

**Möglichkeiten zur Behandlung
saisonal anfallender Abwässer in
ländlich strukturierten Gebieten
durch Anpassung der
Bemessungsgrundlagen und
temporäre Aktivierung interner
Reserven**

Thomas Schalk

Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades Doktoringenieur (Dr.-Ing.) an der Fakultät Umweltwissenschaften der Technischen Universität Dresden

vorgelegt von Dipl.-Ing. Thomas Schalk

geboren am 21. Mai 1978 in Borna

Tag der Verteidigung: 05. Juli 2017

Die Übereinstimmung dieses Exemplars mit dem Original der Dissertation zum Thema: „Möglichkeiten zur Behandlung saisonal anfallender Abwässer in ländlich strukturierten Gebieten durch Anpassung der Bemessungsgrundlagen und temporäre Aktivierung interner Reserven“ wird hiermit bestätigt.

Gutachter:

Prof. Dr. sc. techn. Peter Krebs

Technische Universität Dresden

Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft

Prof. Dr.-Ing. Jens Nowak

Fachhochschule Potsdam

Fachbereich Bauingenieurwesen, Fachgebiet Wasserwesen

Prof. Dr.-Ing. Matthias Barjenbruch

Technische Universität Berlin

Institut für Bauingenieurwesen, Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft

Kurzfassung

Vor dem Hintergrund saisonaler Einflussfaktoren stellen ländlich strukturierte Gebiete besondere Anforderungen an Bemessung und Betrieb von Kläranlagen. Tourismus bildet neben landwirtschaftlich bedingten Ernte- und Verarbeitungskampagnen den bedeutendsten Faktor für saisonale Belastungsschwankungen. Da der größte Teil der Fremdenverkehrseinrichtungen über weniger als 100 Übernachtungsplätze verfügt, besteht bei fehlendem Kanalanschluss ein entsprechender Bedarf an Klein- und Kleinen Kläranlagen zur Behandlung der anfallenden Abwässer.

Die Bemessung von Kläranlagen der Größenklasse 1 wird bei fehlenden Messwerten auf Grundlage der im ATV-DVWK-A 198 (2003) als 85-%-Perzentil angegebenen einwohnerspezifischen Frachten durchgeführt. Abwasser aus einfachen Fremdenverkehrseinrichtungen wie Campingplätzen und Hütten weist im Vergleich zur üblichen kommunalen Abwasserzusammensetzung bezogen auf CSB und BSB₅ höhere Anteile an Stickstoff- und Phosphorverbindungen auf. Die spezifischen Stickstofffrachten liegen i. M. bei 10 – 11 g/P/d, die spezifischen CSB-Frachten bei i. M. 52 – 68 g/P/d. Die tatsächlichen Frachten werden von der Ausstattung (Restaurant, Wäscherei, etc.) der jeweiligen Unterkunft beeinflusst und sind in der Bemessung gesondert zu berücksichtigen.

Für die Behandlung saisonal anfallender Abwässer¹ eignen sich Verfahren mit großem vorgeschaltetem Puffervolumen oder Anlagen mit großem internem Puffer, wie z. B. Bodenfilteranlagen. Anaerobe Vorbehandlungsanlagen wie Anaerobic Baffled Reactors (ABR) können bei entsprechenden Temperaturen zur Frachtentlastung nachgeschalteter aerober Stufen beitragen. Unter gemäßigten Klimabedingungen werden inklusive Sedimentationsprozessen in Vorklärbecken i. M. 50 % des zugeführten CSB eliminiert. Aufgrund der starken Temperaturabhängigkeit des CSB-Abbaus, der Dauer des Einfahrbetriebs, der Empfindlichkeit gegenüber zu hohem Schlammabzug und des nicht berechenbaren Feststoffabtriebs ist unter gemäßigten Klimabedingungen und ohne technische Weiterentwicklung des Verfahrens keine über den Wirkungsgrad von Absetzanlagen hinausgehende Eliminationsleistung bei der Bemessung kalkulierbar.

Für saisonal belastete Bodenfilter stellt die Abminderung des Flächenbedarfs bzw. die Steigerung der CSB-Flächenbelastung analog zum nicht belasteten Zeitraum eine betriebssichere und wirtschaftliche Lösung dar, bei der die Einhaltung der Mindestanforderungen gewährleistet ist. Bei geforderter Nitrifikation ist aufgrund des hohen TKN-Konzentrationsniveaus im Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen ein Wirkungsgrad von > 95 % für die TKN-Elimination erforderlich. Im Abwasser enthaltene Hemmstoffe, insbesondere in Vorkläranlagen gebildetes Sulfid, können die Nitrifikation beeinträchtigen. Dabei werden Ammoniumoxidation und Nitritoxidation gehemmt. Charakteristisch sind hohe NH₄-N- und NO₂-N-Konzentrationen im Ablauf (Extremwerte bis zu 55 mg NO₂-N/l). Während sich Nitritoxidierer über mehrere Jahre an dauerhaft hohe

¹ Als saisonale Belastung gelten in dieser Arbeit nicht ganzjährig anfallende Abwässer, die an Standorten entstehen, deren Nutzung auf einige Monate im Jahr (Urlaubssaison) begrenzt ist.

Sulfidkonzentrationen adaptieren können, wird die Ammoniumoxidation direkt über die Sulfidkonzentration beeinflusst.

Schlagwörter:

Kleinkläranlagen, Kleine Kläranlagen, Tourismus, Campingplätze, Hütten, Einwohnerwert, Bemessungsfracht, Abwasservorbehandlung, anaerobe Abwasserbehandlung, Anaerobic Baffled Reactor (ABR), Bodenfilter, Nitrifikation, Nitritbildung, Sulfidhemmung

Abstract

In rural communities seasonal factors complicate design and operation of wastewater treatment plants. Tourism as well as agricultural harvesting and processing campaigns are the major causes for seasonal load variations. Due to the fact that accommodation capacities in rural tourism industry rarely exceed 100 beds small sewage treatment plants are acquired if a connection to a sewer system is not feasible.

Small wastewater treatment plants can be designed using the population equivalents (PE). According to the German Water Association spreadsheet ATV-DVWK-A 198, PEs are defined as the 85-%-percentile input load. Wastewater of basic accommodations like camping sites and lodges contains higher levels of nitrogen and phosphorous compounds than 'standard' domestic wastewater. The mean specific nitrogen loads reach 10 – 11 g/guest/d, the mean specific COD-load 52 – 68 g/guest/d. The special amenities of vacation homes (restaurant, laundry) affect the real loads and have to be considered in dimensioning.

Regarding the treatment of seasonal wastewater, processes with large upstream buffer or large internal buffer, such as constructed wetlands, are suitable. Furthermore, at moderate temperatures anaerobic pretreatment devices, like anaerobic baffled reactors (ABR), can reduce the input load to aerobic post treatment stages. An approximate COD elimination of 50 % can be expected by anaerobic degradation and sedimentation in the ABR in combination with upstream primary clarifiers at around 20 °C. Due to the strong temperature dependence, the long start-up-period, the sensitivity towards fail-desludging, the generation of immediate oxygen demand at low temperatures as well as unpredictable sludge overflow events, it does not seem justified to calculate higher design elimination efficiencies for ABRs than for sedimentation tanks.

The design of subsurface vertical flow constructed wetlands with seasonally induced high loading periods are approved for the elimination of organic substances. This accepted assumption was confirmed for the plant under investigation operated at a mean COD-load of 20 g/m²/d, not exceeding the effluent control values for COD in six years.

In contrast, oxidation of ammonia and nitrite were inhibited by high sulphide levels (mean sulphide concentration: 48 ± 26 mg/L). Nitrite accumulation reached its peak value at 55 mg NO₂-N/L and decreased within 4 years below 1 mg/L due to the adaption of nitrite-oxidizing microorganisms.

Keywords:

Small wastewater treatment plants, tourism, camping site, lodge, population equivalents, design load, anaerobic pretreatment, anaerobic baffled reactor (ABR), wetlands, nitrification, nitrite accumulation, sulphide inhibition

Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit am Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft der TU Dresden und ist das Resultat mehrerer Forschungs- und Industrieprojekte. Entsprechend groß ist der Kreis derer, die mich bei meiner Arbeit unterstützten.

Die Grundlage für diese Arbeit bilden die durch die Deutsche Bundesstiftung Umwelt geförderten Forschungsprojekte "Untersuchung der Leistungsfähigkeit und des Betriebsverhaltens einer saisonal belasteten, klein bemessenen Pflanzenkläranlage und deren Puffer-/Regenerationskapazität" (AZ 27143/1, AZ 27143/2) und "Vergleichende Untersuchung der Leistungsfähigkeit von saisonal belasteten, klein bemessenen Pflanzenkläranlagen und des Einflusses hoher Sulfidkonzentrationen auf den Betrieb" (AZ 32535/01), das durch das BMWi geförderte Vorhaben "Entwicklung einer Pflanzenkläranlage zur parallelen Reduzierung von Abwasser- und Treibhausgasemissionen im ländlichen Raum" (PARASOL, KF2488502RH2), mehrere Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit von Anaerobic Baffled Reactors (ABR), die im Auftrag der Bremen Overseas Research and Development Association (BORDA e. V.) durchgeführt wurden sowie von im Zeitraum 1993 - 2006 durch das Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft durchgeführte Untersuchungen an Kleinkläranlagen, bei denen ich zum Teil auf vorhandenes Datenmaterial des Instituts zurückgegriffen habe.

An erster Stelle bedanke ich mich bei Herrn Prof. Dr. sc. techn. Peter Krebs, der mir die Möglichkeit zur Erstellung dieser Arbeit gab. Darüber hinaus bedanke ich mich bei Herrn Prof. Dr. Matthias Barjenbruch von der TU Berlin und bei Herrn Prof. Dr. Jens Nowak von der FH Potsdam für die Begutachtung dieser Arbeit sowie bei letzterem für die darüber hinaus gehende gute Zusammenarbeit.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Dr.-Ing. Volker Kühn, der als langjähriger Leiter der AG Abwasserbehandlung ausschlaggebend für die Beantragung und Durchführung der Projekte war und damit letztlich auch für die Entstehung dieser Arbeit und für die in diesem Rahmen geführten fachlichen Diskussionen.

Klaus Dorschner danke ich für die Einführung in das Problemfeld Kleinkläranlagen, die nicht zuletzt mit der Probenahme bei der Prüfung und Nachprüfung von Kleinkläranlagen begann und sich mit verschiedenen Diskussionen über die Besonderheiten von Kleinkläranlagen fortsetzte. Karli Schwürz sei gedankt für seine tatkräftige und praktische Unterstützung bei der Probenahme auf diversen Kläranlagen und für die Durchführung von damit verbundenen Basteleien.

Darüber hinaus bedanke ich mich bei den ehemaligen und verbliebenen Mitarbeitern der AG Abwasserbehandlung für das angenehme Arbeitsklima und für die Unterstützung meiner Arbeit, insbesondere bei Stefan und Conrad, meinen langjährigen Zimmergenossen, bei Alex (u. a. für seinen Einsatz bei Probenahme), Norbert, Markus, Christine, Jan, Johannes, Anja und Gerold. Nicht zu vergessen sind Anita für die Tipps bei der Kostenrechnung sowie Heike, Sina, Ulrike und Susanne Schwürz, denen ich immer wieder die Laborkühlschränke mit Proben vollstellte.

Nicht zuletzt danke ich den Lübbenauern, die mich bei den Probenahmen im Kanuheim und auf den Zeltplätzen in Lübbenau und Hindenberg unterstützt haben, vor allem bei Thomas Rähm und Roger sowie bei Dieter, insbesondere für seine langjährigen und geduldigen Wetteraufzeichnungen und Gästezahlungen. Last but not least geht auch ein Dankeschön an den Zweckverband Wasser und Abwasser Vogtland für die Möglichkeit der Untersuchung der Kläranlage Wiedersberg sowie an die Studierenden, die im Rahmen ihrer Abschlussarbeiten an der Datengewinnung beteiligt waren, vor allem an Martin Falkenberg, Robert Behnisch und Sandra Hust.

Inhaltsverzeichnis

Abbildungen	V
Tabellen	XI
Abkürzungen	XIV
1 Einführung	1
1.1 Besonderheiten der Siedlungswasserwirtschaft in ländlich strukturierten Gebieten	1
1.2 Problemstellung	3
2 Abwasserbeseitigung in Klein- und Kleinen Kläranlagen unter Berücksichtigung saisonaler Belastungszustände	6
2.1 Elemente der Abwasserbehandlung in ländlich strukturierten Gebieten	6
2.1.1 Kleinkläranlagen	6
2.1.2 Kleine Kläranlagen	12
2.1.3 Anforderungen an Betrieb und Überwachung von Klein- und Kleinen Kläranlagen.....	15
2.2 Belastungssituation in ländlich strukturierten Gebieten	18
2.2.1 Abwasseranfall	18
2.2.2 Schmutzfracht	21
2.3 Saisonale Beeinflussung der Abwasserbehandlung	24
2.4 Konsequenzen für Bemessung und Betrieb von Kläranlagen bei der Behandlung von Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen	27
3 Bemessungswerte für die Behandlung von Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen	29
3.1 Probleme bei der Anwendung von Einwohnerwerten.....	29
3.2 Möglichkeiten zur Bestimmung der maßgebenden Frachten	32
3.3 Untersuchte Standorte	34
3.3.1 Zeltplatz Lübbenau	34
3.3.2 Kanuheim Lübbenau.....	35
3.3.3 Kleinkläranlagen ohne gewerbliche Zuflüsse	36
3.3.4 Kleine Kläranlagen – KA Wiedersberg	37

3.4	Ermittlung spezifischer Frachten über Zulaufmessungen	39
3.4.1	Beeinflussung der Frachtbestimmung durch die Vorbehandlungsanlage	39
3.4.2	Belastungssituation auf Campingplätzen.....	42
3.4.3	Belastungssituation von Hütten	45
3.4.4	Belastungssituation von Kleinkläranlagen ohne gewerbliche Zuflüsse	49
3.4.5	Belastungssituation der KA Wiedersberg	51
3.5	Ermittlung spezifischer Frachten über Ablaufmessungen	52
3.5.1	Methodenentwicklung am Beispiel von Kleinkläranlagen.....	52
3.5.2	Ergebnisse und Validierung	56
3.5.2.1	Kleinkläranlagen ohne gewerbliche Zuflüsse.....	56
3.5.2.2	Freizeiteinrichtungen – KA Kanuheim Lübbenau.....	58
3.5.2.3	Kleine Kläranlagen – KA Wiedersberg.....	60
3.5.3	Methodenkritik.....	62
3.6	Schlussfolgerungen	65
4	Behandlungsmöglichkeiten für saisonal anfallende Abwässer	67
4.1	Verfahrensgrundsätze	67
4.2	Erhöhung der Behandlungskapazität von Kläranlagen durch anaerobe Vorbehandlung unter gemäßigten Klimabedingungen.....	69
4.2.1	In Deutschland eingesetzte Verfahren	69
4.2.2	Verfahrensprinzip von ABR	71
4.2.3	Bemessung von ABR	73
4.2.3.1	Bemessungsgrößen	73
4.2.3.2	Technische Auslegung	76
4.2.4	Grundlagen für den Betrieb von anaeroben Reaktoren unter gemäßigten Klimabedingungen	79
4.2.4.1	Verfahrensbedingungen und Konsequenzen	79
4.2.4.2	Gasproduktion	81
4.2.4.3	Schlammanfall	83
4.2.5	Versuche zur anaeroben Kommunalabwasserbehandlung mit einem ABR.....	85
4.2.5.1	Versuchsdurchführung und Anlagenbeschreibung.....	85
4.2.5.2	Betriebsparameter	90
4.2.5.3	Säurebildung/Säureabbau.....	92
4.2.5.4	Schlammhaushalt	95
4.2.5.5	Eliminationsleistung.....	100
4.2.5.6	Einschätzung des Anlagenbetriebs	107

4.3	Kalkulierte Überlastung von Bodenfilteranlagen	118
4.3.1	Bauarten saisonal belasteter Bodenfilter	118
4.3.2	Bemessung und Ausführung der Bodenfilteranlage Kanuheim Lübbenau	121
4.3.3	Probenahme und Auswertung	124
4.3.4	Belastung	125
4.3.4.1	Abwasserbeschaffenheit im Zulauf der Kläranlage	125
4.3.4.2	Hydraulische Belastung des Bodenfilters	129
4.3.4.3	Abwasserbeschaffenheit im Zulauf des Bodenfilters	131
4.3.4.4	Flächenbelastung des Bodenfilters	133
4.3.5	Eliminationsleistung	137
4.3.5.1	CSB-Elimination	137
4.3.5.2	Phosphor-Elimination	141
4.3.5.3	TKN-Elimination, Nitrifikation	143
4.3.5.4	Nitrifikationshemmung	149
4.3.5.5	Denitrifikation	156
4.3.5.6	Bilanztechnische Einordnung von Sorptionseffekten	159
4.3.6	Auswirkungen hoher Sulfid- und Ammoniumkonzentrationen auf den Betrieb von Bodenfilteranlagen	161
4.3.6.1	Versuchsbeschreibung	161
4.3.6.2	Beeinflussung der Eliminationsleistung durch Sulfid und freies Ammoniak	165
4.3.6.3	Fazit	172
4.3.7	Möglichkeiten zur Sulfidentgiftung	173
4.3.8	Einschätzung des Anlagenbetriebs	175
4.3.9	Hinweise zu Bemessung, Bau und Betrieb	180
4.4	Variantenvergleich für eine Nachbemessung für das Kanuheim Lübbenau	184
4.4.1	Untersuchte Varianten und Randbedingungen	184
4.4.2	Bemessung der Anlagenteile	186
4.4.2.1	Sedimentationsanlagen	186
4.4.2.2	Zulaufpufferbehälter	188
4.4.2.3	ABR	189
4.4.2.4	Bodenfilter	194
4.4.2.5	Vergleichsanlagen	195
4.4.3	Investitions- und Baukosten	198
4.4.4	Diskussion der Varianten	201
4.4.5	Kostenvergleich	208

5	Zusammenfassung	213
6	Literatur	220
7	Anhang	246

Abbildungen

Abbildung 1.1:	Betriebsarten, Anzahl und Übernachtungsplätze von Fremdenverkehrseinrichtungen in Deutschland im Jahr 2014.....	3
Abbildung 1.2:	Betriebsgröße von Fremdenverkehrseinrichtungen in Deutschland im Jahr 2014	4
Abbildung 2.1:	An Kleinkläranlagen und abflusslose Gruben angeschlossene Einwohner.....	6
Abbildung 2.2:	Anzahl der Kleinkläranlagen in Deutschland nach Literaturangaben und Berechnungen	7
Abbildung 2.3:	Anzahl der Kleinkläranlagen und abflusslosen Gruben nach Bundesländern	8
Abbildung 2.4:	CSB-Ablaufkonzentrationen als Funktion der Zulauffracht und des Abwasseranfalls im Bereich von 60 – 80 l/E/d.....	11
Abbildung 2.5:	Verhältnis zwischen Kläranlagenanzahl und angeschlossenen EW.....	12
Abbildung 2.6:	Anzahl der Kläranlagen bis 5.000 EW in den deutschen Bundesländern.....	13
Abbildung 2.7:	Trinkwasserverbrauch und kommunaler Trockenwetterabfluss	18
Abbildung 2.8:	Aus dem Trinkwasserverbrauch resultierender Schmutzwasseranfall bei Kleinkläranlagen	19
Abbildung 2.9:	Steigerung des spezifischen Trockenwetterabflusses mit zunehmender Kläranlagengrößenklasse.....	20
Abbildung 2.10:	Steigerung des spezifischen Wasserverbrauchs mit zunehmender Gemeindegößenklasse	20
Abbildung 2.11:	Echte Saisonalität in einer Freizeiteinrichtung im Spreewald	25
Abbildung 2.12:	Überlagerung der echten Saisonalität einer Freizeiteinrichtung im Spreewald durch regelmäßige Saisonalität im Wochenverlauf	25
Abbildung 3.1:	Beispielhafte Darstellung der Verschiebung des mittleren Einwohnerwertes von 120 g CSB _{hom.} /E/d auf das 85-%-Perzentil und des sich daraus ergebenden neuen Mittelwertes	31
Abbildung 3.2:	Kanuheim Lübbenau	35
Abbildung 3.3:	Bodenfilterkläranlage Wiedersberg.....	37
Abbildung 3.4:	Verfahrensschema der KA Wiedersberg.....	37
Abbildung 3.5:	Hydraulische Verweilzeit des Abwassers in den Absetzgruben von 19 Kleinkläranlagen	39
Abbildung 3.6:	Vergleich zwischen mittlerem Trinkwasserverbrauch und 24-h-Werten.....	40
Abbildung 3.7:	Wasserbedarf auf Campingplätzen in Abhängigkeit der Einstufung.....	42
Abbildung 3.8:	Wasserverbrauch auf Campingplätzen nach verschiedenen Quellen	43
Abbildung 3.9:	Trinkwasserverbrauch im Kanuheim Lübbenau in den Jahren 2010 – 2013 und 2015	46
Abbildung 3.10:	Trinkwasserverbrauch im Kanuheim Lübbenau, Jahresscheiben 2010 – 2013 und 2015	46
Abbildung 3.11:	Spezifische Schmutzfrachten im Kanuheim Lübbenau	48

Abbildung 3.12:	Abnahme des gelösten CSB mit zunehmendem Wasserverbrauch in sechs Kleinkläranlagen im Vergleich zum theoretischen Verlauf bei Ansatz des Einwohnerwertes	49
Abbildung 3.13:	Auf Grundlage der Anlagenmittelwerte und Einzelwerte bestimmte einwohnerspezifische Frachten von Kleinkläranlagen.....	50
Abbildung 3.14:	Hydraulische Verweilzeit in der 1. Kammer der Vorbehandlungsanlage der KA Wiedersberg.....	51
Abbildung 3.15:	Korrelation zwischen partikulärem CSB und AFS im Ablauf von Kleinkläranlagen	52
Abbildung 3.16:	Korrelation von CSB_{mf} - und CSB_{hom} -Konzentrationen im Ablauf von Kleinkläranlagen.....	53
Abbildung 3.17:	Korrelation von CSB_{mf} - und CSB_{hom} -Vergleichskonzentrationen im Ablauf von Kleinkläranlagen.....	54
Abbildung 3.18:	Abhängigkeit von $f_{AN/Z}$ von der CSB_{hom} -Vergleichskonzentration.....	54
Abbildung 3.19:	Identifikation von Ausreißern über die Bestimmung der Verdünnung	55
Abbildung 3.20:	Hydraulische Verweilzeit in 20 Kleinkläranlagen.....	56
Abbildung 3.21:	Über Messungen und über $f_{AN/Z}$ bestimmte Schmutzfrachten (roh) von acht Kleinkläranlagen	57
Abbildung 3.22:	Korrelation zwischen berechneten ($f_{AN/Z}$) und gemessenen mittleren CSB_{hom} -Zulauffrachten von acht Kleinkläranlagen	57
Abbildung 3.23:	Nicht nachweisbarer Zusammenhang von CSB_{mf} -Ablaufkonzentrationen und -frachten an der KA Kanuheim Lübbenau.....	58
Abbildung 3.24:	Gemessene CSB_{hom} -Ablaufkonzentrationen und berechnete CSB_{hom} -Vergleichskonzentrationen der KA Kanuheim Lübbenau.....	59
Abbildung 3.25:	Über Zulaufmessungen bestimmte und über $f_{AN/Z}$ berechnete spezifische Schmutzfrachten (roh) des Kanuheims Lübbenau.....	59
Abbildung 3.26:	Änderung der Korrelation zwischen CSB_{mf} -Ablaufkonzentration und -fracht an der KA Wiedersberg, abhängig vom Zufluss	60
Abbildung 3.27:	Gemessene CSB_{hom} -Ablaufkonzentrationen und CSB_{hom} -Vergleichskonzentrationen der KA Wiedersberg.....	61
Abbildung 3.28:	Über $f_{AN/Z}$ berechnete spezifische Schmutzfrachten (roh) der KA Wiedersberg.....	61
Abbildung 4.1:	Prinzipskizzen für zwei Varianten des ABR-Verfahrens mit Einsatz von Tauchwänden und Tauchrohren	71
Abbildung 4.2:	Längen- und Flächenmaße zur Reaktorauslegung gemäß Tabelle 4.1.....	76
Abbildung 4.3:	Exemplarischer, theoretischer Methanverlust in Abhängigkeit der Temperatur und des Wirkungsgrades der CSB-Elimination bei vollständiger Durchlüftung des Gasraumes.....	82
Abbildung 4.4:	ABR-Kompaktanlage.....	86
Abbildung 4.5:	Schwallwände zwischen den Kammern des ABR.....	86
Abbildung 4.6:	Abmessungen und Rauminhalte der ABR-Kompaktanlage – Längsschnitte.....	87

