Theodor-Heuss-Allee 17 · 53773 Hennef

Telefon: +49 2242 872-333 · Fax: +49 2242 872-100

info@dwa.de · www.dwa.de