Abbildung 4.7:	Abmessungen der ABR-Kompaktanlage – Querschnitte.....	88
Abbildung 4.8:	Mechanische Vorbehandlung des Abwassers vor der Einleitung in die ABR-Kompaktanlage.....	88
Abbildung 4.9:	Hydraulische Belastung des ABR.....	90
Abbildung 4.10:	Beschaffenheit des Abwassers im Zulauf des VKB.....	91
Abbildung 4.11:	pH-Werte in ABR-Kammer 1, 5 und 8.....	92
Abbildung 4.12:	Änderung der Temperatur zwischen der 1. und der 8. Kammer des ABR.....	92
Abbildung 4.13:	Konzentration der organischen Säuren in ABR-Kammer 1 und 8.....	93
Abbildung 4.14:	Einfluss der Temperaturänderung im ABR auf die Elimination der organischen Säuren.....	93
Abbildung 4.15:	Einfluss von Abbau und Bildung der organischen Säuren auf den gelösten CSB.....	94
Abbildung 4.16:	Mittlere Schlamm Spiegel in den ersten vier und den letzten vier Kammern.....	95
Abbildung 4.17:	Schwimmschlamm bildung in Kammer 2 im Vergleich zu Kammer 1.....	97
Abbildung 4.18:	CSB _{hom.-} , CSB _{mf-} , BSB ₅₋ und AFS-Konzentrationen im Ablauf des VKB.....	100
Abbildung 4.19:	Gegenüberstellung des BSB ₅₋ -Wirkungsgrades des VKB mit Literaturangaben.....	101
Abbildung 4.20:	Gegenüberstellung des Feststoff-Wirkungsgrades des VKB mit Literaturangaben.....	101
Abbildung 4.21:	CSB _{hom.-} , CSB _{mf-} , BSB ₅₋ und AFS-Konzentrationen in der letzten Kammer des ABR.....	102
Abbildung 4.22:	Einfluss der Temperatur auf den Wirkungsgrad des ABR.....	102
Abbildung 4.23:	Gesamtwirkungsgrad von Vorklärbecken und ABR.....	104
Abbildung 4.24:	Beeinflussung des CSB _{hom.-} -Wirkungsgrades im Bereich von 20 – 25 °C durch die hydraulische Verweilzeit.....	106
Abbildung 4.25:	Einsatz eines Schwallbeschickers zur Beschickung von ABR.....	109
Abbildung 4.26:	Möglichkeiten zum mechanisierten Schlammabzug aus ABR in Anlehnung an die Schlamm entsorgung aus Emscherbrunnen gemäß PÖNNINGER (1962).....	111
Abbildung 4.27:	Technologische Einbindung des ABR in das Schlamm regime einer kleinen Kläranlage.....	112
Abbildung 4.28:	Geänderte Wasserführung nach Installation von PVC-Platten zwischen den Kammern und Anhebung des Wasserstands durch Einsetzen eines Rohr- bogens in die Ablaufleitung.....	112
Abbildung 4.29:	Einfluss der Temperatur auf die CSB _{hom.-} -Elimination in Abhängigkeit der hydraulischen Bedingungen.....	115
Abbildung 4.30:	Lageplan der KA Kanuheim Lübbenau.....	122
Abbildung 4.31:	KA Kanuheim Lübbenau im Juli 2016.....	123
Abbildung 4.32:	Sieblinie des frischen Filtersandes der KA Kanuheim Lübbenau.....	123

Abbildung 4.33:	CSB _{hom.} -Konzentrationen im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von zwölf Kleinkläranlagen	125
Abbildung 4.34:	TKN-Konzentrationen im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von vier Kleinkläranlagen	127
Abbildung 4.35:	N/P-Verhältnisse im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen	127
Abbildung 4.36:	Hydraulische Flächenbeschickung unter Berücksichtigung der Rezirkulation.....	129
Abbildung 4.37:	Hydraulische Verweilzeit in der MKA (Kammer 1 – 3) unter Berücksichtigung der Rezirkulation, bezogen auf das Gesamtvolumen.....	130
Abbildung 4.38:	Korrigierte CSB _{hom.} -Flächenbelastung des Bodenfilters	133
Abbildung 4.39:	TKN-Flächenbelastung des Bodenfilters	135
Abbildung 4.40:	Ablaufwerte (CSB _{hom.} , CSB _{mf} , BSB ₅ , AFS) des Bodenfilters 2010 – 2015.....	137
Abbildung 4.41:	Sieblinien aus dem Filtermaterial der obersten Bodenschicht	138
Abbildung 4.42:	CSB _{hom.} -Elimination im Bodenfilter.....	138
Abbildung 4.43:	P _{ges.} -Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters	141
Abbildung 4.44:	P _{ges.} -Elimination ohne Zeiträume mit verstärkter Ad- und Desorption	141
Abbildung 4.45:	NH ₄ -N-Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	143
Abbildung 4.46:	NH ₄ -N/TKN-Verhältnis im Ablauf des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	143
Abbildung 4.47:	TKN-Elimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau	145
Abbildung 4.48:	Nitrifikationsleistung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	145
Abbildung 4.49:	Wirkungsgrad der TKN-Elimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau in den Jahren 2011 und 2013.....	146
Abbildung 4.50:	Wirkungsgrad der TKN-Elimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau in den Jahren 2010, 2012, 2015.....	146
Abbildung 4.51:	Erforderliche Wirkungsgrade für die TKN-Elimination und Nitrifikation zur Einhaltung des NH ₄ -N-Überwachungswertes für Kleinkläranlagen der Ablaufklasse N bei der Behandlung stickstoffreicher Abwässer im Vergleich zur mittleren Eliminationsleistung der KA Kanuheim Lübbenau	148
Abbildung 4.52:	NO ₂ -N-Anreicherung in der KA Kanuheim Lübbenau.....	150
Abbildung 4.53:	NO ₃ -N-Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	150
Abbildung 4.54:	NO _x -N-Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	151
Abbildung 4.55:	Sulfidkonzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	152
Abbildung 4.56:	Einfluss der Sulfid-Zulaufkonzentration auf die Nitritanreicherung in Zeiträumen mit hohen NO ₂ -N-Ablaufkonzentrationen und vergleichbaren NH ₄ -N-Zulaufkonzentrationen	153

Abbildung 4.57:	Hemmung der Nitratbildung mit steigender Sulfidkonzentration in Zeiträumen mit hohen $\text{NO}_2\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen und vergleichbaren $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen.....	153
Abbildung 4.58:	Nitritbildung in Abhängigkeit der Sulfidflächenbelastung in Zeiträumen mit hohen $\text{NO}_2\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen und vergleichbaren $\text{NH}_4\text{-N}$ -Zulaufkonzentrationen.....	154
Abbildung 4.59:	Einfluss der Rezirkulation auf die Denitrifikation in der MKA.....	156
Abbildung 4.60:	Denitrifizierte Fracht in der MKA.....	156
Abbildung 4.61:	N-Elimination durch Denitrifikations- und Sorptionsprozesse im Filterbett.....	157
Abbildung 4.62:	Beeinflussung von Sorptions- und Denitrifikationsprozessen durch die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration.....	157
Abbildung 4.63:	Aufbau der Bodensäulen, Sieblinie des Filtersandes, Versuchsaufbau.....	161
Abbildung 4.64:	Sulfidflächenbelastung in S3 – S6.....	164
Abbildung 4.65:	Sulfidkonzentrationen im Zulauf von S3 – S6.....	164
Abbildung 4.66:	Korrelation zwischen eliminerter $\text{CSB}_{\text{Abwasser}}$ -Fracht und CSB -Konzentration im Ablauf der Säulen (Mittelwerte).....	166
Abbildung 4.67:	Einfluss der Änderung der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Zulaufkonzentration auf Ad- und Desorption von $\text{NH}_4\text{-N}$ im Filterbett am Beispiel von S3.....	167
Abbildung 4.68:	TKN-Flächenbelastung unter Berücksichtigung von Sorptionsprozessen.....	167
Abbildung 4.69:	Nitrifikationsleistung in S1 – S6.....	168
Abbildung 4.70:	Beeinflussung der Ammoniumoxidation durch Sulfid in S6.....	169
Abbildung 4.71:	$\text{NO}_2\text{-N}$ -Konzentrationen in S1 – S6.....	170
Abbildung 4.72:	$\text{NO}_3\text{-N}$ -Konzentrationen in S1 – S6.....	170
Abbildung 4.73:	Beeinflussung der Nitratbildung durch Sulfid in S4.....	171
Abbildung 4.74:	Beeinflussung der Nitritbildung durch Sulfid in S4.....	171
Abbildung 4.75:	Zweistufige Bodenfilteranlage zur Einhaltung der Anforderungen an die Nitrifikation bei hohen Sulfidkonzentrationen im Zulauf mit einer möglichen Anordnung der Rezirkulationsleitung(en).....	174
Abbildung 4.76:	Aufbau der Ablaufarmatur bei Erstinstallation.....	178
Abbildung 4.77:	Änderung und Erweiterung der Ablaufarmatur durch Integration einer Rezirkulationspumpe zur Überbrückung von Trockenphasen.....	178
Abbildung 4.78:	Ablaufarmatur.....	178
Abbildung 4.79:	Abminderung der Filteroberfläche für die CSB -Elimination in Abhängigkeit der Dauer der Regenerationsphase.....	180
Abbildung 4.80:	Änderung der Verweilzeit im schlammfreien Volumen in Abhängigkeit des spezifischen Wasserbedarfs.....	182
Abbildung 4.81:	Prinzipieller Aufbau der Bodenfilteranlagen mit vorgeschalteter mechanischer Abwasserbehandlung, Zulaufpufferspeicher, Vertikalbodenfilter, Ablaufkontroll- und -pumpenschacht sowie Rezirkulationsleitung am Beispiel von Variante B.....	185

Abbildung 4.82:	Hauptabmessungen der Mehrkammergruben (Fa. AQUANT)	186
Abbildung 4.83:	Hauptabmessungen der Einkammerabsetzgrube (Fa. REWATEC)	187
Abbildung 4.84:	Behälterabmessungen für Variante D1 (2 x 3 m ³ pro Behälter, Fa. REWATEC).....	190
Abbildung 4.85:	Behälterabmessungen für die Varianten D2 und D3 (2 x 1,5 m ³ pro Behälter, Fa. REWATEC)	191
Abbildung 4.86:	Verfahrensschema von Variante E – SBR-Kompaktanlage.....	195
Abbildung 4.87:	Verfahrensschema von Variante F – Tropfkörperanlage	196
Abbildung 5.1:	Einflussfaktoren auf die Stickstoffelimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau.....	218

Tabellen

Tabelle 2.1:	Typenverteilung von Kleinkläranlagen für ausgewählte Gebiete	8
Tabelle 2.2:	Typenabhängige CSB-Ablaufkonzentrationen von Kleinkläranlagen auf Demonstrationsfeldern	9
Tabelle 2.3:	Typenabhängige CSB-Ablaufkonzentrationen von Kleinkläranlagen unter Praxisbedingungen	10
Tabelle 2.4:	Anzahl, Ausbaugröße und Auslastung von Kläranlagen bis 5.000 EW	12
Tabelle 2.5:	Abwasserbehandlungsverfahren bis 1.000 bzw. 2.000 EW für ausgewählte Bundesländer und nach Angaben von DWA (2013).....	13
Tabelle 2.6:	CSB-Ablaufkonzentrationen von Kläranlagenverfahren in ländlich strukturierten Gebieten	14
Tabelle 2.7:	Anforderungen an Kleinkläranlagen nach DIBt-Zulassungsgrundsätzen [DIBt, 2014] im Vergleich zu den Anforderungen an Kläranlagen der GK1 – GK3 gemäß ABWV (2004)	16
Tabelle 2.8:	85-%-Perzentil-Einwohnerwerte gemäß ATV-DVWK-A 198 und berechnete Mittelwerte	21
Tabelle 2.9:	Mittlere einwohnerspezifische Rohfrachten in kleinen Bezugssystemen.....	22
Tabelle 2.10:	Einwohnerspezifische Frachten in häuslichen Teilströmen.....	23
Tabelle 3.1:	Analyseplan Zeltplatz Lübbenau	34
Tabelle 3.2:	Technische Daten der Vorbehandlungsanlage der KA Wiedersberg	38
Tabelle 3.3:	Wirkungsgrad von Absetz- und Faulgruben.....	41
Tabelle 3.4:	Spezifische Schmutzfrachten von Campingplätzen.....	44
Tabelle 3.5:	Spezifische Schmutzfrachten vom Zeltplatz Lübbenau	44
Tabelle 3.6:	Einwohnerspezifischer Abwasseranfall in Berg- und Schutzhütten	45
Tabelle 3.7:	Klassifizierung von Berg- und Schutzhütten im Vergleich zur sanitären Ausstattung des Kanuheims Lübbenau	45
Tabelle 3.8:	Trinkwasserverbrauch im Kanuheim Lübbenau.....	46
Tabelle 3.9:	Spezifische Frachten von Berg- und Schutzhütten.....	47
Tabelle 3.10:	Spezifische Schmutzfrachten aus dem Kanuheim Lübbenau	47
Tabelle 3.11:	Einwohnerspezifische Frachten im Zulauf von Kleinkläranlagen (Einzel- werte).....	50
Tabelle 3.12:	Einwohnerspezifische Frachten im Zulauf von Kleinkläranlagen (Anlagen- mittelwerte)	50
Tabelle 3.13:	Spezifische Schmutzfrachten im Zulauf der KA Wiedersberg.....	51
Tabelle 3.14:	Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Rohfrachten an acht Kleinkläranlagen	57
Tabelle 3.15:	Gegenüberstellung mittlerer spezifischer Frachten aus kommunalem und häuslichem Abwasser mit Abwasser aus ausgewählten Fremdenverkehrs- einrichtungen	65

Tabelle 4.1:	Technische Auslegung von ABR zur Behandlung häuslicher und kommunaler Abwässer.....	77
Tabelle 4.2:	Vergleich zwischen verschiedenen Bemessungsansätzen für einen angenommenen Bemessungszufluss von 1,25 m ³ /h.....	78
Tabelle 4.3:	Gegenüberstellung der Reaktorvolumen anaerober Abwasservorbehandlungsverfahren	78
Tabelle 4.4:	Analyseplan ABR-Kompaktkläranlage	89
Tabelle 4.5:	Mittlere hydraulische Belastung des ABR in den Untersuchungsphasen.....	90
Tabelle 4.6:	Belastungsparameter des ABR in den Untersuchungsphasen	91
Tabelle 4.7:	Anreicherung organischer Säuren bei niedrigen Temperaturen	93
Tabelle 4.8:	Schlammspiegelhöhen und resultierende hydraulische Verweilzeit im schlammfreien Volumen.....	96
Tabelle 4.9:	Schlammspiegelhöhen und Schlammanfall von Mai – September 2013.....	96
Tabelle 4.10:	TR- und oTR-Gehalt im entsorgten Schlamm sowie oTR-Abbau im letzten Monat der Untersuchungen.....	99
Tabelle 4.11:	Wirkungsgrad des VKB in Abhängigkeit der hydraulischen Verweilzeit im schlammfreien Volumen im gesamten Untersuchungszeitraum	101
Tabelle 4.12:	Eliminationsleistung von ABR-Anlagen bei der Behandlung von kommunalem und häuslichem Abwasser, inkl. vorgeschalteter Stufen.....	105
Tabelle 4.13:	Schlammspiegelhöhen sowie TR- und oTR-Gehalte im Schlammbett.....	113
Tabelle 4.14:	Einsatz von Bodenfilteranlagen zur Behandlung von Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen	120
Tabelle 4.15:	Gegenüberstellung von Planung und Ausführung der KA Kanuheim Lübbenau.....	121
Tabelle 4.16:	Analyseplan Kanuheim Lübbenau	124
Tabelle 4.17:	Beschaffenheit von mechanisch gereinigtem Abwasser unterschiedlicher Herkunft	126
Tabelle 4.18:	Beschaffenheit des Rohabwassers von Campingplätzen	126
Tabelle 4.19:	Beschaffenheit des mechanisch gereinigten Abwassers des VBF der KA Kanuheim Lübbenau	132
Tabelle 4.20:	Flächenbelastung des Bodenfilters Lübbenau.....	134
Tabelle 4.21:	Leistungsfähigkeit von hoch belasteten Bodenfiltern	139
Tabelle 4.22:	Stickstoffbilanz (Jahresmittelwerte) – Absolutwerte	144
Tabelle 4.23:	Stickstoffbilanz (Jahresmittelwerte) – relative Darstellung.....	145
Tabelle 4.24:	Nitritkonzentrationen im Ablauf von Vertikalbodenfiltern.....	151
Tabelle 4.25:	Stickstoffbilanz für das Jahr 2011 unter Vernachlässigung des Saisonbeginns mit erhöhter NH ₄ -N-Adsorption (Absolutwerte).....	158
Tabelle 4.26:	Stickstoffbilanz für das Jahr 2011 unter Vernachlässigung des Saisonbeginns mit erhöhter NH ₄ -N-Adsorption (Relativwerte).....	158

Tabelle 4.27:	Betriebsbedingungen der Bodenfiltersäulen	162
Tabelle 4.28:	Wesentliche Betriebs- und Belastungsparameter von S1 – S6.....	163
Tabelle 4.29:	Analyseplan Bodenfiltersäulenversuche	163
Tabelle 4.30:	CSB-Flächenbelastung und CSB-Elimination in S1 – S6	165
Tabelle 4.31:	Beeinflussung der TKN-Elimination mit ($TKN_{el,korr.}$) und ohne ($TKN_{el.}$) Berücksichtigung der NH_4-N -Sorption bei der Ermittlung der TKN- Zulauf fracht	167
Tabelle 4.32:	Beeinflussung der nitrifizierten Fracht mit ($TKN_{nitri,korr.}$) und ohne ($TKN_{nitri.}$) Berücksichtigung der NH_4-N -Sorption bei der Ermittlung der TKN-Zulauf fracht	167
Tabelle 4.33:	Stickstoffbilanz für S1 – S6	168
Tabelle 4.34:	Anlagenabmessungen der SBR-Kompaktanlage.....	195
Tabelle 4.35:	Anlagenabmessungen der Tropfkörperanlage.....	196
Tabelle 4.36:	Grundlage der Kostenschätzung für die Errichtung einer Bodenfilteranlage mit mechanisch/teilbiologisch wirksamer Vorbehandlungsanlage.....	199
Tabelle 4.37:	Behandlungsvolumen der untersuchten Varianten.....	199
Tabelle 4.38:	Investitions- und Baukosten für die auf Grundlage von vor-Ort-Unter- suchungen durchgeführte Nachbemessung der KA Kanuheim Lübbenau.....	200
Tabelle 4.39:	Betriebskosten von Vertikalbodenfilter-, SBR- und Tropfkörperanlagen.....	204
Tabelle 4.40:	Charakterisierung der Varianten C und E bei bestimmungsgemäßem Betrieb mit Wartung	206
Tabelle 4.41:	Aufteilung der Investitionskosten für die Kostenvergleichsrechnung	209
Tabelle 4.42:	Projektkostenbarwerte.....	209
Tabelle 4.43:	Jahreskosten	210
Tabelle 4.44:	Kostenersparnis ¹⁾ ausgewählter Varianten in Bezug zu Variante E (SBR).....	210
Tabelle 4.45:	Aufteilung der Investitionskosten für die angepasste KVR.....	211
Tabelle 4.46:	Projektkostenbarwerte für die angepasste KVR	211
Tabelle 4.47:	Jahreskosten für die angepasste KVR.....	212
Tabelle 4.48:	Kostenersparnis ¹⁾ ausgewählter Varianten der angepassten KVR in Bezug zu Variante E (SBR).....	212

Abkürzungen

24-h-MP	...	24-h-Mischprobe
A	...	Grundfläche
A_{Ab}	...	ABR, Oberfläche des Abstrombereiches
A_{Auf}	...	ABR, Oberfläche des Aufstrombereiches
A_{BF}	...	Oberfläche des Bodenfilters
$A_{BF,CSB,red}$...	abgeminderte Oberfläche des Bodenfilters bei Bemessung auf den CSB
$A_{BF,TKN,red}$...	abgeminderte Oberfläche des Bodenfilters bei Bemessung auf den TKN
ABR	...	Anaerobic Baffled Reactor
ABR _{1,5}	...	ABR mit 1,5 % TR im Schlammbett
ABR _{3,0}	...	ABR mit 3,0 % TR im Schlammbett
ABR _{3,0/tb}	...	ABR mit 3,0 % TR im Schlammbett und teilbiologischer Wirkung
AFS	...	Abfiltrierbare Stoffe
$A_{ges.}$...	Gesamtfläche
A_{MF}	...	Membranfläche
A_{NB}	...	Oberfläche des Nachklärbeckens
A_{SB}	...	Oberfläche des Schwebebettmaterials
$A_{spez.}$...	einwohnerspezifischer Flächenbedarf
ASS	...	Absetzbare Stoffe
A_{STK}	...	Oberfläche des Scheibentauchkörpers
B	...	Berlin
$B_{A,xxx}$...	Flächenbelastung der Substanz xxx
BB	...	Brandenburg
$b_{d,xxx}$...	mittlere spezifische Fracht der Substanz xxx
$b_{d,xxx,85}$...	spezifische Bemessungsfracht der Substanz xxx als 85-%-Perzentil
$B_{d,xxx}$...	Tagesfracht des Substanz xxx
BF	...	Bodenfilter
$BF_{abg.}$...	Bodenfilter mit abgemindertem Flächenbedarf
B_K	...	ABR, Kammerbreite
$B_{R,xxx}$...	Raumbelastung des Substanz xxx
BS	...	Belebtschlammanlage (Belebungsbecken mit Nachklärbecken)
BSB ₅	...	Biochemischer Sauerstoffbedarf nach 5 d (homogenisiert)
BW	...	Baden-Württemberg
BY	...	Bayern
CH ₄	...	Methan
CO ₂	...	Kohlendioxid
CSB _{hom.}	...	Chemischer Sauerstoffbedarf (homogenisiert)
CSB _{mf.}	...	Chemischer Sauerstoffbedarf (membranfiltriert)
C_{xxx}	...	Konzentration der Substanz xxx
D	...	Durchmesser
d	...	Wandstärke
d_{10}	...	Korndurchmesser, der von 10 Gewichts-% unterschritten wird
d_{60}	...	Korndurchmesser, der von 60 Gewichts-% unterschritten wird
d_A	...	Außendurchmesser
DFAKE	...	Diskontierungsfaktor für Einzelzahlungen für KVR nach DWA (2012)
DFAKR	...	Diskontierungsfaktor für gleichförmige jährliche Kostenreihen für KVR nach DWA (2012)

DFAKRP	...	Diskontierungsfaktor für Reihenprogression für KVR nach DWA (2012)
EGW	...	Einwohnergleichwert
EKA	...	Einkammerabsetzgrube
EW	...	Einwohnerwert ($EW = E + EGW$)
EZ	...	Einwohnerzahl
$f_{AN/Z}$...	Faktor zur Berechnung der CSB-Zulauf- aus der CSB-Ablaufkonzentration
f_{red}	...	Flächenabminderungsfaktor
GGK	...	Gemeinde-Größenklasse
GK	...	Kläranlagen-Größenklasse
GOK	...	Geländeoberkante
GV	...	Glühverlust
H ₂ S	...	Schwefelwasserstoff
HB	...	Hansestadt Bremen
HBF	...	Horizontalbodenfilter
HE	...	Hessen
HH	...	Hansestadt Hamburg
HRT	...	Hydraulische Verweilzeit
HS	...	Hydrogensulfid
h_{TW-B}	...	Bodenabstand der Tauchwände
h_{WSP}	...	Nutztiefe
h_{WT}	...	Wassertiefe
K1 – K8	...	Kammer des ABR
KVR	...	Kostenvergleichsrechnung
i	...	Zinssatz
IK	...	Investitionskosten
ISI	...	Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft der TU Dresden
ISV	...	Schlammvolumenindex
JK	...	Jahreskosten
KA	...	Kläranlage
k. A.	...	keine Angabe
k_{FA}	...	berechneter Durchlässigkeitsbeiwert des wassergesättigten Filtermaterials vor der Inbetriebnahme
KFAKR	...	Kapitalwiedergewinnungsfaktor für KVR nach DWA (2012)
KKA	...	Kleinkläranlage
KMB	...	Kombinationsverfahren (Schwebbettverfahren mit Rücklaufschlammführung)
L_{Ab}	...	ABR, Länge des Abstrombereiches
L_{AUF}	...	ABR, Länge des Aufstrombereiches
LF	...	Leitfähigkeit
L_K	...	ABR, Kammerlänge
LK	...	Laufende Kosten
$LK_{Entsorgung}$...	Schlamm Entsorgungskosten
LK_{IBN}	...	Inbetriebnahmekosten
LK_{Strom}	...	Stromkosten
$LK_{Wartung}$...	Wartungskosten
MB	...	Methylenblauprobe
MBR	...	Membranbioreaktor
MKA	...	Mehrkammerausfallgrube
MKA_{abg}	...	Mehrkammerausfallgrube mit abgemindertem Volumen
MKA1 – MKA3	...	1. Kammer der MKA – 3. Kammer der MKA

MKG	... Mehrkammerabsetzgrube
MKG1 – MKG3	... 1. Kammer der MKG – 3. Kammer der MKG
MP	... Mischprobe
MV	... Mecklenburg-Vorpommern
N	... Stickstoff
n. b.	... nicht bestimmt
N _{DN}	... denitrifizierter Stickstoff
N _{DN,BF}	... im Bodenfilter denitrifizierter Stickstoff
N _{DN,MKA}	... in der MKA denitrifizierter Stickstoff
N _{anorg.}	... Summe aus NO _x -N und NH ₄ -N
N _{ges.}	... Summe aus NO _x -N und TKN
N _{ges.,ZS}	... N _{ges.} im Zulaufschacht
NH ₃	... Freies Ammoniak
NH ₄ -N	... Ammonium-Stickstoff
NI	... Niedersachsen
NKB	... Nachklärbecken
NO ₂ -N	... Nitrit-Stickstoff
NO ₃ -N	... Nitrat-Stickstoff
NO _x -N	... oxidiert vorliegender Stickstoff als Summe von NO ₃ -N + NO ₂ -N
NRW	... Nordrhein-Westfalen
N _{Sorp.}	... sorptiv gebundener Stickstoff (NH ₄ -N)
oPO ₄ -P	... Orthophosphat
oTS	... organischer Trockensubstanzgehalt
oTR	... organischer Trockenrückstand (oTR = TR · GV)
P	... Person
P _{ges.}	... Gesamt-Phosphor
PKBW	... Projektkostenbarwerte
PS	... Primärschlamm
q _A	... Hydraulische Oberflächenbelastung
q _h	... stündlicher Zufluss
q _{h,max}	... maximaler stündlicher Zufluss
Q _{Ab}	... Ablaufvolumenstrom
Q _{Bem.}	... Bemessungszufluss
Q _d	... Tageszufluss
Q _{RZ}	... Rezirkulationsvolumenstrom
Q _{TWZ}	... Trinkwasservolumenstrom
RIK	... Reinvestitionskosten
RLP	... Rheinland-Pfalz
RSF	... Rohschlammfilter
RSK	... Rückschlagklappe
RV	... Rücklaufverhältnis
RW	... Regenwasser
RZ	... Rezirkulation
S	... Schwefel
SB	... Schwebebettverfahren
S _{CSB,inert,AN}	... Anteil des inerten CSB im Ablauf der Nachklärung
SH	... Schleswig-Holstein
SL	... Saarland

SN	... Sachsen
SO ₄ ²⁻	... Sulfat
SP	... Stichprobe
SRT	... Schlammverweilzeit
ST	... Sachsen-Anhalt
STK	... Scheibentauchkörper
Sulfid	... Gesamtgehalt an Schwefelwasserstoff, Hydrogensulfidionen und Sulfidionen
SV	... Schlammvolumen
T	... Temperatur
t _{Reg}	... Dauer der Regenerationsphase
t _{TS}	... Schlammalter
Ta.K	... Tauchkörper
TH	... Thüringen
TKN	... Kjeldahl-Stickstoff (organischer gebundener Stickstoff + NH ₄ -N)
TKN _{el}	... eliminiertes TKN
TKN _{nitrif.}	... nitrifiziertes TKN
TKN _{RZ}	... rezirkuliertes TKN
TKN _{ZS}	... TKN im Zulaufschacht
TKN _{Zu}	... zugeführtes TKN
TOC	... Total Organic Carbon
TOK	... Teil-Orts-Kanalisation
TR	... Trockenrückstand
Tr.K	... Tropfkörper
TS	... Trockensubstanzgehalt
TW	... Trinkwasser
TWZ	... Trinkwasserzähler
U	... Ungleichförmigkeitsgrad
v _{Auf}	... Aufstromgeschwindigkeit
VBF	... Vertikalbodenfilter
V _{Bio}	... Volumen der biologischen Behandlungsstufe (ohne Nachklärbecken)
V _{ges.}	... Gesamtvolumen
VKB	... Vorklärbecken
V _{NB}	... Volumen des Nachklärbeckens
V _{Res.}	... Reservevolumen
V _{SB}	... Schüttvolumen des Schwebbettmaterials
V _{SSP}	... Volumen des externen Schlammspeichers
V _{VKB}	... Volumen des Vorklärbeckens
WMP	... Wochenmischprobe
w _{s,d}	... Einwohnerspezifischer täglicher Schmutzwasseranfall
w _{TW,d}	... Einwohnerspezifischer täglicher Trinkwasserverbrauch
WSP	... Wasserspiegel
X _{CSB,AN}	... partikulärer CSB im Ablauf der Nachklärung
X _{org,N,BM}	... Stickstoffbedarf für den Biomasseaufbau
X _{TS,AN}	... Feststoffgehalt im Ablauf der Nachklärung
ZB	... Zulauf zur biologischen Stufe
ZP	... Zeltplatz
ZS	... Zulaufschacht

1 Einführung

1.1 Besonderheiten der Siedlungswasserwirtschaft in ländlich strukturierten Gebieten

Die Siedlungswasserwirtschaft ländlich strukturierter Gebiete enthält infolge der kleinräumigen Siedlungsstrukturen dezentrale Elemente, wie Kleinkläranlagen [ATV-A 200, 1997], Kleine Kläranlagen und lokal, Teilortskanalisierungen [ATV-A 200, 1997; TEMANN, 2014]. Gegenüber Verdichtungsgebieten werden ländlich strukturierte Gebiete vorrangig durch die Siedlungsdichte (bis zu 25 E/ha) abgegrenzt [ATV-A 200, 1997].

Kleinkläranlagen haben definitionsgemäß eine Ausbaugröße von bis zu 50 EW [DWA-M 221, 2012]. Als Kleine Kläranlagen gelten Anlagen von bis zu 1.000 EW [DWA-A 222, 2011], vereinzelt wird der Bereich auf bis zu 10.000 EW ausgedehnt [SCHRÖDER, 2000]. Eine weitere Untergliederung der Kläranlagengrößen in kleinere Kläranlagen bis 5.000 EW erfolgt in der Literatur [BARJENBRUCH, 2002], nicht aber im DWA-Regelwerk. Kleinkläranlagen wurden als Zwischenlösung eingesetzt [KOLLATSCH, 1993], sind aber als Dauerlösung inzwischen formal den zentralen Kläranlagen gleichgestellt [NOWAK, 2010]. Gründe für den Bau von Kleinkläranlagen sind im Wesentlichen finanzieller (zu hohe Anschlusskosten) oder technischer Natur (kein Anschluss möglich) [KOLLATSCH, 1993; BOLLER, 1997].

Tendenziell erreichen größere Anlagen bessere Ablaufwerte als kleinere Anlagen sowohl bei kleinen Kläranlagen [BISCHOFBERGER UND WEBER, 1977; ZERRES, 1985; BUCKSTEEG, 1999] als auch bei Kleinkläranlagen [ENGLERT UND KAUB, 2005], allerdings werden größere Anlagen häufiger gewartet als Kleine Anlagen, so dass der Trend nicht in erster Linie technologiebedingt ist. Vor diesem Hintergrund bestehen besondere Anforderungen an die Betriebssicherheit der Anlagen [GUJER UND FLECKSEDER, 1982; BUCKSTEEG, 1983; ATV-A 200, 1997], die vor allem durch einfache [BUCKSTEEG, 1983; BUWAL, 1989; ATV-A 200, 1997; ÖWAV-R 25, 2010], robuste [ATV-A 200, 1997] und wartungsfreundliche [ATV-A 200, 1997; ÖWAV-R 25, 2010] Anlagentechnik zu gewährleisten ist.

Der Abwasseranfall unterliegt in ländlich strukturierten Gebieten sowohl qualitativ als auch quantitativ starken Schwankungen [GUJER UND FLECKSEDER, 1982; BOLLER, 1997]. Die Lebensgewohnheiten der Nutzer wirken sich direkt auf Abwasserbeschaffenheit und Abwasseranfall aus [LÜSSEM, 1955; PUJOL UND LIENARD, 1990; SEILER, 2004]. Je kleiner das Abwassersystem ist, desto größer sind die Schwankungen [KEHR, 1964; ATV-A 200, 1997; KEGEBEIN ET AL., 2003; ÖWAV-R 25, 2010]. Aufgrund ihrer diskontinuierlichen Beschickung bilden Kleinkläranlagen einen Extremfall. Je mehr Einwohner dagegen an eine Kläranlage angeschlossen sind, desto größer ist die aus dem Ausgleich der unterschiedlichen Lebensgewohnheiten resultierende Vergleichmäßigung des Abwasseranfalls [KEGEBEIN ET AL., 2003; SEILER, 2004]. Im Vergleich zu Ballungsgebieten ist der Einfluss gewerblicher bzw. industrieller Abwässer auf den Schmutzwasseranfall zwar geringer [ATV-A 200, 1997], dafür können saisonale Faktoren wie Tourismus oder Kampagnenbetrieb

landwirtschaftlicher Unternehmen den Abwasseranfall prägen [STUNDL, 1968; VIEHL, 1968; ATV-A 200, 1997; BOLLER, 1997; SEILER, 2004].

Die große Anzahl von Klein- und Kleinen Kläranlagen (Abschnitt 2.1) führt zu einem hohen Aufwand für vglw. wenige angeschlossene Einwohner. Zusätzlich unterliegen die Anlagen einer erheblichen Belastungsdynamik, die zum einen die Bemessung erschwert und zum anderen zu Betriebsproblemen führen kann [BOLLER, 1997]. Durch die Bandbreite der eingesetzten Verfahren und Verfahrensvarianten ergeben sich besondere Anforderungen an das Betriebs- und Wartungspersonal, insbesondere vor dem Hintergrund der erforderlichen Qualifikation [BUCKSTEEG, 1983; ATV-A 200, 1997; ÖWAV-R 25, 2010] und des Kostendrucks für Zeit- und Personaleinsatz.

1.2 Problemstellung

Im Jahr 2014 wurden in Deutschland rd. 3.6 Mio. Übernachtungsplätze von rd. 53.000 Beherbergungsbetrieben² (Abbildung 1.1) angeboten. Die Mehrzahl der Betriebe ist mit 84 % im Bereich von weniger als 100 Übernachtungsplätzen angesiedelt, trägt aber nur zu 38 % zum Platzangebot bei (Abbildung 1.2). Etwa 50 % aller Betriebe und rd. 40 % der angebotenen Übernachtungsplätze befinden sich in dünn besiedelten Gebieten³. Das größte Platzangebot wird dabei zu 35 % durch Campingplätze (528.004 Übernachtungsplätze, 1.726 Betriebe), zu 18 % durch Hotels⁴ (281.454 Übernachtungsplätze, 4.779 Betriebe) und zu 14 % durch Ferienhäuser bzw. -wohnungen (217.340 Übernachtungsplätze, 6.845 Betriebe) bereitgestellt. Der Anteil an Jugendherbergen und Hütten liegt mit 65.443 Plätzen (953 Betriebe) bei rd. 4,3 % [DESTATIS, 2015].

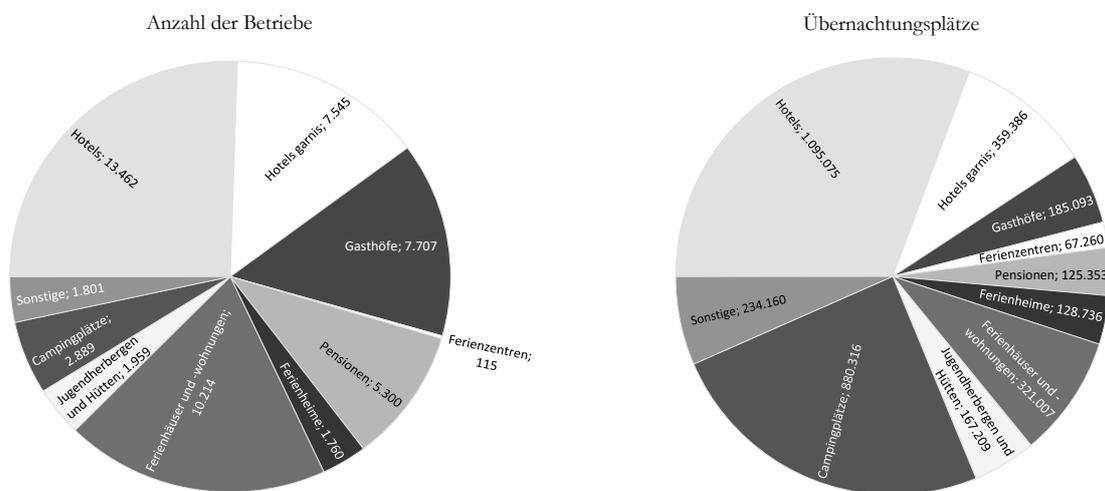


Abbildung 1.1: Betriebsarten, Anzahl und Übernachtungsplätze von Fremdenverkehrseinrichtungen in Deutschland im Jahr 2014 nach Angaben von DESTATIS (2015)

In dünn besiedelten Gebieten können Fremdenverkehrseinrichtungen nicht in jedem Fall an ein Kanalsystem angeschlossen werden. Dies betrifft Einrichtungen, die sich außerorts in abwassertechnisch nicht erschlossenen Gebieten befinden, aber auch Einrichtungen in erschlossenen Ortschaften, bei denen aufgrund technischer und/oder finanzieller Gründe kein Anschluss erfolgte. In diesen Fällen ist die Errichtung einer Kläranlage erforderlich oder, wenn es bei sehr kleinen Anlagen sinnvoll ist, die Errichtung einer abflusslosen Grube.

Die Belastung aus Fremdenverkehrseinrichtungen unterliegt starken Schwankungen, die maßgeblich vom Wetter, von der Jahreszeit (Ferien) sowie vom Wochentag und der Tageszeit abhängig sind [BRANDT UND RUDLOFF, 1972; SCHÄFER, 1985; INGERLE, 1998]. Generell wird die Auslegung

² ab 10 Schlafgelegenheiten

³ Dünn besiedelte Gebiete: Bevölkerungsdichte: < 100 E/km² [DESTATIS, 2012]
 Halbstädtische Gebiete: Bevölkerungsdichte: 100 – 500 E/km² und Gemeindegröße (ggf. mit benachbarten Gemeinden der gleichen Dichtekategorie) mindestens 50.000 E [DESTATIS, 2012]

Dicht besiedelte Gebiete: Bevölkerungsdichte: > 500 E/km² und Gemeindegröße (ggf. mit benachbarten Gemeinden der gleichen Dichtekategorie) mindestens 50.000 E [DESTATIS, 2012]

⁴ ohne Hotels garnis

von Kläranlagen zur Behandlung von Abwässern aus Fremdenverkehrseinrichtungen durch das Fehlen eines entsprechenden Regelwerkes erschwert. Allerdings ist die Erstellung von verallgemeinerbaren Bemessungsansätzen aufgrund des breiten Angebotes an Fremdenverkehrseinrichtungen aufwändig.

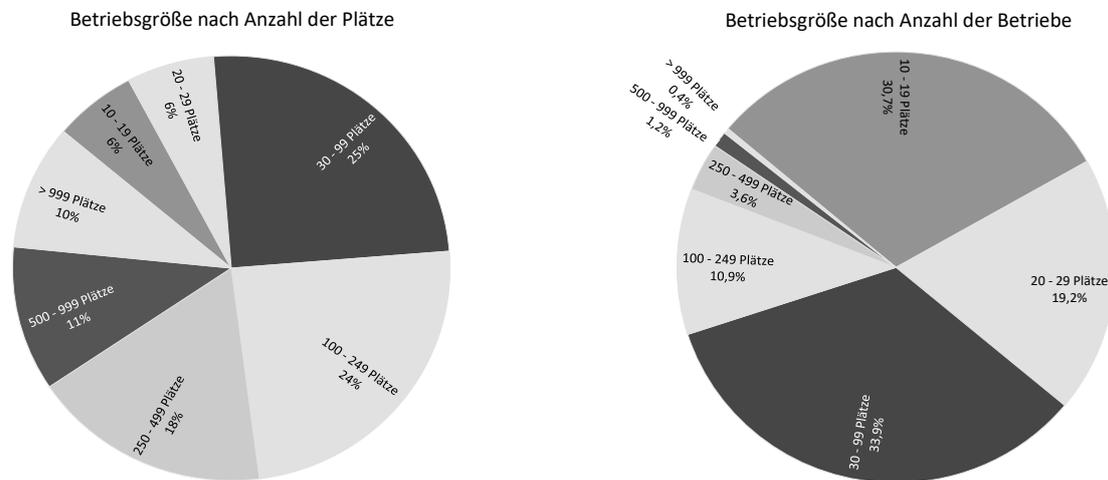


Abbildung 1.2: Betriebsgröße von Fremdenverkehrseinrichtungen in Deutschland im Jahr 2014 nach Angaben von DESTATIS (2015)

Gegenstand dieser Arbeit ist zum einen die Untersuchung der hydraulischen und frachtbezogenen Belastungssituation ausgewählter Fremdenverkehrseinrichtungen, insbesondere von Campingplätzen und Hütten außerhalb von Hochgebirgsregionen, im Vergleich zu kommunalen bzw. häuslichen Abwässern aus ländlich strukturierten Gebieten (Abschnitt 3), zum anderen die Untersuchung und Bewertung von Möglichkeiten zur Abwasserbehandlung aus Fremdenverkehrseinrichtungen (Abschnitt 4). Dies beinhaltet den Einsatz von teilbiologisch wirksamen Verfahren (Anaerobic Baffled Reactors – ABR) zur Erhöhung der Behandlungskapazität bei saisonal, in der warmen Jahreszeit anfallenden Abwässern (Abschnitt 4.2) und die Anpassung des Bemessungsansatzes von vertikal durchströmten Bodenfiltern an saisonale Belastungszustände (Abschnitt 4.3). Das ABR-Verfahren wurde im technischen Maßstab, aber unter kontrollierten Bedingungen auf der Kläranlage Dresden-Kaditz untersucht, die Auswirkungen der Anpassung der Bemessung von Bodenfiltern an einer Ferienunterkunft in Lübbenau über einen Zeitraum von sechs Jahren.

Die grundlegende Voraussetzung für die Bemessung von Kläranlagen stellt die Bestimmung der Zulauffracht dar. Bei sich im Planungsstadium befindenden Objekten kann die Zulauffracht anhand vergleichbarer Anlagen abgeschätzt werden. Allerdings werden Zulaufwerte bei kleinen Kläranlagen, abhängig von den Eigenkontrollverordnungen der Länder (Anhang D), nur in vglw. großen Abständen erhoben und bei Anlagen im Kleinkläranlagenbereich im Regelfall überhaupt nicht. Die Ableitung von Zulauffrachten scheitert damit z. T. an fehlenden Messwerten, z. T. an der Frage nach der Repräsentativität der Probenahme. Es ist daher sinnvoll, alternative Methoden zur konventionellen zulaufbasierenden Frachtbestimmung zu entwickeln und zu prüfen (Abschnitt 3.5).

Ländlich strukturierte Gebiete stellen besondere, durch saisonale Effekte beeinflusste Anforderungen an Bemessung und Betrieb von Abwasserbehandlungsanlagen. Daher werden zunächst einige Grundsätze zur siedlungswasserwirtschaftlichen Struktur, zur Leistungsfähigkeit von Abwasserbehandlungsanlagen und den daraus folgenden Konsequenzen für saisonale Zusatzbelastungen erläutert (Abschnitt 2).

Durch die verschiedenen Fragestellungen wurden im Rahmen dieser Arbeit Daten aus mehreren Projekten genutzt:

- Die Darstellung der Belastungssituation von Kleinkläranlagen beruht auf Untersuchungen, die während der Prüfung und Nachprüfung von Kleinkläranlagen durch das Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft der TU Dresden (Prüfamt ISI) im Rahmen der Erteilung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung durchgeführt wurden (Zeitraum: 1993 – 2006).
- Untersuchungen an der Kläranlage Wiedersberg waren Bestandteil des durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie geförderten Projektes "Entwicklung einer Pflanzenkläranlage zur parallelen Reduzierung von Abwasser- und Treibhausgasemissionen im ländlichen Raum" (KF2488502RH2, Zeitraum: 2012 – 2016).
- Erhebungen am Kanuheim Lübbenau sowie auf den Zeltplätzen Lübbenau und Hindenberg fanden in den durch die Deutsche Bundesstiftung Umwelt (DBU) geförderten Projekten "Untersuchung der Leistungsfähigkeit und des Betriebsverhaltens einer saisonal belasteten, klein bemessenen Pflanzenkläranlage und deren Puffer-/Regenerationskapazität" (AZ 27143/1, AZ 27143/2, Zeitraum: 2009 – 2013) und "Vergleichende Untersuchung der Leistungsfähigkeit von saisonal belasteten, klein bemessenen Pflanzenkläranlagen und des Einflusses hoher Sulfidkonzentrationen auf den Betrieb" (AZ 32535/01, Zeitraum: 2015 – 2017) statt.
- Kleintechnische Untersuchungen zum Einfluss von hohen Sulfidkonzentrationen auf die Nitrifikation in Bodenfiltersäulen waren Bestandteil des durch die Deutsche Bundesstiftung Umwelt geförderten Projektes "Vergleichende Untersuchung der Leistungsfähigkeit von saisonal belasteten, klein bemessenen Pflanzenkläranlagen und des Einflusses hoher Sulfidkonzentrationen auf den Betrieb" (AZ 32535/01, Zeitraum: 2015 – 2017).
- Die Untersuchung des ABR-Verfahrens erfolgte im Auftrag der Bremen Overseas Research and Development Association (BORDA e. V.).

2 Abwasserbeseitigung in Klein- und Kleinen Kläranlagen unter Berücksichtigung saisonaler Belastungszustände

2.1 Elemente der Abwasserbehandlung in ländlich strukturierten Gebieten

2.1.1 Kleinkläranlagen

Angeschlossene Einwohner

Unter Vernachlässigung von Teilortskanalisationen (TOK) wurde im Jahr 2010 das Abwasser von rd. 575.000 Einwohnern in abflusslosen Gruben gesammelt und von 2,2 Mio. Einwohnern in Kleinkläranlagen behandelt [DESTATIS, 2013c]. An TOK angeschlossene Einwohner werden in der Statistik den an öffentliche Kanalisationsanlagen, aber nicht den an zentrale Kläranlagen angeschlossenen Einwohnern zugeordnet. Für Thüringen ergeben sich bei Vernachlässigung der TOK für 2010 rd. 172.000 EW, die über Kleinkläranlagen und Gruben entsorgt werden, mit TOK dagegen rd. 623.000 EW [DESTATIS, 2013c] bzw. rd. 600.000 EW [MLFUN-TH, 2013]. In den anderen Bundesländern ist dieser Aspekt schwächer ausgeprägt, am stärksten noch in Sachsen (zzgl. rd. 150.000 EW, DESTATIS, 2013c) und in Sachsen-Anhalt (zzgl. rd. 42.000 EW, DESTATIS, 2013c). In Summe ergeben sich rd. 3,5 Mio. EW, wobei die Wichtung zwischen Kleinkläranlagen und abflusslosen Gruben durch die unspezifischen Angaben zu den TOK nicht bekannt ist. Unabhängig davon überwiegt in Brandenburg, Berlin, Bremen und Hamburg der Anschluss an abflusslose Gruben. In Hessen und Rheinland-Pfalz sind etwa 50 % der betroffenen Einwohner an Kleinkläranlagen angeschlossen, in den restlichen Bundesländern werden überwiegend Kleinkläranlagen eingesetzt (Abbildung 2.1). Die Lage in Thüringen lässt sich anhand der ausgewerteten Quellen nicht beurteilen.

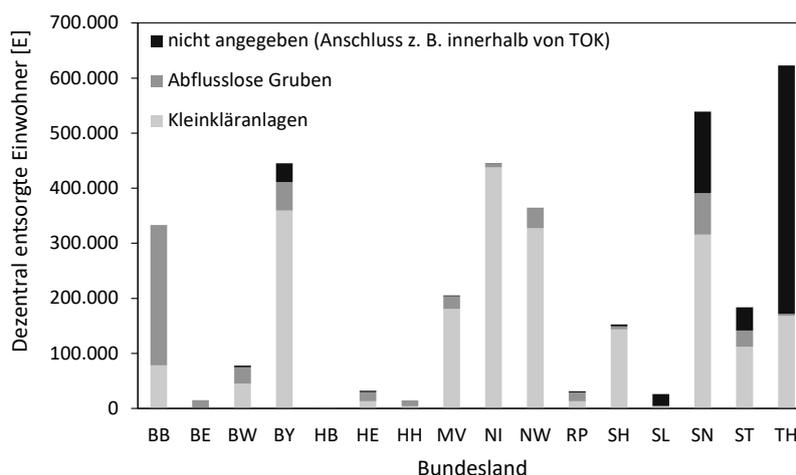


Abbildung 2.1: An Kleinkläranlagen und abflusslose Gruben angeschlossene Einwohner [DESTATIS, 2013c]

Bundesweit entfallen etwa 15 % der nicht an zentrale Kläranlagen angeschlossenen Einwohner auf Gemeinden mit einer Größe von bis zu 999 Einwohnern. Etwa ein Drittel entfällt auf Gemeinden mit 1.000 – 4.999 Einwohnern, 50 % auf Städte und Gemeinden mit mehr als 5.000 Einwohnern [DESTATIS, 2013c].

Anlagenanzahl, Ausbaugröße, Typenverteilung

Die Anzahl der Kleinkläranlagen ist seit 20 Jahren rückläufig (Abbildung 2.2). Ausgehend von 2,3 Mio. Anlagen im Jahr 1996 [OTTO, 2000] sind aktuell etwa 1,0 Mio. Kleinkläranlagen und Gruben⁵ in Betrieb (Abbildung 2.3), davon unter Zugrundelegung des EW-Verhältnisses zwischen Gruben und Kleinkläranlagen etwa 820.000 Kleinkläranlagen und 210.000 Gruben. Die meisten Kleinkläranlagen und Gruben befinden sich in Thüringen, gefolgt von Sachsen, Niedersachsen, Brandenburg und Bayern. Durch den Anschluss bisher nicht zentral erschlossener Grundstücke sinkt die Anzahl der Gruben und Kleinkläranlagen perspektivisch auf etwa 900.000 Anlagen⁶.

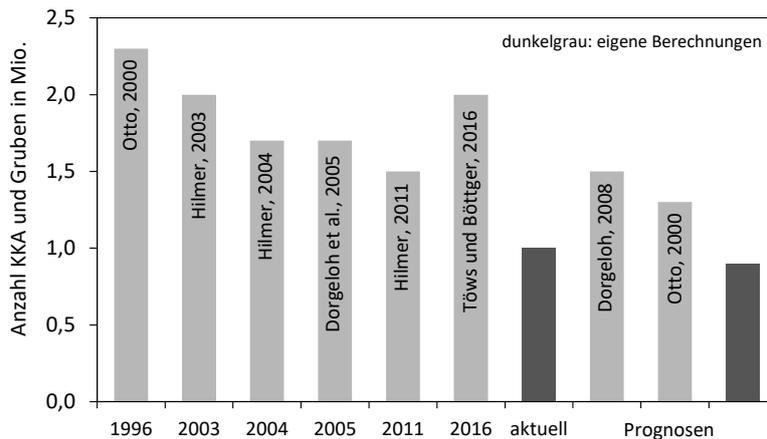


Abbildung 2.2: Anzahl der Kleinkläranlagen in Deutschland nach Literaturangaben und Berechnungen⁷

Die Ausbaugröße von Kleinkläranlagen liegt überwiegend im Bereich von 4 – 8 EW [VON FELDE UND ROSENWINKEL, 1999; HEISE, 2004; SMUL, 2012; SCHRANNER, 2014], der mittlere Anschlussgrad rechnerisch bei rd. 3,5 EW⁸ pro Anlage.

Eine Aufstellung über den Einsatz der verschiedenen Verfahren (Tabelle 2.1) liegt für das Bundesgebiet nicht vor. SBR-Anlagen sind im Vergleich zu anderen Verfahren vglw. weit verbreitet. Ihr

⁵ Quellen zur Ermittlung der Anzahl von Kleinkläranlagen (KKA) und Gruben:

Land	Quelle	Berechnungen
BB	MUGV-BB, 2010	26.621 KKA, 300.000 EW Gruben, 100.000 EW KKA
BE	DESTATIS, 2013c	Berechnung über mittleren Anschlussgrad an KKA und Einwohnerzahl nach DESTATIS (2013c)
BW	MUKE-BW, 2013	Annahme: Anzahl der Grundstücke entspricht etwa der Anzahl der Anlagen
BY	BAYLfU, 2011	unverändert
HB	FHB, 2013	unverändert
HE	MOHR ET AL., 2008	Hochrechnung mit dezentral angeschlossenen EW nach DESTATIS (2013c), keine Angaben zu Gruben - Abschätzung der Anzahl Gruben über Verhältnis der über KKA und Gruben entsorgten Einwohner nach DESTATIS (2013c)
HH	DESTATIS, 2013c	Berechnung über mittleren Anschlussgrad an KKA und Einwohnerzahl nach DESTATIS (2013c)
MV	LUNG-MV, 2015	unverändert
NI	MUEK-NI, 2013	unverändert
NW	MKUL-NW, 2014	unverändert
RP	JUNG, 2006	Hochrechnung mit dezentral angeschlossenen EW nach DESTATIS (2013c), keine Angaben zu Gruben - Abschätzung der Anzahl Gruben über Verhältnis der über KKA und Gruben entsorgten Einwohner nach DESTATIS (2013c)
SH	MLU-SH, 2009	unverändert
SL	MFU-SL, 2008	keine Angaben zu Gruben - Abschätzung der Anzahl Gruben über Verhältnis der über KKA und Gruben entsorgten Einwohner nach DESTATIS (2013c)
SN	ECKERT, 2010	unverändert
ST	MLU-ST, 2015	unverändert (28.000 Anlagen als Dauerlösung, 6.600 Anlagen als Übergangslösung)
TH	PORST, 2005	Anzahl berechnet auf Grundlage der Entwicklung in Sachsen

⁶ unter Annahme ähnlicher Entwicklungen in Sachsen und Thüringen und unter Ansatz der prognostizierten Werte für Sachsen [SCHUSTER, 2015], Sachsen-Anhalt [MLU-ST, 2015] und Baden-Württemberg [MUKE-BW, 2015]

⁷ aktuell: Quellen siehe Fußnote 5

⁸ Mittelwert der Anschlussgrade aus BB, BW, BY, MV, NI, NW, SN und ST

Anteil liegt, abhängig vom betrachteten Gebiet, zwischen 36 %⁹ [HEISE, 2004], 50 %¹⁰ [SCHRANNER, 2014] und 90 %¹¹ [KERKLIES, 2015]. Schwankungen in der Häufigkeit können auf die verfügbare Technologie zum Zeitpunkt der Anlagenerrichtung zurückgeführt werden sowie auf rechtliche Vorgaben (z. B. Anpassung an den Stand der Technik). Je kleiner ein betrachtetes Gebiet ist, desto größer sind lokale Einflüsse (Anbieter, Kosten, etc.). Daher haben Angaben für kleine Anlagenzahlen begrenzte Aussagekraft.

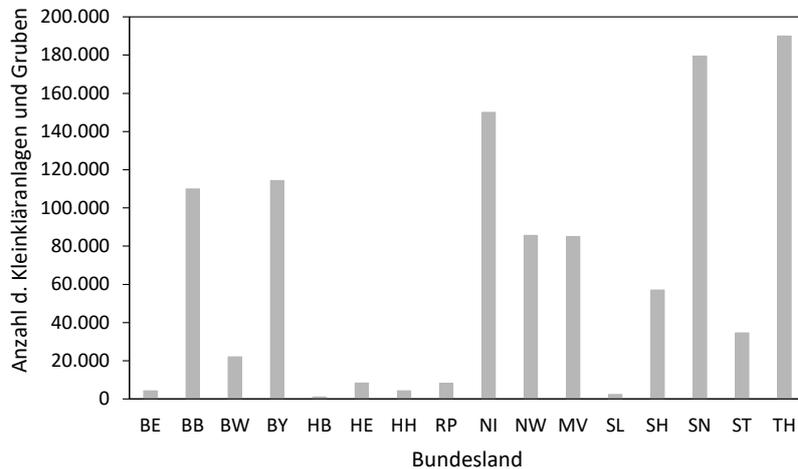


Abbildung 2.3: Anzahl der Kleinkläranlagen und abflusslosen Gruben nach Bundesländern (überwiegend Stand 2009 – 2013, Daten: vgl. Fußnote 5)

Tabelle 2.1: Typenverteilung von Kleinkläranlagen für ausgewählte Gebiete

Bezugssystem/Typ	Quelle						
	Einheit	VON FELDE UND ROSENWINKEL (1999)	FLASCHE (2002)	HEISE (2004)	BOLLER (2004)	SCHRANNER (2014)	KERKLIES (2015)
Untersuchungsgebiet	[-]	NI	NI	MV	k. A.	BY	SN
Anzahl KKA (Bezug)	[-]	30.400	1.278	986 ¹⁾	349	> 50.000	529
SBR	[%]	-	1,2	36	39	47	90
Festbett/Schwebbett	[%]	9,5	32	24	10	-	6,9
Tropfkörper	[%]	8,8	18	10	35	2	2,2
Belebungsverfahren	[%]	0,1	3,0	1	10	20	0,8
Bodenfilter	[%]	10	11	22	6	8	-
Filterschacht	[%]	-	22	-	-	9	-
Filtergraben	[%]	19	3,9	6	-	-	-
Untergrundverrieselung	[%]	51	-	-	-	-	-
Tauchkörper	[%]	0,4	5,2	1	-	7	-
Abwasserteiche	[%]	0,9	4,1	-	-	5	-

¹⁾ Neubauanlagen im Jahr 2003, Ausbaugröße 4 – 8 EW

Eliminationsleistung und Leistungsfähigkeit

Praktische Untersuchungen zeigen beim Betrieb von Kleinkläranlagen teils erhebliche Überschreitungen der Überwachungswerte. Im Durchschnitt sind mit den meisten Verfahren vergleichbare

⁹ Neubauanlagen in Mecklenburg-Vorpommern, Jahr 2003, Anschlussgrößen 4-8 EW, 986 Anlagen

¹⁰ Auswertung von mehr als 50.000 Anlagen

¹¹ 529 Kleinkläranlagen im Bereich der KWL im Raum Leipzig unter der Annahme, dass im Wesentlichen alle Kleinkläranlagen Neubaumaßnahmen sind.

Ablaufwerte erreichbar (Tabelle 2.3). Die im Wesentlichen auf Grundlage von Literaturangaben gebildeten gewichteten Mittelwerte liegen im Regelfall zwischen den Angaben von SCHRANNER (2014) und STRAUB (2008). Beiden Untersuchungen liegt das Datenmaterial von mehreren tausend Anlagen zugrunde, allerdings wurden keine korrespondierenden typenabhängigen Wertepaare für Ablaufwert und Anlagenzahl angegeben. Die Angaben von SCHRANNER (2014) liegen z. T. deutlich unterhalb der in anderen Publikationen genannten Werte. Das sich in einigen Untersuchungen gezeigte klar schlechtere Betriebsverhalten von Kleinkläranlagen [vgl. JELINEK, 2004 zit. in ENGLERT UND KAUB, 2005] spiegelt sich aufgrund der geringen Anlagenanzahl in den betreffenden Arbeiten nicht in den Mittelwerten aus allen Studien wider.

Die dargestellten Daten lassen keinen Schluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit von bestimmten Kleinkläranlagentypen zu. Durch den verfahrensbedingten weitgehenden Rückhalt partikulärer Substanzen können mit Bodenfilteranlagen und Membranbelebungsanlagen tendenziell geringere Ablaufwerte erreicht werden als mit anderen Verfahren. Eine weitergehende Einschätzung ist auch aufgrund der unterschiedlichen Anzahl der Anlagentypen nicht sinnvoll.

Prinzipiell sind Kleinkläranlagen in der Lage, die gemäß Anhang 1 der Abwasserverordnung bestehenden Anforderungen zu erfüllen [OTTO, 2000]. Dies wurde zum einen durch die Typprüfung im Rahmen des Zulassungsverfahrens durch das DIBT (bis etwa 2005 durch vor-Ort-Prüfungen unter Praxisbedingungen, danach auf Prüffeldern) und durch vergleichende Untersuchungen [AL JIROUDI, 2005; BARJENBRUCH UND EXNER, 2010] an verschiedenen Anlagentypen, z. T. unter Prüfbedingungen [BARJENBRUCH UND EXNER, 2010] im Wesentlichen bestätigt (Tabelle 2.2). Allerdings weichen die Bedingungen in der Praxis von denen auf Prüf- und Demonstrationsfeldern (Konzentration, Dynamik) deutlich ab und können so zu erheblichen Unterschieden in der Reinigungsleistung führen [NOWAK, 2010] (vgl. Tabelle 2.3).

Tabelle 2.2: Typenabhängige CSB-Ablaufkonzentrationen von Kleinkläranlagen auf Demonstrationsfeldern

Parameter	Einheit	Biofilmverfahren					Belebtschlammverfahren			Naturnahe Verfahren		Quelle
		FB/SB	FB	SB	Ta.K	Tr.K	BS	MBR	SBR	BF	Teiche	
Konzentration	[mg/l]	-	119	-	75	156	-	-	79	73	-	AL JIROUDI, 2005
Anzahl Anlagen	[-]	-	1	-	1	1	-	-	1	2	-	
Konzentration	[mg/l]	-	56	53	78	92	-	77	117	34	-	BARJENBRUCH UND EXNER, 2010
Anzahl Anlagen	[-]	-	1	1	1	1	-	1	2	1	-	

Zur Überschreitungshäufigkeit von Kleinkläranlagen liegen keine zuverlässigen Daten vor. In einem sächsischen Verband mit etwa 2.400 Kleinkläranlagen liegen gemäß Wartungsprotokollen rd. 30 % der Ablaufwerte über den Überwachungswerten [DORSCHNER, 2016]. Die tatsächliche Überschreitungshäufigkeit ist höher, da von einigen Wartungsfirmen in den Protokollen nicht in jedem Fall die realen Analysen eingetragen werden, sondern 'Erfolgswerte' ≤ 150 mg CSB/l [DORSCHNER, 2016]. In einem weiteren Abwasserzweckverband mit mehr als 10.000 Kleinkläranlagen wird eine Überschreitungshäufigkeit von 30 % als 'optimistisch' eingeschätzt.

Tabelle 2.3: Typenabhängige CSB-Ablaufkonzentrationen von Kleinkläranlagen unter Praxisbedingungen (Vergleichswerte: ohne Angabe der Anlagenanzahl)

Parameter	Einheit	Biofilmverfahren					Belebtschlammverfahren			Naturnahe Verfahren		Quelle
		FB/SB	FB	SB ¹⁾	Ta.K	Tr.K	BS	MBR	SBR	BF ^{II)}	Teiche	
Konzentration	[mg/l]	-	-	-	-	-	86	-	-	-	-	SPATZIERER, 1998
Anzahl Anlagen	[-]	-	-	-	-	-	248	-	-	-	-	
Konzentration	[mg/l]	-	-	-	-	-	-	-	-	75	-	SCHMAGER UND HEINE, 2000
Anzahl Anlagen	[-]	-	-	-	-	-	-	-	-	80	-	
Konzentration	[mg/l]	-	115	-	104	96	65	-	64	57	101	FLASCHE, 2002
Anzahl Anlagen	[-]	-	412	-	66	231	38	-	15	136	52	
Konzentration	[mg/l]	147	-	-	-	160	141	-	102	72	-	BOLLER, 2004
Anzahl Anlagen	[-]	36	-	-	-	121	35	-	136	31	-	
Konzentration	[mg/l]	-	-	-	-	525	52	-	56	-	-	JELINEK, 2004 zit. in ENGLERT UND KAUB, 2005
Anzahl Anlagen ^{III)}	[-]	-	-	-	-	1	2	-	1	-	-	
Konzentration	[mg/l]	-	440	-	124	457	114	-	211	-	-	JELINEK, 2004 zit. in ENGLERT UND KAUB, 2005
Anzahl Anlagen	[-]	-	6	-	1	5	2	-	4	-	-	
Konzentration	[mg/l]	-	-	-	-	-	36	-	-	38	-	SPATZIERER, 2004
Anzahl Anlagen	[-]	-	-	-	-	-	2	-	-	13	-	
Konzentration	[mg/l]	133	158	122	81	115	114	36	-	47	-	TU Dresden, ISI 1995 – 2006
Anzahl Anlagen	[-]	10	3	7	5	3	3	2	-	2	-	
Konzentration	[mg/l]	-	-	-	-	110	172	-	38	25	-	SCHABER ET AL., 2007
Anzahl Anlagen	[-]	-	-	-	-	10	10	-	10	10	-	
Konzentration	[mg/l]	-	93	-	-	-	-	-	94	-	-	KOSUB, 2008
Anzahl Anlagen	[-]	-	996	-	-	-	-	-	371	-	-	
Mittelwert	[mg/l]	144	101	122	103	123	91	(36)	95	62	101	gewichtetes Anlagenmittel
Anzahl Anlagen	[-]	44	1.417	7	72	371	340	2	537	272	52	
Vergleichswert	[mg/l]	-	-	-	71	86	81	52	89	56	66	SCHRANNER, 2014 ^{IV)}
	[mg/l]	103	107	98	144	108	213	-	143	90	121	STRAUB, 2008 ^{IV)}

^{I)} inklusive Kombinationsanlagen

^{II)} gewichteter Mittelwert für horizontal und vertikal durchflossene Bodenfilteranlagen

^{III)} Ausbaugröße 25 – 50 EW

^{IV)} ohne Angabe der Anlagenanzahl, daher sind die Angaben aus den betreffenden Quellen als Vergleichswerte zum gewichteten Mittelwert dargestellt

Überschreitungen der Ablaufwerte an Praxisanlagen sind im Regelfall nicht technologischer Herkunft, sondern u.a. Folge des fehlenden Verständnisses des Eigentümers [OTTO, 2000], fehlender Wartung bzw. Eigenkontrolle, fehlerhafter bzw. mangelhafter technischer Umsetzung [STRAUB, 2008; KERKLIES, 2015], von Verschleiß, (nutzerbedingtem) nicht bestimmungsgemäßem Betrieb [VON DER HEIDE ET AL., 2014; KERKLIES, 2015] sowie, im Vergleich zu kommunalen Kläranlagen, extremer Belastungswechsel mit z. T. längeren Betriebsunterbrechungen. Ein Teil dieser Probleme wird durch gestiegene Anforderungen an die Wartung (vgl. OTTO, 2000), die Weiterbildung von Personal ("Betrieb und Wartung von Kleinkläranlagen") oder die Zertifizierung von Wartungsfirmen gemindert (vgl. NOWAK, 2007; HILMER, 2011). Unabhängig davon sind die Ablaufwerte im Vergleich zu kommunalen Kläranlagen der GK1 hoch (vgl. Abschnitt 2.1.2).

Eine weitere Ursache für hohe Ablaufwerte bilden hohe Zulaufkonzentrationen infolge der konsequenten Ausbindung von Fremdwasser. Gutfunktionierende Anlagen weisen Wirkungsgrade von 85 – 90 %¹² bezogen auf den Zulauf zur biologischen Stufe auf. Bei voller Frachtbelastung (80 g CSB/E/d im Zulauf der biologischen Stufe) sind die Ablaufkonzentrationen bei störungsfreiem Betrieb vom Abwasseranfall abhängig (Abbildung 2.4). Bei einem Wirkungsgrad von 90 %, einer spezifischen Zulaufkraft von 80 g CSB/E/d und einem mittleren Abwasseranfall von 80 l/E/d ergibt sich eine CSB-Ablaufkonzentration von 100 mg/l. Sinkt der Wasserverbrauch, steigt die Ablaufkonzentration entsprechend. Selbst bei Wirkungsgraden im Bereich von 85 – 90 % besteht die Gefahr der Überschreitung der Überwachungswerte, insbesondere bei weitergehenden Anforderungen (Ablaufklassen N und D, gemäß DIBT (2014)). Bei der Behandlung von Abwässern mit 80 g CSB/E/d im Zulauf der biologischen Stufe ist die Einhaltung der Überwachungswerte für die Ablaufklassen N und D nur dann möglich, wenn der Wirkungsgrad der biologischen Stufe mehr als 90 % erreicht. Da die einwohnerspezifischen Frachten in ländlich strukturierten Gebieten niedriger sind als in Städten (vgl. Abschnitt 2.2), ist bei Wirkungsgraden von rd. 90 % (bezogen auf den Zulauf zur biologischen Stufe) im Mittel mit Ablaufwerten im Bereich der Überwachungswerte zu rechnen. Je stärker allerdings die einwohnerspezifische Fracht im Zulauf der biologischen Stufe zunimmt (nach Sedimentation), desto höher ist die Überschreitungswahrscheinlichkeit. Niedrige Wasserverbräuche verstärken diesen Effekt.

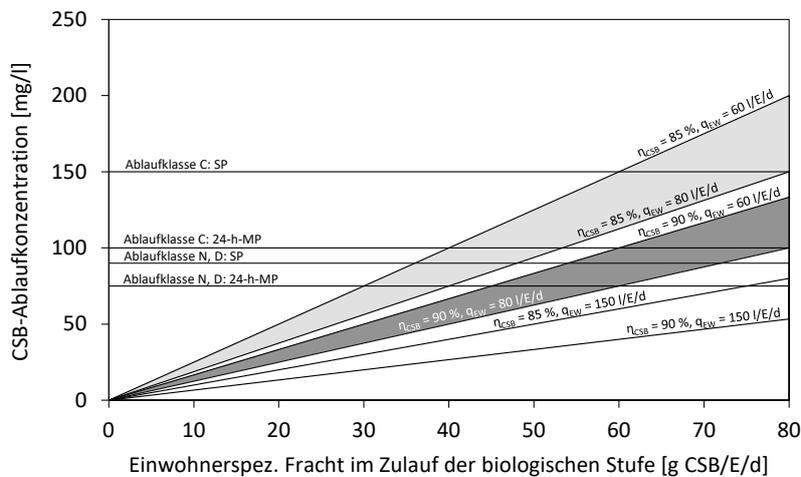


Abbildung 2.4: CSB-Ablaufkonzentrationen als Funktion der Zulaufkraft und des Abwasseranfalls im Bereich von 60 – 80 l/E/d

¹² Vereinfachende Abschätzung des CSB-Wirkungsgrades der biologischen Stufe:

Die gelöste inerte CSB-Fracht im Zulauf zur biologischen Stufe beträgt gemäß DWA-A 131 etwa 5 – 10 % der CSB-Gesamtfracht. Bei einer spezifischen CSB-Fracht von rd. 80 g/E/d (Tabelle 2.9) im Anlagenzulauf entspricht die gelöste inerte spezifische CSB-Fracht im Zulauf der biologischen Stufe rd. 2,4 – 4,8 g/E/d (Annahme Wirkungsgrad VKB: 40 %). Da diese CSB-Fracht nicht abgebaut wird, ergibt sich der maximal mögliche CSB-Wirkungsgrad für einen feststofffreien Ablauf zu 90 – 95 %. Der Wirkungsgrad sinkt, wenn partikuläre Substanzen in den Ablauf gelangen. Da die ausgetragenen Feststoffe im Wesentlichen dem Überschussschlamm entsprechen, kann der partikuläre CSB gemäß DWA-A 131 mit CSB/oTS = 1,42 g/g ermittelt werden. Der oTS-Gehalt von Überschussschlamm liegt nach DWA-M 368 bei rd. 70 % TS. Bei TS-Ablaufkonzentrationen im Bereich von 10 – 30 mg/l entsprechen unter diesen Annahmen die Konzentrationen des partikulären CSB weitgehend den TS-Konzentrationen ($X_{CSB,AN} = X_{TS,AN} \cdot 0,7 \text{ g oTS/g TS} \cdot 1,42 \text{ g CSB/g oTS}$). Ausgehend von einem spezifischen Abwasseranfall von 80 l/E/d (Abbildung 2.8) beträgt die den partikulären Substanzen entsprechende CSB-Ablaufkraft 0,8 – 2,4 g/E/d. Die gesamte Ablaufkraft liegt damit bei 3,2 – 7,2 g/E/d, entsprechend einem Wirkungsgrad von 85 – 93 %. Der nicht abgebaute gelöste CSB ist in dieser Darstellung vernachlässigt worden.

2.1.2 Kleine Kläranlagen

Angeschlossene Einwohner, Anlagenanzahl, Ausbaugröße, Typenverteilung

Der größte Anteil der im Jahr 2010 rd. 9.600 betriebenen kommunalen Kläranlagen entfällt mit 43 % auf Anlagen der GK1. Die meisten Kläranlagen der GK1 haben eine Ausbaugröße von 200 EW (1.240 Anlagen) und 1.000 EW (1.400 Anlagen). Die an Kläranlagen der GK1 angeschlossene Fracht entspricht rd. 1 % der an GK1 – GK5 angeschlossenen Einwohnerwerte (Abbildung 2.5, Tabelle 2.4, Abbildung 2.6). Im Vergleich dazu wird in den rd. 260 Kläranlagen der GK5 das Abwasser von mehr als 50 % der insgesamt angeschlossenen Einwohnerwerte gereinigt [DESTATIS, 2013B].

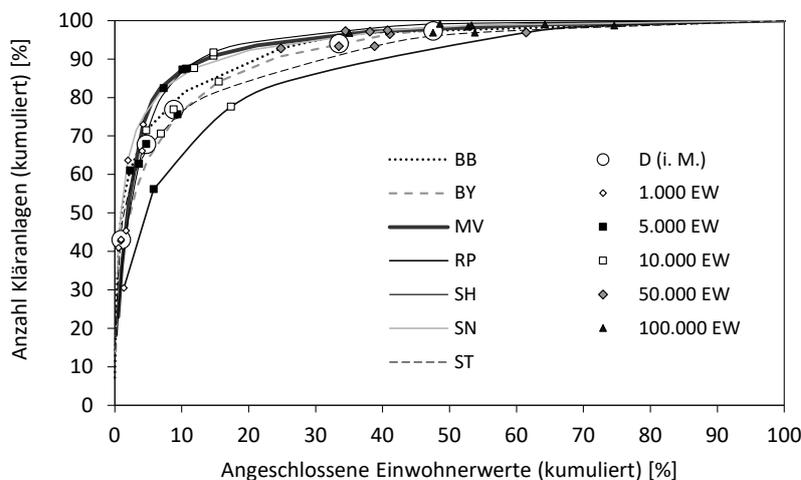


Abbildung 2.5: Verhältnis zwischen Kläranlagenanzahl und angeschlossenen EW (Daten siehe Fußnote¹³)

Tabelle 2.4: Anzahl, Ausbaugröße und Auslastung von Kläranlagen bis 5.000 EW

Ausbaugrößenklasse	[EW]	200	300	500	1.000	2.000	3.000	5.000
Anzahl Kläranlagen ^{I)}	[-]	1.244	549	938	1.414	823	631	858
Mittlere Ausbaugröße ^{II)}	[EW]	110	230	360	680	1.300	2.300	3.800
Mittlere Auslastung ^{III)}	[EW]	90	180	270	510	930	1.700	2.800
	[%]	82	78	75	75	72	74	74

^{I)} Bundesgebiet (Daten siehe Fußnote 13), Anlagen < 2.000 EW für NI anhand des Bundesdurchschnitts aus NKWLN (2011) und LFSNI (2014) abgeschätzt

^{II)} Mittelwert aus BB, BY, HE, MV, SH, SL, ST (Daten siehe Fußnote 13)

^{III)} Mittelwert aus BB, BY, MV, SH, ST (Daten siehe Fußnote 13)

Die bundesweite Verteilung der Ausbaugrößenklassen ist ungleichmäßig (Abbildung 2.5). In Mecklenburg-Vorpommern, Sachsen, Sachsen-Anhalt und Thüringen liegen mehr als 60 % der Kläranlagen im Bereich der GK1, in den anderen Flächenländern sind es 22 – 45 %. Ausgehend von verfügbaren Daten einzelner Bundesländer (BB, BY, HE, MV, SH, SL, ST) liegt die mittlere Ausbaugröße bei Anlagen bis 5.000 EW bei 70 % (60 – 80 %) der Ausbaugrößenklasse (Tabelle 2.4), die mittlere

¹³ Datengrundlage:

BB ... AfSBB, 2013A	BE ... AfSBB, 2013B	BW ... MUKE-BW, 2011	BY ... BayLfSD, 2012	HB ... FHB, 2011	HE ... MUELV-HE, 2011
HH ... SAfHSH, 2012A	MV ... SAfMV, 2013	NI ... NLWKN, 2011	NW ... IuTNW, 2013B	RP ... SLARP, 2012B	SH ... SAfHSH, 2012C
SL ... MfU-SL, 2011	SN ... SLAdFS, 2011	ST ... SLAST, 2012	TH ... THLfS, 2012		

Auslastung bei 76 % (82 – 82 %, Daten: BB, BY, MV, SH, ST). Da die spezifischen Schmutzfrachten¹⁴ der angeschlossenen Einwohner in ländlich strukturierten Gebieten im Mittel und unter Vernachlässigung saisonaler Effekte niedriger sind als in Ballungsgebieten (Abschnitt 2.2), ist die mittlere Auslastung geringer, als die Summe aus angeschlossenen Einwohnern und Einwohnergleichwerten.

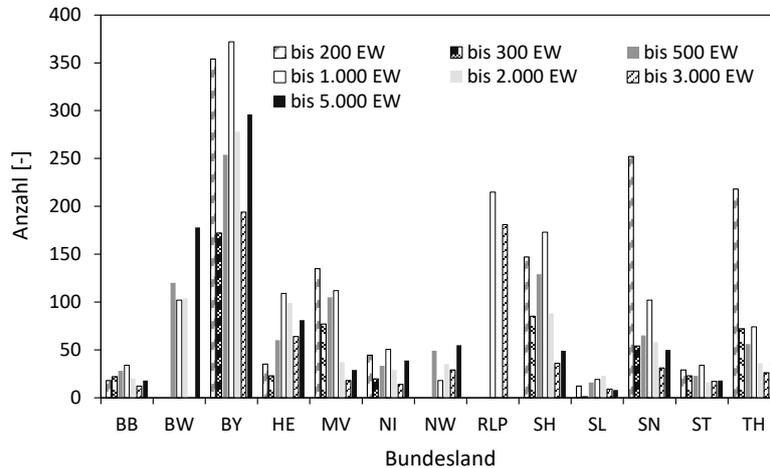


Abbildung 2.6: Anzahl der Kläranlagen bis 5.000 EW in den deutschen Bundesländern

(Daten: siehe Fußnote 13, Anlagen < 2.000 EW für NI anhand des Bundesdurchschnitts aus NKWLN (2011) und LFSNI (2014) abgeschätzt)

Über die Häufigkeit der Behandlungsverfahren liegen Daten aus einigen Bundesländern und von der DWA (2013) vor (Tabelle 2.5). Die Angaben der DWA decken rd. 19 % des Anlagenbestands für GK1 ab. Zwischen den Bundesländern treten deutliche Unterschiede auf (Tabelle 2.5). Naturnahe Verfahren können einen größeren Anteil als technische Verfahren einnehmen, bspw. in Bayern und im Saarland, allerdings sinkt mit zunehmender Größenklasse deren Einfluss.

Tabelle 2.5: Abwasserbehandlungsverfahren bis 1.000 bzw. 2.000 EW für ausgewählte Bundesländer und nach Angaben von DWA (2013) – Angaben in [%]

Verfahren		Baden-Württemberg		Bayern	Rheinland-Pfalz	Saarland	DWA
		MUKE-BW (2013)	MUKE-BW (2013)	BAYLFU (2012)	MfU-RP (2013)	MfU-SL (2013)	DWA (2013)
		51 - 999 EW	51 - 2.000 EW	51 - 999 EW	51 - 2.000 EW	51 - 2.000 EW	51 - 999 EW
Naturnahe Anlagen	gesamt	20	15	70	30	64	53
	Teiche	20	15	66	20	k. A.	46
	Bodenfilter	-	-	4,0	10	k. A.	7,6
Belebungsanlagen	gesamt	67	73	14	60	34	35
	SBR-Anlagen	k. A.	k. A.	k. A.	4,1	k. A.	7,3
Tauchkörperanlagen		12	9,2	9,2	5,7	-	-
Tropfkörperanlagen		1,3	2,5	3,2	5,0	1,4	11
Sonstige		-	-	3,4	-	-	-

¹⁴ Zur Definition und Abgrenzung der Begriffe 'spezifische Schmutzfracht' und 'Einwohnerwert' vgl. Abschnitt 3.1.

Eliminationsleistung und Leistungsfähigkeit

Die Ablaufwerte für die einzelnen Verfahren (Tabelle 2.6) liegen unterhalb der für Kleinkläranlagen ermittelten Werte (Abschnitt 2.1.1), zeigen aber z. T. erkennbare Unterschiede zwischen den Verfahren. Die CSB-Konzentrationen im Ablauf von Belebtschlammanlagen, SBR-Anlagen und Bodenfiltern liegen i. M. bei rd. 40 mg/l, von Teichen bei rd. 50 mg/l. Die CSB-Ablaufkonzentrationen von Tauchkörperanlagen liegen rd. 10 mg/l über den mittleren Ablaufwerten von Teichen, bei Tropfkörperanlagen kommen weitere 10 mg/l hinzu. Die Spanne zwischen den Ablaufkonzentrationen der einzelnen technischen Verfahren ist mit 30 mg CSB/l doppelt so hoch wie zwischen den naturnahen Verfahren. Werden ausschließlich Werte aus den letzten Jahren berücksichtigt (DWA, 2013), entsprechen die Abweichungen innerhalb der naturnahen Verfahren in etwa denen der technischen Verfahren. Bei der Wertung der Ergebnisse ist zum einen die unterschiedliche Anzahl der Anlagentypen zu berücksichtigen, zum anderen lässt die Ablaufkonzentration keinen Rückschluss auf die Leistungsfähigkeit und den Wirkungsgrad zu, da die CSB-Konzentration im kommunalen Abwasser (ohne Industrie- und Gewerbeinfluss) maßgeblich vom Fremdwasser beeinflusst wird.

Je höher die Zulaufkonzentration ist, desto höher ist, unter Zugrundelegung eines ähnlichen Wirkungsgrades und ohne Einfluss von Betriebsstörungen, die Ablaufkonzentration. Fremdwasser wirkt positiv auf die Ablaufkonzentrationen (vgl. Abbildung 2.4), kann aber bei falscher Auslegung infolge hydraulischer Überlastung zu Betriebsproblemen führen. Die Ausbindung temporär anfallenden Fremdwassers stabilisiert den Anlagenbetrieb durch Dämpfung der Zulaufdynamik (Konzentrationsschwankungen, Hydraulik). Anlagen mit großem Puffervermögen sind gegenüber ausgeprägten Zulaufschwankungen weniger empfindlich. Zusätzlich sind Besonderheiten zu berücksichtigen, die sich aus regionalen Faktoren ergeben, bspw. sind Anlagen, die sich in touristisch stark frequentierten Urlaubsregionen befinden, einer tendenziell höheren Zulaufbelastung ausgesetzt.

Tabelle 2.6: CSB-Ablaufkonzentrationen von Kläranlagenverfahren in ländlich strukturierten Gebieten

Parameter	Einheit	Biofilmverfahren		Belebtschlammverfahren		Naturnahe Verfahren		Anmerkungen	Quelle
		Ta.K	Tr.K	BS	SBR	BF	Teiche		
Konzentration	[mg/l]	71	95	48	-	-	56	< 500 EW	ZERRER, 1985
Anzahl Anlagen	[-]	42	35	117	-	-	15		
Konzentration	[mg/l]	51	100	38	-	-	37	500 – 1.000 EW	ZERRER, 1985
Anzahl Anlagen	[-]	25	27	122	-	-	9		
Konzentration	[mg/l]	-	-	62	-	-	-	101 – 500 EW	SPATZIERER, 1998
Anzahl Anlagen	[-]	-	-	131	-	-	-		
Konzentration	[mg/l]	-	121	190	69	-	103	GK1 und GK2	BARJENBRUCH UND BROCKHAUS, 1999
Anzahl Anlagen	[-]	-	3	7	6	-	27		
Konzentration	[mg/l]	54	56	34	-	49	48	GK2	BUCKSTEEG, 1999
Anzahl Anlagen	[-]	66	12	101	-	13	511		
Konzentration	[mg/l]	-	52	28	35	33	52	GK1	DWA, 2013
Anzahl Anlagen	[-]	-	87	220	57	59	358		
Mittelwert	[mg/l]	59	71	42	38	36	51	gewichtetes Anlagenmittel	
Anzahl Anlagen	[-]	133	164	698	63	72	920		

2.1.3 Anforderungen an Betrieb und Überwachung von Klein- und Kleinen Kläranlagen

Für Kleine Kläranlagen und Kleinkläranlagen gelten die Anforderungen an GK1 gemäß Anhang 1 der Abwasserverordnung (Überwachungswerte: 150 mg CSB/l, 40 mg BSB₅/l aus der Stichprobe oder 2-h-Mischprobe, ABWV, 2004). Für Kleinkläranlagen mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) wird die Einhaltung der Überwachungswerte unterstellt, wenn Betrieb und Wartung der Anlage entsprechend den Anforderungen der Zulassung erfolgen (Einhaltfiktion) [ABWV, 2004].

Anhang 1 der Abwasserverordnung gilt auch für die Behandlung von Abwasser, das nicht häuslichen bzw. kommunalen Ursprungs ist, aber mit diesem vergleichbar ist, d. h. für Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen wie Campingplätzen, Hotels, Gaststätten etc.

Die bis 2016 praktizierte Erteilung der abZ ist wegen eines Verstoßes Deutschlands gegen die europäische Bauprodukten-Richtlinie (Rechtssache C-100/13) nicht mehr haltbar [DIBT, 2015, LANCÉ, 2015]. Davon sind sowohl Bemessungs- und Prüfkriterien, als auch die Einteilung der Ablaufklassen betroffen [FRITSCH, 2015]. Erteilte abZ bleiben in Kraft [FRITSCH, 2015], eine Verlängerung der Gültigkeitsdauer ist aber nicht möglich. Anlagen mit CE-Kennzeichnung nach DIN EN 12566 können infolge des Urteils ohne weitere Prüfung eingesetzt werden [LANCÉ, 2015; FRITSCH, 2015]. Die CE-Kennzeichnung wird aufgrund fehlender Angaben zu Bemessung, Bau, Betrieb und Reinigungsleistung in wasserrechtlicher Hinsicht als ungeeignet beurteilt [FRITSCH, 2015]. Zur Fortsetzung der erleichterten Überwachung gemäß Einhaltfiktion [FRITSCH, 2015], als Ersatz für die Zulassungskriterien des DIBt und in Ergänzung zur DIN 4261 werden Bemessung und Zulassung von Kleinkläranlagen neu geregelt [LANCÉ, 2016].

Bei Kleinkläranlagen sind die Überwachungswerte (Tabelle 2.7) sowie Angaben zu Betrieb, Wartung und Überwachung (noch) Bestandteil der abZ, bei Kleinen Kläranlagen sind Einzelheiten in der wasserrechtlichen Genehmigung enthalten sowie in den Eigenkontrollverordnungen der Länder (Anhang D). Weitere Vorgaben zu Kleinkläranlagen sind in einigen Bundesländern in den Eigenkontrollverordnungen (BY, HE, ST), in Kleinkläranlagenverordnungen [SMUL, 2007; MLNU-TH, 2010], Verwaltungsvorschriften [MLUV-MV, 2014] oder Leitfäden [LFU-BW, 2005] niedergelegt.

Für bauaufsichtlich zugelassene Kleinkläranlagen entfällt die Überwachung der Ablaufwerte durch die zuständige Wasserbehörde [BAYLFU, 2015]. Unabhängig von den Überwachungswerten für GK1 gelten die in der abZ angegebenen Werte (Tabelle 2.7). In Abhängigkeit der erteilten Ablaufklasse und der Vorgaben der zuständigen Behörden können strengere Anforderungen an Kleinkläranlagen gestellt werden, bspw. in Wasserschutzgebieten, als im Regelfall für Kläranlagen der GK1 gelten. Die Anforderungen an Kleinkläranlagen der Ablaufklasse N entsprechen im Wesentlichen den Überwachungswerten für Kläranlagen der GK3.

Im Gegensatz zu Kleinkläranlagen werden bei Kleinen Kläranlagen Proben aus Zu- und im Ablauf entnommen (Anhang D). Damit besteht bei vorhandener Mengenummessung prinzipiell die Möglichkeit zur Ermittlung der Zulauffrachten. Allerdings sind Anzahl und Verteilung der Proben sowie Zeitpunkt und Art der Probenahme (Stichproben) zur Ableitung belastbarer Aussagen nicht immer geeignet.

Während bei Kläranlagen der GK1 im Regelfall mindestens einmal in der Woche vorgeschriebene Kontrollen durch Fachpersonal durchzuführen sind (Anhang D), ist dies bei Kleinkläranlagen nur zwei- bis dreimal im Jahr der Fall [DIBT, 2014]. Die Eigenkontrolle ist zwar Bestandteil der Zulassung, findet durch den Eigentümer erfahrungsgemäß häufig unzureichend statt. Ungeachtet dessen und der deutlich größeren Belastungsschwankungen werden gleiche, zum Teil auch höhere Ansprüche gestellt als bei Kleinen Kläranlagen, insbesondere beim Ansatz der Überwachungswerte aus 24-h-Mischproben sowie bei den allgemeinen Anforderungen an die Ablaufklassen N und D.

Tabelle 2.7: Anforderungen an Kleinkläranlagen nach DIBT-Zulassungsgrundsätzen [DIBT, 2014] im Vergleich zu den Anforderungen an Kläranlagen der GK1 – GK3 gemäß ABWV (2004)

	CSB		BSB ₅		NH ₄ -N ¹⁾		N _{anorg.} ¹⁾		AFS	
	SP	24-h-MP	SP	24-h-MP	SP	24-h-MP	SP	24-h-MP	SP	24-h-MP
	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]
Kläranlagen GK1	150	-	40	-	-	-	-	-	-	-
Kläranlagen GK2	110	-	25	-	-	-	-	-	-	-
Kläranlagen GK3	90	-	20	-	10	-	-	-	-	-
Kleinkläranlage Klasse C	150	100	40	25	-	-	-	-	75	-
Kleinkläranlage Klasse N	90	75	20	15	-	10	-	-	50	-
Kleinkläranlage Klasse D	90	75	20	15	-	10	-	25	50	-

ohne Berücksichtigung der Ablaufklassen +H und +P

¹⁾ T ≥ 12 °C

SP Probenahme nach ABWV als qualifizierte Stichprobe oder 2-h-Mischprobe (bei Kleineinleitungen auch als einfache Stichprobe), nach DIBT-Zulassungskriterien als qualifizierte Stichprobe

Zur Verbesserung der Überwachung von Kleinkläranlagen und zur zeitnahen Identifikation von Störungen werden Fernüberwachungssysteme eingesetzt. Fernwartungssysteme beschränken sich derzeit im Wesentlichen auf die Betriebsüberwachung und die Laufzeitdokumentation [BDZ, 2011; PÖHNL, 2013; LANCÉ UND FLASCHE, 2015]. Darüber hinaus besteht die Möglichkeit zur Änderung der Betriebseinstellungen [KERKLIES, 2015]. Die weitergehende Betriebsüberwachung unter Nutzung von Online-Messtechnik befindet sich in der Entwicklung. Gegenwärtig kann über Trübungsmessgeräte Schlammabtrieb identifiziert werden [AUSTERMANN-HAUN, 2007; STRAUB, 2008; HARTMANN UND LONDONG, 2010]. Eine zuverlässige, an die Verhältnisse im Kleinkläranlagenbereich angepasste Online-CSB-Messung zur Überwachung der Ablaufwerte ist nicht marktverfügbar. Die Haupthindernisse bilden die Beschaffungskosten sowie die notwendige Kalibrierung der Sonden auf die Vor-Ort-Verhältnisse [HARTMANN UND LONDONG, 2010]. Unabhängig davon ist für Anlagen der GK1 keine Online-Messung der Ablaufwerte vorgeschrieben. Daher besteht aus wasserrechtlicher Sicht keine Notwendigkeit Kleinkläranlagen mit Online-Messtechnik zu überwachen.

Die Feststellung von Betriebsstörungen erfordert die Einleitung von entsprechenden Abhilfemaßnahmen. Die Abstellung von Störungen, die keine technische Ursache haben, ist aufwändiger als Reparatur oder Austausch von technischen Komponenten. Infolge der großen Wartungsintervalle liegen häufig nur lückenhafte Informationen zum Anlagenbetrieb vor. Der Personalaufwand zur Identifikation und Abstellung von Betriebsproblemen an Kleinkläranlagen ist aufgrund des geringen Anschlussgrades im Vergleich zu kommunalen Kläranlagen hoch.

2.2 Belastungssituation in ländlich strukturierten Gebieten

2.2.1 Abwasseranfall

Der mittlere kommunale Schmutzwasseranfall¹⁵ lag in Deutschland ohne Industrieleitungen im Jahr 2010 bei 167 l/E/d (Abbildung 2.7). Zwischen den Bundesländern bestehen deutliche Unterschiede (Sachsen: 116 l/E/d, Nordrhein-Westfalen: 210 l/E/d) [DESTATIS, 2013B]. Der wesentliche Teil des Schmutzwassers resultiert aus dem Trinkwasserverbrauch¹⁶, der in drei länderspezifischen Bereichen¹⁷ liegt:

- 80 ... ≤ 100 l/E/d, i. M. 87 l/E/d (SN, ST, TH),
- 100 ... ≤ 120 l/E/d, i. M. 114 l/E/d (BW, BE, BB, MV, RP, SL),
- 120 ... ≤ 140 l/E/d, i. M. 130 l/E/d (BY, HB, HH, HE, NI, NW, SH).

Für die Bemessung von Kleinkläranlagen ist ein Schmutzwasserzufluss von 150 l/E/d [DIN 4261-1, 2010] bzw. von mindestens 150 l/E/d [DWA-M 221, 2012] anzusetzen. In nicht fremdwasserbeeinflussten Kleinkläranlagen entspricht der Trinkwasserverbrauch etwa dem Schmutzwasseranfall. Der Bemessungswert liegt damit z. T. deutlich oberhalb des an Haushalte und Kleingewerbe abgegebenen Trinkwassers.

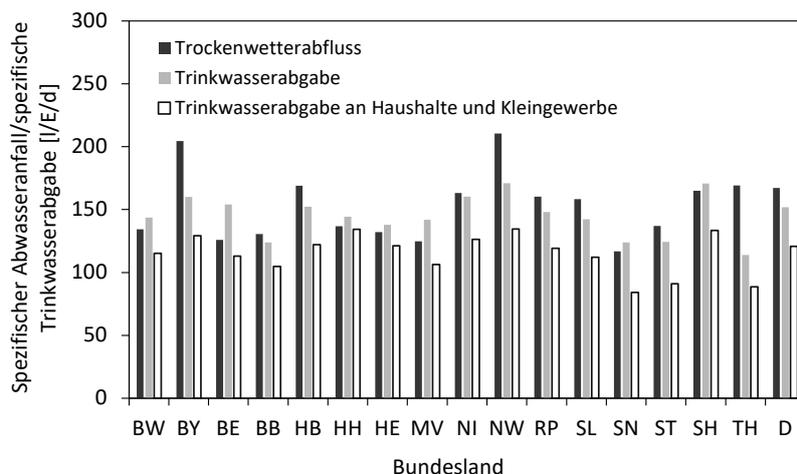


Abbildung 2.7: Trinkwasserverbrauch und kommunaler Trockenwetterabfluss (siehe Fußnote 15) nach Bundesländern (Daten: DESTATIS, 2013a; DESTATIS, 2013b)

Der Trinkwasserverbrauch an Objekten mit Kleinkläranlagen entspricht abhängig von der Quelle zum einen mit 80 l/E/d (vgl. Abbildung 2.8) bzw. i. M. 93 l/E/d [STRAUB, 2008] dem unteren Bereich der statistischen Daten, zum anderen liegt er mit 53 l/E/d [DIN-SPEC 4261-6, 2011] deutlich darunter. Die Spannweite der Werte ist groß. Aus der Auswertung der Daten von 20 Kleinkläranlagen (vgl. Abschnitt 3.3.3) ergaben sich anlagenspezifische Mittelwerte im Bereich von 33 –

¹⁵ Definition Schmutzwasser nach DESTATIS (2013B): "Beim Schmutzwasser handelt es sich durch häuslichen, gewerblichen, landwirtschaftlichen oder sonstigen Gebrauch in seinen Eigenschaften verändertes Wasser von unterschiedlicher Qualität, das abgeleitet wird. In der Erhebung über die öffentliche Abwasserentsorgung ist damit im Wesentlichen derjenige Teil des Abwassers gemeint, der nicht von Niederschlägen stammt oder als Fremdwasser in die Kanalisation gelangt ist." Da der Schmutzwasseranfall "teilweise inklusive Fremdwasseranfall" angegeben ist, wird er im Folgenden als Trockenwetterabfluss (Q_T) bezeichnet.

¹⁶ Trinkwasserabgabe gesamt: i. M. 152 l/E/d [DESTATIS, 2013A]

Trinkwasserabgabe an Haushalte und Kleingewerbe: i. M. 121 l/E/d [DESTATIS, 2013A]

¹⁷ Bezug: Trinkwasserabgabe an Haushalte und Kleingewerbe, Daten aus DESTATIS (2013A)

120 l/E/d. Das absolute Maximum der Einzelwerte lag bei 170 l/E/d, das Minimum bei 30 l/E/d (Mittelwert: 87 l/E/d, Median: 83 l/E/d, 85-%-Perzentil: 120 l/E/d). Im Regelfall spielen die Verbrauchswerte für die Kläranlagenbemessung durch die Unterschreitung des Bemessungszuflusses von 150 l/E/d keine Rolle.

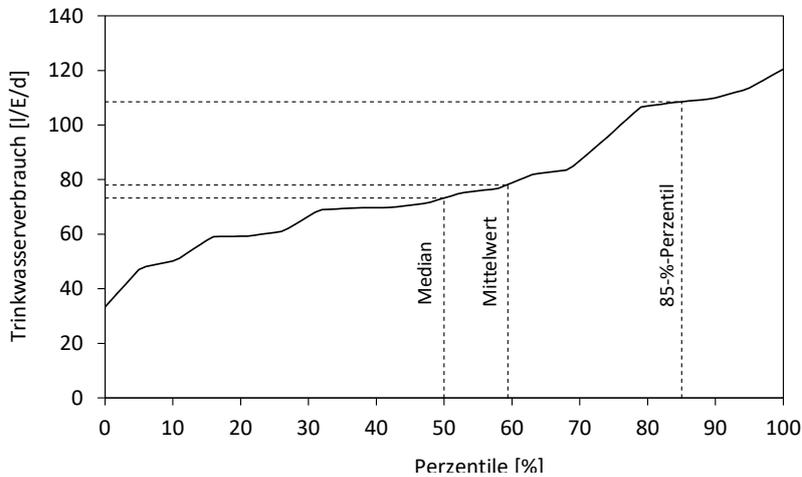


Abbildung 2.8: Aus dem Trinkwasserverbrauch¹⁸ resultierender Schmutzwasseranfall bei Kleinkläranlagen (Anlagenmittelwerte von 20 Kleinkläranlagen, Daten: Prüfamt ISI)

Für Kleine Kläranlagen bzw. Kleinkläranlagen mit Fremdwasserzufluss ist von einem spezifischen Schmutzwasseranfall ($w_{s,d}$) von ≥ 150 l/E/d, zzgl. einem Zuschlag für Fremdwasser auszugehen [DWA-A 222, 2011]. Die im Bereich der Kleinen Abwasseranlagen auftretende Schmutzwassermenge ist häufig geringer als 150 l/E/d [DWA-A 222, 2011]. Der Bemessungswert berücksichtigt den Wochengang im Abwasseranfall mit höheren Werten am Wochenende [DWA-A 222, 2011].

Zwischen Kläranlagenausbaugröße und spezifischem Trockenwetterabfluss bestehen länderspezifische Korrelationen (Abbildung 2.9). Je kleiner die Ausbaugrößenklasse ist, desto geringer ist im Mittel der spezifische Trockenwetterabfluss. Ähnliche Zusammenhänge bestehen zwischen spezifischem Trinkwasserverbrauch ($w_{TW,d}$) und Gemeindegrößenklasse, allerdings liegen nur Daten für Sachsen und Rheinland-Pfalz vor (Abbildung 2.10). Der Verlauf zwischen den Korrelationen ist ähnlich, der Abstand zwischen den Kurven beträgt i. M. 38 l/E/d. Der generelle Trend zwischen sinkendem spezifischem Trinkwasserverbrauch bzw. Trockenwetterabfluss und abnehmender Gemeindegröße wurde mehrfach nachgewiesen (vgl. HEYD, 1934; GRUHLER, 1991), wird aber in der Bemessung nicht berücksichtigt. Die Verschneidung des spezifischen Trockenwetterabfluss mit dem Trinkwasserverbrauch ist nicht möglich, da Gemeindegrößenklasse und Kläranlagengrößenklasse unterschiedliche Bezugssysteme bilden, die nicht zwangsläufig deckungsgleich sind.

Ursachen für den geringeren Abwasseranfall in ländlich strukturierten Gebieten sind u. a.:

- ein steigender industrieller Einfluss mit zunehmender Kläranlagengrößenklasse (vgl. Fußnote 19).
- der Export aus kleinen in größere Einzugsgebiete durch Pendler (Arbeitnehmer, Schüler),

¹⁸ Beim überwiegenden Anteil der untersuchten Anlagen wurde ausschließlich Trinkwasser im Haushalt genutzt. Bei Anlagen mit Brunnennutzung wurde das im Haushalt genutzte Wasser erfasst.

- eine ausgedünnte Infrastruktur in Vergleich zu (Klein-)Städten (Schulen, Ärzte, Einzelhandel),
- ein ggf. geringerer Fremdwasseranfall bei Trockenwetter. Aus den statistischen Daten (vgl. Fußnote 20) ergibt sich aber kein genereller Zusammenhang zwischen Fremdwasseranfall und Kläranlagenausbaugröße auf Basis des größenklassenspezifischen Verhältnisses von Q_d/Q_T . In einigen Ländern sinkt das Verhältnis Q_d/Q_T mit steigender Größenklasse (z. B. BY, RP, SH) in anderen steigt es (z.B. SN).

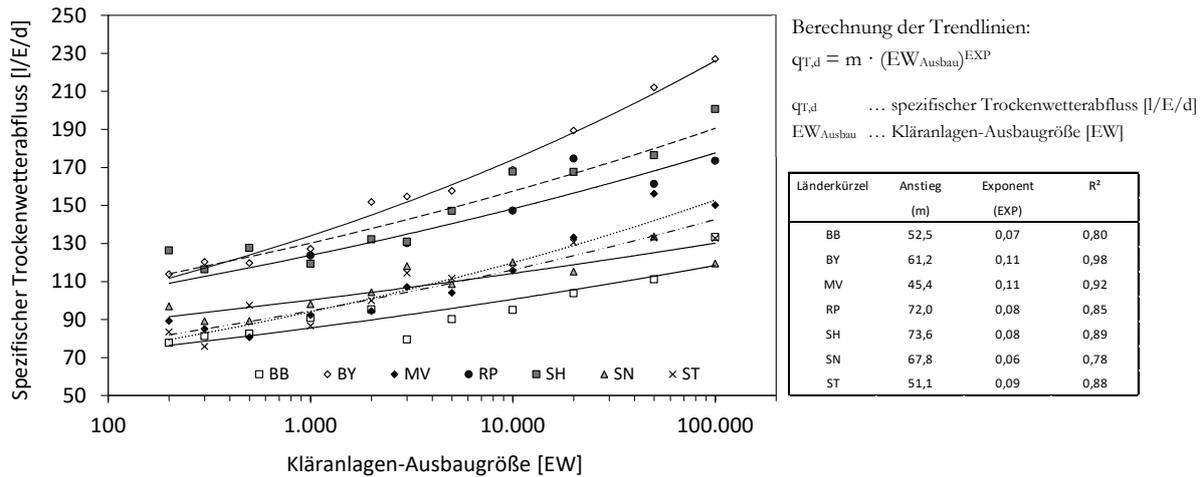


Abbildung 2.9: Steigerung des spezifischen Trockenwetterabflusses¹⁹ (vgl. auch Fußnote 15) mit zunehmender Kläranlagengrößenklasse (länderspezifische Darstellung²⁰)

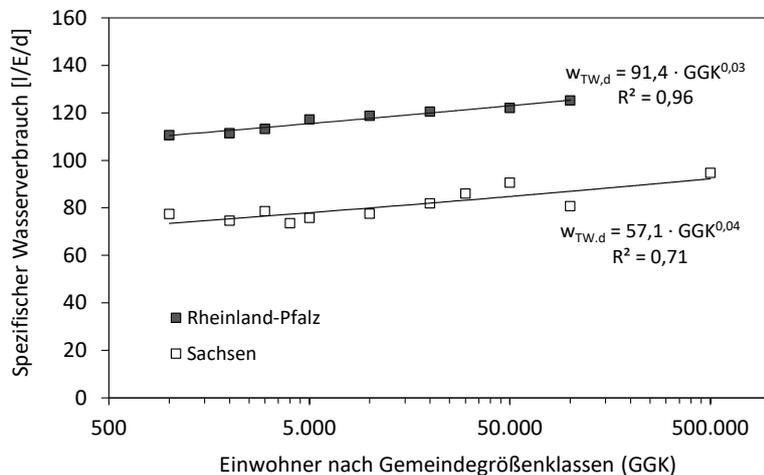


Abbildung 2.10: Steigerung des spezifischen Wasserverbrauchs mit zunehmender Gemeindegrößenklasse (Daten: SLARP (2012A), SLADFS (2011))

¹⁹ Kalkulation auf Basis der angeschlossenen Einwohner [E], da den industriellen Einwohnergleichwerten [EGW] kein Zufluss zugeordnet werden kann. In den Statistiken findet keine Unterteilung des Schmutzwasseranfalls in industrielle und kommunale Anteile statt. Das in öffentlichen Abwasserbehandlungsanlagen behandelte Industrieabwasser nimmt 8 % des gesamten auf kommunalen Kläranlagen behandelten Schmutzwassers ein, die Fracht beträgt 35 % der Gesamtfracht (Daten: DESTATIS, 2013B, DESTATIS, 2013D), d. h. der Ansatz der E+EGW zur Ermittlung des einwohnerspezifischen Abwasseranfalls führt zu einer höheren Diskrepanz, als der Ansatz der Einwohnerzahl [E]. Darüber hinaus liefert die Statistik keine Daten über die Verteilung der hydraulischen Belastung aus dem Industrieabwasser auf die einzelnen Größenklassen.

²⁰ Datengrundlage:

BB ... AFSBB, 2013A BY ... BAYLFSD, 2012 SH ... SAFSH, 2012C MV ... SAFMV, 2013
 RP ... SLARP, 2012B SN ... SLADFS, 2011 ST ... SLAST, 2012

2.2.2 Schmutzfracht

Einwohnerspezifische Frachten liegen für Wohnhäuser, Wohngebiete und Kleinstädte vor (Tabelle 2.9). Je kleiner das Bezugssystem ist, desto geringer sind die mittleren spezifischen Frachten²¹. Für Wohnhäuser (Kleinkläranlagen) liegen die Angaben bei 23 – 41 g BSB₅/E/d, für Wohngebiete bei 31 – 48 g BSB₅/E/d, für ländliche Gebiete bei 54 – 58 g BSB₅/E/d. Die Ursache höherer Werte ist ggf. auf Fremdenverkehrseinflüsse zurückzuführen (vgl. BARJENBRUCH, 2002).

Die als 85-%-Perzentile definierten Einwohnerwerte gemäß ATV-DVWK-A 198 (Abschnitt 3.1) werden in den dargestellten Untersuchungen (Tabelle 2.9) für CSB_{hom.} und BSB₅ in nahezu allen Fällen unterschritten, wobei die mittleren einwohnerspezifischen Frachten bei Kläranlagen bis 10.000 EW den Einwohnerwerten nahezu entsprechen. Unter Annahme eines Verhältnisses von 85-%-Perzentile zum Mittelwert von 1,2 – 1,4 liegen die mittleren spezifischen Frachten für CSB_{hom.} und BSB₅ über den berechneten mittleren Einwohnerwerten nach Tabelle 2.8. Die für TKN und P_{ges.} ermittelten Frachten liegen in allen Fällen über den mittleren Einwohnerwerten und z. T. über den 85-%-Perzentilen.

Tabelle 2.8: 85-%-Perzentil-Einwohnerwerte gemäß ATV-DVWK-A 198 und berechnete Mittelwerte

Bezug	CSB _{hom.}	BSB ₅	TKN	NH ₄ -N ¹⁾	P _{ges.}	TS	Anmerkungen
	[g/E/d]	[g/E/d]	[g/E/d]	[g/E/d]	[g/E/d]	[g/E/d]	
85-%-Perzentil	120	60	11	7,4	1,8	70	ATV-DVWK-A 198, 2003
Mittelwert ($f = 1,2$) ¹⁾	100	50	9,2	6,1	1,5	58	Berechnung
Mittelwert ($f = 1,4$) ¹⁾	86	43	7,9	5,3	1,3	50	Berechnung

¹⁾ Berechnung auf Basis von NH₄-N/TKN im Rohabwasser von 0,67

¹⁾ $f = 85\text{-}\%$ -Perzentil/Mittelwert

Unter Vernachlässigung von Einflüssen aus Kleingewerbe sollten Einwohnerwerte den aus dem häuslichen Abwasser stammenden Frachten entsprechen. Vor dem Hintergrund der 85-%-Perzentil-Problematik (vgl. Abschnitt 3.1) ist dies bei TKN und P_{ges.} nicht der Fall, bei CSB_{hom.} und BSB₅ diskussionswürdig. Werden die Einwohnerwerte als Mittelwerte angesetzt, ergeben sich in ländlich strukturierten Gebieten tendenziell niedrigere einwohnerspezifische Frachten, die sich mit zunehmender Anlagengröße an die Einwohnerwerte annähern (Frachtexport). Ungeachtet dessen sind die TKN- und P_{ges.}-Frachten höher, als zu erwarten ist. Es ist mehrfach nachgewiesen worden, dass bereits die aus Urin und Fäzes stammenden N_{ges.}- und P_{ges.}-Frachten höher sind, als die entsprechenden Einwohnerwerte (Tabelle 2.10), unabhängig davon, ob sie als Mittelwerte oder 85-%-Perzentile definiert werden. Davon ausgehend ist die TKN-Fracht mindestens mit 13 g/E/d, die P_{ges.}-Fracht mindestens mit 2,0 g/E/d anzusetzen. Für BSB₅ und CSB_{hom.} sind die Angaben nicht eindeutig.

Organische Substanzen unterliegen einem Vorbau in der Kanalisation, der zur Minderung der einwohnerspezifischen Fracht im Zulauf der Kläranlage führt. Bei großen Kanalnetzen bzw. langen Verweilzeiten, höheren Abwassertemperaturen und dem Eintrag von Sauerstoff in Freispiegelkanälen bzw. dem Eintrag von Nitrat kann der Vorabbau bis zu 25 % erreichen [KÜHN, 2000]. Bei

²¹ Zur Definition und Abgrenzung der Begriffe 'spezifische Schmutzfracht' und 'Einwohnerwert' vgl. Abschnitt 3.1.

Kleinkläranlagen und sehr kleinen Kanalnetzen kann der Einfluss des Vorabbaus auf die Höhe der spezifischen Frachten vernachlässigt werden, dafür spielt der Frachtexport eine größere Rolle.

Einwohnerspezifische Frachten schwanken alters- und geschlechtsspezifisch sowie abhängig von den Ernährungsgewohnheiten [WOLFF, 1856; FISCHER, 1882; WELDERT, 1950; LÜSSEM, 1955]. Die mittlere Fracht sollte, repräsentative Bedingungen vorausgesetzt (Altersstruktur, Ernährungsgewohnheiten), diese Einflüsse egalisieren. Die Ergebnisse für $N_{ges.}$ und $P_{ges.}$ liegen in guter Übereinstimmung, so dass die Daten als vglw. sicher gelten können.

Tabelle 2.9: Mittlere einwohnerspezifische Rohfrachten (vgl. Abschnitt 3.1) in kleinen Bezugssystemen

Bezug	CSB _{hom.}	BSB ₅	TKN	NH ₄ -N	P _{ges.}	TS	Quelle	Anmerkungen
	[g/E/d]	[g/E/d]	[g/E/d]	[g/E/d]	[g/E/d]	[g/E/d]		
Wohnhäuser (Kleinkläranlagen)	67	33	-	-	-	-	SCHÜTTE, 2000	I)
	77	23	9,7	6,0	-	-	STRAUB, 2008	II)
	-	35	-	-	-	37	DIN-SPEC 4261-6, 2011	
	85	42	(11)	7,2	1,8	37	Prüfamt ISI	III)
Wohngebiete	-	31	-	-	-	-	PÖBIŠ zit. in MEINCK, 1969	
	-	45	12	-	3,8	-	OLSSON ET AL. zit. in MEINCK, 1970	IV)
	-	(60)	-	-	-	-	LESCHBER UND NIEMITZ, 1969	V)
	-	41	-	-	-	-	LESCHBER UND NIEMITZ, 1969	VI)
	90	45	6,6	2,6	3,6	36	ZANONI UND RUTKOWSKI, 1972	VII)
	-	47	-	-	1,8	-	ALEXANDER, 1976	VIII)
Kläranlagen bis 10.000 EW	-	42	-	-	-	-	BIFFL, 1969	IX)
	-	40	-	-	-	-	KLOTTER UND HANTGE, 1969	XI)
	-	47	-	-	-	-	KLOTTER UND HANTGE, 1969	XII)
	-	38	9,5	-	-	-	SÜRDER UND AMSHOFF, 1989	XIII)
	75 - 80	30 - 35	8 - 9	-	3,5 - 4	25 - 30	PUJOL UND LIENARD, 1990	XIV)
	85	45	11	-	1,7	-	SCHMAGER UND HEINE, 2000	XV)
Kleinstädte/Ländliche Gebiete	-	54	13,5	-	2,2	-	VIEHL, 1968	
	-	54	-	-	-	-	KLOTTER UND HANTGE, 1969	XVI)
	-	56	-	-	-	-	BIFFL, 1969	XVII)
	116	58	10,5	-	1,7	-	ANDREOTTOLA ET AL., 1994	XVIII)
	149	69	-	9,4	2,0	-	BARJENBRUCH, 2002	XIX)
Ruhrverband	108	45	11,7	6,7	1,7	68	SCHMITT ET AL., 2003	XX)

I) berechnet aus abgesetzter Probe aus VKB mit $\eta_{CSB} = \eta_{BSB_5} = 40\%$, $\eta_{N_{ges.}} = 9\%$

II) berechnet aus abgesetzter Probe aus VKB mit $\eta_{CSB} = \eta_{BSB_5} = 40\%$, $\eta_{N_{ges.}} = 9\%$, $NH_4-N/N_{ges.} = 0,67$

III) siehe Abschnitt 3.4.4, TKN berechnet auf Grundlage NH_4-N , $NH_4-N/TKN = 0,67$

IV) 71 Einwohner

V) 29 Reihenhäuser in Berlin, Trennsystem, kein Kleingewerbe, Einwohnerbefragung, Aufteilung der Einwohner in ganztägig anwesende und halbtags anwesende Personen, Besucher etc.

VI) 29 Reihenhäuser in Berlin, Trennsystem, kein Kleingewerbe, pauschaler Ansatz der gemeldeten Bewohner (78 E)

VII) häusliches Abwasser ohne Gewerbe, 1.207 Personen, 594 Kinder unter 13 Jahren, überwiegend Einfamilienhäuser

VIII) 472 Häuser, keine Industrie, 1.645 E, unter Beachtung von Im- und Export

IX) Neubaugebiet rd. 100 EW innerhalb einer Stadt (8.000 E), inkl. Küchenabfälle, berechnet aus Einzelwerten für Werk- u. Feiertage

X) Abwasser aus 6 Städten (1.000 – 7.700 EW) mit vorwiegend häuslichem Abwasser

XI) KA mit 3.000 EW, vorwiegend häusliches Abwasser

XII) KA mit 2.000 EW, vorwiegend häusliches Abwasser

XIII) KA mit 5.000 EW

XIV) 20 KA mit < 5.000 EW

XV) berechnet aus abgesetzter Probe aus VKB mit $\eta_{CSB} = \eta_{BSB_5} = 40\%$, $\eta_{TKN} = 9\%$, $\eta_{P_{ges.}} = 11\%$

XVI) Kläranlage mit 48.000 EW, ohne nennenswerte Industrie und Gastgewerbe

XVII) Mittelwert aus 4 Städten (24.500 - 50.000 EW), vorwiegend häusliches Abwasser

XVIII) BSB₅ berechnet anhand $CSB_{hom.}/BSB_5 = 2$

XIX) 52 Kläranlagen (ohne weitergehende Angaben)

XX) 31 Kläranlagen des Ruhrverbandes mit "vorwiegend kleinerer Größe" [SCHMITT ET AL., 2003] und vorwiegend häuslichem Abwasser

2.3 Saisonale Beeinflussung der Abwasserbehandlung

Belastungsschwankungen an Kleinkläranlagen und Kleinen Kläranlagen können wesentlich durch Einflüsse aus Tourismus und Fremdenverkehr verstärkt werden [ATV-A 200, 1997; BOLLER, 1997; SEILER, 2004]. Fremdenverkehr führt einerseits zu kurzfristigen Spitzenbelastungen an Sonn- und Feiertagen, andererseits zu lang anhaltenden saisonalen Schwankungen in Abwasseranfall und -beschaffenheit [BARJENBRUCH UND ECKSTÄDT, 1998] im Bereich von 1:2 [BARJENBRUCH UND ECKSTÄDT, 1998] bis 1:20 [FLECKSEDER ET AL., 1998]. Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen ähnelt prinzipiell kommunalem Abwasser, ist aber nicht in allen Fällen damit vergleichbar. Unterschiede ergeben sich insbesondere in den Konzentrationen der Abwasserinhaltsstoffe und den Nährstoffverhältnissen [MASI ET AL., 2007; FRÖHLICH, 2011].

Neben fremdenverkehrsbedingten Überlastzuständen treten Fälle von regelmäßiger Unterlast auf, die hauptsächlich durch Pendler verursacht werden. Ein Teil der Schmutzfracht wird werktags exportiert, während die Belastung an Standorten ohne gewerbliche oder industrielle Einflüsse an Sonn- und Feiertagen höher ist.

Saisonale Einflüsse gliedern sich im Wesentlichen in zwei Hauptgruppen: Die *regelmäßige Saisonalität* umfasst Fälle, bei denen ausgeprägte Unterschiede zwischen Werk- sowie Sonn- und Feiertagen bestehen, deren Ursachen zum einen strukturell begründet sind und hauptsächlich auf das arbeitsplatzbedingte Pendlerverhalten der Einwohner zurückzuführen ist (werktägliche Unterlast), zum anderen auf eine stärkere Belastung am Wochenende durch Tagesgäste (Fremdenverkehr). Beide Ursachen können parallel zueinander auftreten und den Wochengang verstärken. Das Ausmaß der Lastschwankungen wird von mehreren Faktoren beeinflusst. Zum einen ist das Pendlerverhalten vom regionalen und überregionalen Arbeitsmarkt abhängig, zum anderen werden Abwasseranfall und -belastung durch sozioökonomische Faktoren beeinflusst (Altersstruktur, Arbeitslosenquote, Einkommen, Ausstattung – vgl. LIGMAN ET AL., 1974; PUJOL UND LIENARD, 1990; CAMPOS UND VON SPERLING, 1996).

Im Gegensatz dazu schließt die *echte Saisonalität* Lastfälle ein, bei denen sich der Abwasseranfall jahreszeitlich bedingt, signifikant vom übrigen Jahr unterscheidet, z. B. durch:

- Lasterhöhung infolge von Fremdenverkehr:
Insbesondere bei Zeltplätzen und (Berg-)Hütten führen saisonale Bewirtschaftung und die Abhängigkeit von den Witterungsbedingungen, der Tageszeit und von Sonn- und Feiertagen zu Schwankungen im Abwasseranfall [BRANDT UND RUDLOFF, 1972; SCHÄFER, 1985; INGERLE, 1998].
- Lasterhöhung durch saisonal anfallende Abwässer aus Industrie und Gewerbe.

Einflüsse aus echter und regelmäßiger Saisonalität können sich überlagern. Freizeiteinrichtungen können der echten Saisonalität durch eine jahreszeitlich begrenzte Bewirtschaftung unterliegen (Abbildung 2.11) und zusätzlich der regelmäßigen Saisonalität durch eine erhöhte Auslastung am Wochenende (Abbildung 2.12).

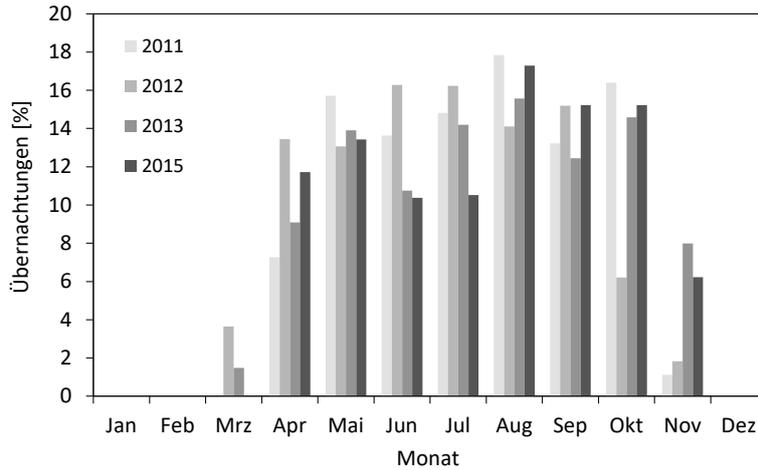


Abbildung 2.11: Echte Saisonalität in einer Freizeiteinrichtung im Spreewald (monatliche Übernachtungen bezogen auf die Jahressumme) – Standortbeschreibung vgl. Abschnitt 3.3.2

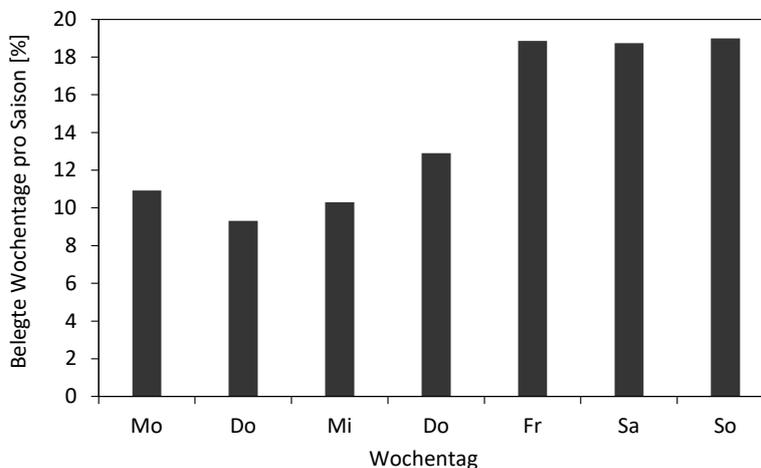


Abbildung 2.12: Überlagerung der echten Saisonalität einer Freizeiteinrichtung im Spreewald durch regelmäßige Saisonalität im Wochenverlauf – Standortbeschreibung vgl. Abschnitt 3.3.2

Saisonale Einflüsse werden in der Bemessung erfasst, wenn zur Anlagenauslegung repräsentative Messungen genutzt werden können. Erfolgt die Auslegung auf Grundlage der angeschlossenen Einwohner und der Einwohnerwerte, bspw. bei sehr kleinen Anlagen (z. B. Kleinkläranlagen), ist die Berücksichtigung saisonaler Zusatzbelastungen schwierig. Bei einstufigen Anlagen ergeben sich große Volumina, die außerhalb der Saison nicht benötigt werden [FLECKSEDER ET AL., 1998]. Als Alternativen gelten mehrstufige Anlagen [DEPLAZES, 1985; FLECKSEDER ET AL., 1998; BARJENBRUCH UND ECKSTÄDT, 1998] und die Bereitstellung von Rohwasserspeichervolumen [BARJENBRUCH UND ECKSTÄDT, 1998]. Regelmäßige, durch Pendler verursachte Lastschwankungen (Wochengang), werden im Regelfall von biologischen Anlagen kompensiert. Abhängig vom Substratangebot sinkt die ÜSS-Produktion bei sinkender Zulaufkraft und damit sinkender Schlammbelastung und steigt umgekehrt, wenn nach einer Schwachlastphase Zulaufkraft und Schlammbelastung wieder zunehmen. Der Anlagenbetrieb kann bei künstlichen biologischen Verfahren durch Änderung des ÜSS-Abzugs und der Luftzufuhr an die Lastschwankungen angepasst werden.

Die Höhe der Zusatzbelastung ist bei der echten Saisonalität variabel, da sich jährliche Unterschiede in der Entwicklung der Saison ergeben. Das wesentliche Problem der echten Saisonalität

ergibt sich aus der Belastungsdynamik. Mit Saisonbeginn steigt die Zulauffracht stark an, Zeit zur Anpassung der Biologie an die geänderten Zulaufbedingungen zur Einhaltung der Überwachungswerte ist aber nicht gegeben. Während bei Kläranlagen mit saisonaler Zusatzbelastung außerhalb der Saison die Belastung sinkt, kommt es bei Anlagen mit ausschließlichem Saisonbetrieb zur mehrmonatigen Unterbrechung des Kläranlagenbetriebs.

2.4 Konsequenzen für Bemessung und Betrieb von Kläranlagen bei der Behandlung von Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen

Die Dynamik des Abwasseranfalls stellt in ländlich strukturierten Gebieten, ungeachtet der vglw. geringen Anzahl der angeschlossenen Einwohner, besondere Anforderungen an Bemessung, Bau und Betrieb von Abwasserbehandlungsanlagen. Saisonale Effekte führen zur Verstärkung von Belastungsschwankungen, insbesondere bei Einflüssen aus Fremdenverkehrseinrichtungen. Im Hinblick auf Überwachung und Wartung ist die große Anzahl der Anlagen ein wesentliches Problem.

Die Anforderungen an die Abwasserbehandlung werden in ländlich strukturierten Gebieten im Wesentlichen erfüllt. Allerdings sind Überschreitungen der Überwachungswerte Tatsache, vor allem bei Kleinkläranlagen (vgl. Abschnitt 2.1.1). Über das Ausmaß der Überschreitungshäufigkeit liegen keine zuverlässigen Angaben vor. Grundsätzlich sind Ablaufwerte und Eliminationsgrade zu hinterfragen, wenn die Randbedingungen für deren Ermittlung nicht bekannt sind. Eine grundlegende Voraussetzung ist die zuverlässige, vollständige und nachprüfbare Dokumentation der im Rahmen der Wartung bzw. Eigenkontrolle erhobenen Daten.

Große Wartungsintervalle können bei saisonal belasteten Kleinkläranlagen durch ausbleibende Anpassung des Betriebsregimes an Belastungsschwankungen Mängel bei der Betriebsführung hervorrufen. Für die Behandlung von Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen sind daher wartungsarme und robuste Anlagen mit großem Puffervermögen zu bevorzugen. Unabhängig davon bestehen für saisonal belastete Anlagen dieselben Anforderungen, wie für ganzjährig überwiegend gleichmäßig belastete Anlagen. Zusätzlich können bei Kleinkläranlagen Probleme bei der Einhaltung der Auflagen für die Ablaufklassen N und D sowie bei der Entnahme von Mischproben in Verbindung mit der Behandlung konzentrierter Abwässer entstehen.

Kleine Kläranlagen sind statistisch zu rd. 76 % ausgelastet, so dass theoretisch Reserven zur Bewältigung saisonaler Einflüsse vorhanden sind. Da die Statistik nur mittlere Verhältnisse abbildet, können insbesondere in touristisch stark frequentierten Gebieten davon abweichende Bedingungen vorliegen. Aus den publizierten Betriebserfahrungen zeichnet sich ab, dass Bodenfilter im Bereich der Kleinkläranlagen die niedrigsten Ablaufkonzentrationen erreichen, d. h. Reserven haben. Bei den Kleinen Kläranlagen trifft dies ebenfalls zu, wobei Belebtschlammanlagen und SBR ähnliche Mittelwerte aufweisen. Eine verallgemeinerbare Aussage über die Eignung oder Nichteignung von bestimmten Verfahren für die Behandlung saisonal anfallender Abwässer kann daraus aber nicht abgeleitet werden.

Der Betrieb von Kleinkläranlagen und Kleinen Kläranlagen ist bereits bei der Behandlung häuslicher und kommunaler Abwässer nicht unproblematisch, er wird aber noch zusätzlich durch starke Lastschwankungen bei der Behandlung von Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen erschwert. Bei der Auswahl der Technologie wird nicht in jedem Fall die beste Lösung gewählt, sondern die preisgünstigste. Damit steht Betriebssicherheit in Konkurrenz zu den Kosten. Daher sind robuste Lösungen zu entwickeln, die auf saisonale Lastfälle ausgelegt und kostenoptimiert sind.

Die Eigenkontrollverordnungen der Länder enthalten länderspezifisch einerseits Anforderungen an die Eigenkontrolle gewerblicher Abwasserbehandlungsanlagen, andererseits sind gewerbliche Abwasserbehandlungsanlagen vom Geltungsbereich der Verordnungen ausgenommen, bspw. in Brandenburg²². Für Kleineinleitungen bis 8 m³/d gelten gesonderte Anforderungen, die entweder in den Eigenkontrollverordnungen oder in separaten Regelwerken enthalten sind. Ungeachtet dessen erfolgt der Betrieb nicht öffentlicher, gewerblich genutzter Klein- und Kleiner Kläranlagen zur Behandlung von Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen zum Teil durch ungeschultes Personal. Die Anlagenüberwachung durch den Betreiber ist damit eingeschränkt. Auftretende Betriebsprobleme werden nicht zuverlässig identifiziert. Fernüberwachungssysteme können nicht in jedem Fall vollständige Sicherheit gewährleisten (z. B. Defekte an Luftleitungen) oder erfordern den Einsatz von (zu überwachender) Messtechnik. Arbeits- und Gesundheitsschutz werden aus Unkenntnis bei Arbeiten des Betreibers missachtet (Inspektion von Gruben/Schächten (H₂S, CO₂), Arbeit mit infektiösem Material). Daher ist besonderer Wert auf eine Anlagenausführung zu legen, die so wenig wie möglich Eingriffe des Betreibers erfordert. Die In- und Außerbetriebnahme von Anlagenteilen bzw. -straßen kann vom Betreiber nicht erwartet werden. Betriebsstörungen sind nicht nur ein Ärgernis, das Zeit kostet, die eigentlich für die Betreuung der Gäste vorgesehen ist, sondern auch der Bereitstellung finanzieller Mittel zur Abstellung der Störung bedarf. Zum Teil liegen Anlagen in derart exponierter Lage, dass Wartungs- und Reparaturarbeiten zur Belästigung der Urlaubsgäste führen können und daher auf belegungsfreie Termine verschoben werden (müssen).

Für die Bemessung von Anlagen zur Behandlung von Abwasser aus Freizeit-/Ferienunterkünften sind Informationen zur Auslastung, zur Anzahl der Übernachtungsplätze sowie zur zu erwartenden hydraulischen Belastung (Trinkwasserverbrauch, ggf. Brauchwasserverbrauch) notwendig. Diese Informationen sind zum Teil vage (gehalten) oder nicht verfügbar und erst beim Betrieb der fertigen Anlage verifizierbar, so dass aus unpräzisen Bemessungsannahmen resultierende Überlastzustände zu Problemen im Betrieb führen. Daher ist es notwendig, Betreiber von der Wichtigkeit korrekter Angaben zu überzeugen, insbesondere zur Dauer und Ausprägung von Hochlastphasen. Als problematisch erweist sich auch die Erweiterung von Fremdenverkehrseinrichtungen, z. B. um zusätzliche sanitäre Anlagen, da die Kläranlage bei diesen Maßnahmen erst dann berücksichtigt wird, wenn dauerhafte Betriebsprobleme auftreten.

Vor diesem Hintergrund sind sowohl Bemessung als auch Betrieb von Kläranlagen zur Behandlung von Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen Sonderfälle der Siedlungswasserwirtschaft in ländlich strukturierten Gebieten, die einer sorgfältigen Planung bedürfen. Standardisierte Kläranlagenlösungen sind zwar verfügbar, Anpassungen an die vor-Ort-Bedingungen der jeweiligen Einrichtung aber erforderlich. In diesem Rahmen sind die notwendigen Wirkungsgrade für die CSB- und ggf. Stickstoffelimination zur Einhaltung der Überwachungswerte im Vorfeld abzuschätzen und auf ihre Plausibilität zu prüfen, insbesondere bei zu erwartenden hohen Konzentrationen.

²² vgl. MUGV-BB (2013): Technische Regeln zur Selbstüberwachung von Abwasseranlagen

3 Bemessungswerte für die Behandlung von Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen

3.1 Probleme bei der Anwendung von Einwohnerwerten

Die Ermittlung der maßgebenden Bemessungsfrachten von Kläranlagen erfolgt gemäß ATV-DVWK-A 198 auf Grundlage der 85-%-Frachtperzentile. Bei Kleinen Anlagen können auch Einwohnerwerte genutzt werden [TEICHGRÄBER ET AL., 2014].

Zur Abgrenzung der Begriffe Einwohnerwerte und einwohnerspezifische Frachten werden folgende Definitionen gefasst:

- Als Einwohnerwerte werden die im ATV-DVWK-A 198 definierten Frachten bezeichnet.
- (Einwohner)spezifische Frachten sind auf Grundlage der Gesamtfracht im Kläranlagenzu- und ablauf und der angeschlossenen Einwohner berechnete Werte. Sie können von den Einwohnerwerten abweichen, da sie von den vor-Ort-Bedingungen abhängig sind (Frachtim- und export).

In der Abwassertechnik wurde der Einwohnerwert durch Untersuchungen von IMHOFF geprägt, zunächst ausschließlich auf den BSB₅ bezogen, später auf TS, CSB_{hom.}, TKN und P_{ges.} erweitert. Der Einwohnerwert stand ursprünglich für die mittlere Fracht pro Einwohner [IMHOFF, 1939; IMHOFF, 1963; IMHOFF, 1972A; BIFFL, 1972], ohne Berücksichtigung von Industrieabwasser [IMHOFF, 1939; IMHOFF, 1963], aber unter Einschluss von Kleingewerbe²³. Bis Anfang der 1970er Jahre galt ein EW_{BSB5} von 54 g/E/d, der aufgrund der Steigerung der Schmutzfracht infolge verbesserter Lebensverhältnisse [BUCKSTEEG, 1968; BISCHOFBERGER, 1973] und der Zunahme gelöster Stoffe im Abwasser [LESCHBER UND NIEMITZ, 1969] auf 60 g/E/d erhöht wurde [IMHOFF, 1972B]. Die Höhe der EW_{BSB5}-Anpassung war umstritten. Einerseits lagen Untersuchungen vor, die eine Erhöhung auf ≥ 70 g/E/d²⁴ vorsahen, andererseits Studien, die den bestehenden Wert bestätigten²⁵ oder unterschritten²⁶. Die Unterschiede haben z. T. methodische Ursachen (nicht repräsentative Probenahme, Berechnung der Frachten mit den von IMHOFF auf 150 l/E/d bezogenen mittleren Konzentrationen und einem höheren Wasserverbrauch (vgl. WAGNER, 1959; LIEB-MANN UND RIEDMÜLLER, 1968)). Die Unsicherheiten bei der Festsetzung des EW_{BSB5} lassen sich auch darauf zurückführen, dass *"Unterlagen, die zur Festlegung der von IMHOFF in seinem Taschenbuch der Stadtentwässerung genannten Werte geführt haben, nicht mehr existieren"* [BUCKSTEEG, 1968].

²³ "Für besonders verschmutztes gewerbliches Abwasser sind Zuschläge zu machen." [z.B. IMHOFF, 1963]

²⁴ 65 – 70 g/E/d ... VIEHL, 1955
75 g/E/d ... LIEB-MANN UND RIEDMÜLLER, 1968
84 g/E/d ... LÜSSEM, 1955

²⁵ 60 g/E/d ... LESCHBER UND NIEMITZ, 1969
57 g/E/d ... BUCKSTEEG, 1968
54 g/E/d ... VIEHL, 1968
54 g/E/d ... KLOTTER UND HANTGE, 1969

²⁶ 42 g/E/d ... BIFFL, 1969

Die Untersuchungsergebnisse zeigen zum einen die Schwankungsbreite der einwohnerspezifischen Frachten, zum anderen, dass die einwohnerspezifische Fracht aus Schmutzfracht und gemeldeten Einwohnern berechnet wurde und damit vom Einzugsgebiet beeinflusst wird. Zur verallgemeinerbaren Einwohnerwertermittlung sind dagegen drei Aspekte von besonderer Bedeutung:

1. Die Schmutzfracht ist auf Grundlage gleich verteilter, nicht mischwasserbeeinflusster zuflussproportionaler 24-h-Mischproben zu bestimmen [AMMON, 1963; BUCKSTEEG, 1968].
2. Industrie und Gewerbe sind ausschließlich zur Deckung des örtlichen Bedarfs vorhanden. Über kleingewerbliche Maßstäbe hinausgehende Einleitungen sind unzulässig [AMMON, 1963; BUCKSTEEG, 1968].
3. Zur Ausweisung der einwohnerspezifischen Frachten sind die gemeldeten Einwohner ausreichend, für die Ausweisung des Einwohnerwertes sind Frachtim- und -export durch Pendler zu berücksichtigen. Andernfalls kann die spezifische Schmutzfracht von der unter Beachtung von Im- und Export ermittelten Fracht abweichen [LESCHBER UND NIEMITZ, 1969].

Die Einwohnerwerte für CSB_{hom} , BSB_5 , TKN, P_{ges} und TS wurden in das ATV-A 131 (1991) aufgenommen. Im 2000 neu gefassten ATV-DVWK-A 131 (2000) und im ATV-DVWK-A 198 (2003) wurden die spezifischen Frachten als 85-%-Perzentile²⁷ ausgewiesen, die Werte aber nicht geändert. Damit ist die in den 1970er Jahren vorgenommene Erhöhung des mittleren EW_{BSB_5} nicht nur zurückgenommen, sondern der mittlere Einwohnerwert darüber hinaus gesenkt worden. Unter diesen Bedingungen liegt der Einwohnerwert bei einem konservativ geschätzten Verhältnis von 85-%-Perzentile/Mittelwert von 1,2 bei maximal 50 g $BSB_5/E/d$ bzw. 100 g $CSB/E/d$ (Abbildung 3.1). In der Praxis kann das Verhältnis höher ausfallen, insbesondere bei der Einleitung von Industrieabwasser [SCHMITT ET AL., 2003]. Unabhängig davon wurde festgestellt, dass die mittleren spezifischen Zulauffrachten von vorwiegend mit häuslichem Abwasser belasteten Kläranlagen mit Ausnahme des BSB_5 im Wesentlichen den 85-%-Perzentilen des ATV-DVWK-A 131 (2000) bzw. ATV-DVWK-A 198 (2003) entsprechen [SCHMITT ET AL., 2003].

Die Bemessung von Kläranlagen erfolgt aus Sicherheitsgründen auf Grundlage der an 85 % der Trockenwettertage unterschrittenen Frachten, da die Auslegung auf die mittlere Fracht bzw. den Median zur häufigeren Überlastung führt [HÖRLER, 1972; KISSER, 1972]. Da Einwohnerwerte dann zur Bemessung herangezogen werden, wenn keine Messwerte vorliegen, ist ihre Abstimmung auf die 85-%-Perzentile sinnvoll. Dagegen führt die Ermittlung des Anschlussgrades bestehender Kläranlagen mit den 85-%-Perzentil-Einwohnerwerten, z. B. zur Ausweisung des spezifischen Energiebedarfs²⁸ zu schwer interpretierbaren Ergebnissen.

Frachten können über Zulaufmessungen ermittelt werden; zur Bestimmung der spezifischen Frachten sind aber entweder die Einwohnerwerte anzusetzen oder die Zahl der Einwohner, die

²⁷ Im ATV-A 131 (1991) wird weder der Begriff 'Mittelwert' noch '85-%-Perzentil' im Zusammenhang mit den einwohnerspezifischen Frachten verwendet, allerdings wird die maßgebende Bemessungsfracht als 85-%-Perzentil definiert, so dass eine Anwendung der Einwohnerwerte als 85-%-Perzentile unterstellt werden kann, auch wenn sich dies bei separater Betrachtung der Einwohnerwerte nicht erschließt.

²⁸ Unabhängig davon wird der spezifische Energiebedarf nach DWA-A 216 auf Grundlage des EW_{120} ermittelt.

tatsächlich Schmutzfrachten einleiten. Dieser Wert ist im Regelfall unbekannt und entspricht nicht zwangsläufig der Anzahl der gemeldeten Einwohner. Vereinfachend kann ein angepasster mittlerer Einwohnerwert aus dem Produkt des Verhältnisses zwischen kläranlagenspezifischem 85-%-Perzentil und Mittelwert und der einwohnerspezifischen Schmutzfracht nach ATV-DVWK-A 198 ermittelt werden.

Eine Lösung des Problems kann, wie bereits von RINCKE (1972) vorgeschlagen, durch die Definition eines "*Verrechnungsgleichwertes*", d. h. eines repräsentativen Mittelwertes und einer Bemessungsschmutzfracht erfolgen. Andernfalls bleiben Unklarheiten bei der Anwendung der Einwohnerwerte bei Bemessung und Ermittlung des Anschlussgrades bestehen.

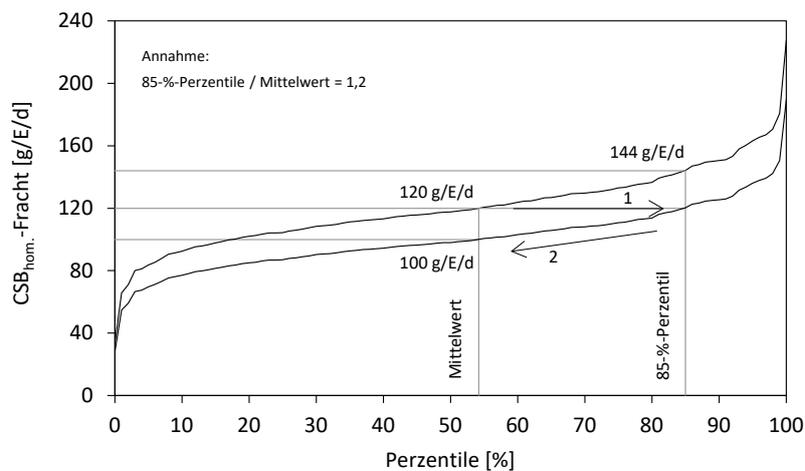


Abbildung 3.1: Beispielfhafte Darstellung der Verschiebung des mittleren Einwohnerwertes von 120 g CSB_{hom.}/E/d auf das 85-%-Perzentil (1) und des sich daraus ergebenden neuen Mittelwertes (2)

Im Zuge der Novellierung des ATV-DVWK-A 131 (2000) ist die Anwendung der einwohnerspezifischen Frachten zukünftig ausschließlich zur Bemessung von Kleinen Anlagen, sowie zur Plausibilitätsprüfung und Nachberechnung von Kläranlagen zulässig [TEICHGRÄBER ET AL., 2014]. Für die Bemessung von Kläranlagen, die nicht in den Bereich der Kleinen Anlagen fallen, sind Messungen unabdingbar [TEICHGRÄBER ET AL., 2014]. Allerdings ändert die Einschränkung des Anwendungsbereiches der Einwohnerwerte nichts an den Problemen bei der Bemessung von Kleinen Kläranlagen und bei der Ermittlung spezifischer Kenngrößen.

3.2 Möglichkeiten zur Bestimmung der maßgebenden Frachten

Für die Bemessung von kommunalen Kläranlagen bis 1.000 EW gelten neben dem ATV-A 200 (1997) "Grundsätze für die Abwasserentsorgung in ländlich strukturierten Gebieten" das DWA-A 222 "Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von kleinen Kläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe bis 1.000 Einwohnerwerte" und die entsprechenden verfahrensspezifischen DWA-Arbeits- und Merkblätter (Anhang E). Für die Bemessung von vollbiologischen Kleinkläranlagen gilt das DWA-M 221 "Bemessung, Bau und Betrieb von Kleinkläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe". Für Kläranlagen < 50 EW mit Fremdwasserzufluss ist das DWA-A 222 (2011) anzuwenden.

Gegenwärtig enthält das DWA-Regelwerk keine Ansätze für die Behandlung von Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen. Das ATV-A 129 (1979) "Abwasserbeseitigung aus Erholungs- und Fremdenverkehrseinrichtungen" wurde zurückgezogen. Für Kleinkläranlagen sind im nicht normativen Anhang zur DIN 4261-1 (2010) parameterunabhängige Einwohneräquivalente für Freizeit- und Fremdenverkehrseinrichtungen angegeben. Diese Angaben waren Bestandteil des ATV-A 122 (1991) und konnten bis zu dessen Ersatz durch das DWA-A 222 (2011) zur Bemessung von Kläranlagen bis 500 EW genutzt werden. Sowohl im DWA-A 222 (2011) als auch im DWA-M 221 (2012) wurde auf Bemessungsangaben für Fremdenverkehrseinrichtungen verzichtet. Im DWA-A 222 (2011) wird empfohlen, *"für neue bauliche Anlagen [...] die Belastung anhand vergleichbarer bestehender Anlagen abzuschätzen"* [DWA-A 222, 2011], allerdings liegen *"für Gaststätten, Beherbergungsstätten, Freizeiteinrichtungen oder Büros [...] keine verallgemeinerungsfähigen Erkenntnisse"* vor [DWA-M 221, 2012]. Prinzipiell kann im Kleinkläranlagenbereich die DIN 4261-1 (2010) angewendet werden, allerdings liegt dies außerhalb der Norm und steht im Widerspruch zum DWA-M 221 (2012). Darüber hinaus gilt das DWA-A 222 nicht für die Behandlung von *"Abwasser aus Freizeiteinrichtungen mit stark saisonal und im Wochengang schwankendem Abwasseranfall"*.

Voraussetzung für die Bemessung von Kläranlagen ist die Bestimmung der Zulauffrachten. Dies gilt sowohl für die Behandlung häuslicher bzw. kommunaler Abwässer als auch für die Behandlung von Abwässern aus Fremdenverkehrseinrichtungen. Während bei Kleinen Kläranlagen abhängig von den Eigenkontroll- bzw. -überwachungsverordnungen der Länder Proben aus dem Kläranlagenzulauf entnommen werden müssen (Anhang D), findet dies bei Kleinkläranlagen im Regelfall nicht statt.

Aufgrund der im Sinne der Bemessung unzureichenden Zulaufüberwachung von Kleinen Anlagen ist eine Bewertung der Zulaufverhältnisse zur Übertragung auf andere Objekte vglw. unsicher. Zwar existieren Methoden im kommunalen Sektor zur Frachtermittlung aus der Nutzung statistisch abgesicherter Kennzahlen aus vorhandenen Betriebsdaten vergleichbarer Kläranlagen [LINDTNER UND ZESSNER, 2003], dazu müssen allerdings entsprechende Werte vorliegen. Bei Kleinkläranlagen empfiehlt die DIN-SPEC 4261-6 (2011), den Tageszufluss in einem Behälter auf-

zufangen und die Konzentrationsbestimmung nach Homogenisierung des gesamten Inhalts durchzuführen. Das Verfahren gewährleistet eine weitgehend exakte Bestimmung der Rohfrachten, ist aber aufwändig und auf kleine Anschlussgrößen begrenzt.

Da Zulaufuntersuchungen in ländlich strukturierten Gebieten relativ selten durchgeführt werden, ist die Datenlage für die Bestimmung spezifischer Frachten schlecht, insbesondere für Anlagen, die zur Behandlung von Abwasser aus Freizeit- und Ferieneinrichtungen genutzt werden. Dagegen können die Ablaufkonzentrationen, von denen im Regelfall mehr Daten vorliegen, zur indirekten Zulauffrachtberechnung genutzt werden. Die Anwendbarkeit ist an mehrere Voraussetzungen geknüpft und stellt eine ergänzende Möglichkeit zur konventionellen Frachtermittlung über Zulaufmessungen dar. Ausgehend davon, könnten Zulauffrachten für zu errichtende Kläranlagen für Fremdenverkehrseinrichtungen aus den Ablaufwerten bestehender, vergleichbarer Anlagen abgeleitet werden.

Da wenige Werte aus Freizeit-/Ferieneinrichtungen publiziert sind, wird die Methode am Beispiel von Kleinkläranlagen zur Behandlung häuslicher Abwässer entwickelt, auf eine Kläranlage aus dem kommunalen Sektor (KA Wiedersberg) und auf eine zur Abwasserbehandlung einer Fremdenverkehrseinrichtung genutzten Anlage (KA Kanuheim Lübbenau) übertragen und anschließend mit den konventionell berechneten Zulauffrachten validiert.

Zunächst werden die Ergebnisse für die konventionelle Frachtermittlung vorgestellt. Für Zeltplätze und Hütten werden auf Grundlage eigener Messungen erhobene Daten am Zeltplatz Lübbenau (Abschnitt 3.3.1) und am Kanuheim Lübbenau (Abschnitt 3.3.2) im Vergleich zu Literaturangaben dargestellt. Ergänzende Literaturangaben zur Belastungssituation von Hotels sind in Anhang F enthalten.

3.3 Untersuchte Standorte

3.3.1 Zeltplatz Lübbenau

Der Zeltplatz Lübbenau verfügt über 150 Stellplätze, 8 Campinghütten und 6 Ferienhäuser und liegt in der Nähe des Ortskerns von Lübbenau. Auf dem Zeltplatz befinden sich ein Kiosk sowie ein Kanuverleih. Duschen, Handwaschbecken, WCs, Waschmaschinen und Geschirrspülbecken sind in zwei Sanitärgebäuden installiert, die jeweils mit einem Trinkwasserzähler ausgestattet sind. An jedem Sanitärgebäude befindet sich ein Abwassersammelschacht, aus dem wasserstandsabhängig Schmutzwasser über eine Abwasserdruckleitung in das öffentliche Kanalnetz gefördert wird. Die Toiletten werden zum Teil von Tagesgästen genutzt. Der Einfluss ist nicht exakt quantifizierbar, liegt aber in der Summe unter 5 % des Wasserverbrauchs. Darüber hinaus besteht die Möglichkeit zum Entleeren und zum Befüllen von Frischwassertanks von Wohnmobilen. Die Menge des entsorgten Wassers wird nicht erfasst. Die Entsorgung von Chemietoiletteninhalten ist nicht möglich.

Zur Ermittlung der spezifischen Schmutzfrachten wurden zeitproportionale 24-h-Mischproben (Probenahmeintervall: 15 min) mit zwei automatischen Probenehmern (Liquiport 2000 Ex (Endress + Hauser Messtechnik GmbH & Co. KG), BÜHLER XIAN 1000 (Dr. Bruno Lange GmbH)) aus den Sammelschächten entnommen. Der Abwasseranfall wurde vereinfachend mit dem Trinkwasserverbrauch im Zeitraum der Probenahme gleichgesetzt. Die Mischproben wurden zur separaten Frachtermittlung für jedes Sanitärgebäude einzeln analysiert (Tabelle 3.1), die Gesamtfracht aus den Einzelfrachten addiert und auf die im Zeitraum der Probenahme anwesenden Gäste umgerechnet.

Tabelle 3.1: Analyseplan Zeltplatz Lübbenau (Analysemethoden vgl. Anhang A)

Parameter		Sanitärgebäude 1	Sanitärgebäude 2
Laboranalysen	CSB _{hom.}	x	x
	CSB _{mf}	x	x
	BSB ₅	x	x
	TKN	x	x
	NH ₄ -N	x	x
	P _{ges.}	x	x
	AFS	x	x
Vor-Ort-Messungen	pH-Wert	x	x
	Temperatur	x	x
	Leitfähigkeit	x	x

3.3.2 Kanuheim Lübbenau

Das Kanuheim Lübbenau ist eine Gruppenunterkunft mit 19 festen Schlafstellen (Abbildung 3.2), das sich am Lübbenauer Hafen zwischen Hauptspreewäldchen und Südumfluter befindet und hauptsächlich im Zeitraum April – Oktober vermietet wird. Das Kanuheim besteht aus einem Hauptgebäude, in dem sich der Großteil der festen Schlafplätze sowie sanitäre Anlagen befinden, einer Küche zur Selbstversorgung der Gäste, einem Wirtschaftsraum und einem Nebengebäude mit zwei Schlafstellen. Im Hauptgebäude befinden sich zwei Waschräume mit zwei Duschen und sechs Waschbecken sowie zwei WC-Räume mit insgesamt vier Spültoiletten, einem Urinal und zwei Handwaschbecken. Die Küche ist mit einem Spülbecken und einem Geschirrspüler ausgestattet. Die Unterkunft wird von Gruppen genutzt, die Anwesenheitsdauer der Gäste liegt im Regelfall zwischen 3 und 5 d, in Einzelfällen auch darüber.



Abbildung 3.2: Kanuheim Lübbenau

Die Abwässer des Kanuheims werden in einer Bodenfilteranlage (DIBt-Zulassung: Z 55.4.91, Ablaufklasse C) behandelt. Bau (11/2010) und Betriebsüberwachung (04/2010 – 10/2013) wurden durch die Deutsche Bundesstiftung Umwelt im Projekt "Untersuchung der Leistungsfähigkeit und des Betriebsverhaltens einer saisonal belasteten, klein bemessenen Pflanzenkläranlage und deren Puffer-/Regenerationskapazität" (AZ 27143/01, 27143/02) gefördert sowie im Zeitraum 2015 – 2016 im DBU-Projekt "Vergleichende Untersuchung der Leistungsfähigkeit von saisonal belasteten, klein bemessenen Pflanzenkläranlagen und des Einflusses hoher Sulfidkonzentrationen auf den Betrieb" (AZ 32535/01). Die Kläranlage besteht aus einer Dreikammerausfallgrube (MKA), einem Zulaufsammelschacht, einem vertikal durchströmten, bepflanzt Bodenfilter und einem Ablaufsammelschacht (vgl. Abschnitt 4.3.2).

3.3.3 Kleinkläranlagen ohne gewerbliche Zuflüsse

Für die Entwicklung der Methode zur Bestimmung der Zulauffrachten aus Ablaufwerten wurden Daten von 22 Kleinkläranlagen genutzt (Anhang C – Tabelle C.1), die durch das Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft der TU Dresden im Rahmen der Erteilung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung untersucht wurden. Die Anlagen verteilten sich auf sechs Kombinationsanlagen (KMB), eine Schwebebettanlage (SB), zwei Festbettanlagen (FB), fünf Scheibentauchkörperanlagen (STK), drei Belebtschlammanlagen (BS), eine Tropfkörperanlage (Tr.K), zwei Membranbelebungsanlagen (MBR) und zwei vertikal durchströmte, bepflanzte Bodenfilteranlagen (VBF).

Die Anlagen waren nach Anzahl der angeschlossenen und im Rahmen der Untersuchung anwesenden Einwohner zu mindestens 75 % ausgelastet. Die Anzahl der entnommenen Proben unterscheidet sich zwischen den Anlagen abhängig davon, ob die Anlagen während der Erstzulassung oder der Nachprüfung untersucht wurden (Anhang C – Tabelle C.2). Die Auswertung wurde auf Grundlage aller Einzelwerte und auf Grundlage der Anlagenmittelwerte durchgeführt. Der Abwasseranfall wurde mit dem Trinkwasserverbrauch gleichgesetzt.

Die Belebtschlammanlagen waren aerobe Stabilisierungsanlagen ohne Vorklärbecken. Die einwohnerspezifischen Volumina der VKB der übrigen Anlagen lagen bei $0,25 - 1,4 \text{ m}^3/\text{EW}_{\text{Ausbau}}$. Die Bodenfilteranlagen wurden ohne Rezirkulation betrieben. Abwasserproben wurden im Zu- und im Ablauf der Anlagen sowohl als Stich- als auch als 24-h-Mischproben entnommen. An fünf Kleinkläranlagen wurden keine Zulaufproben entnommen, an den übrigen Anlagen erfolgte die Zulaufprobenahme mit Ausnahme von KKA08 (Rohabwasser) aus dem Überstand der Vorklärbecken. Von den Zulaufproben waren verfahrenstechnisch bedingt nicht alle zur Berechnung einwohnerspezifischer Frachten geeignet. Dies betrifft Anlagen mit Vorbelüftung bzw. Umwälzung des VKB und Anlagen mit Rückführung von Rezirkulationswasser (Tropfkörper). Die Ablaufproben wurden aus dem Überstand der Nachklärbecken entnommen, bei Bodenfilteranlagen aus dem Ablaufschacht.

3.3.4 Kleine Kläranlagen – KA Wiedersberg

Die Kläranlage Wiedersberg (Abbildung 3.3, Abbildung 3.4) befindet sich in der Nähe von Plauen/Vogtland; Betreiber ist der Zweckverband Wasser und Abwasser Vogtland (ZWAV). Das Abwasser ist häuslichen Ursprungs, ohne nennenswerte gewerbliche oder kommunale Einleitungen und gelangt aus den angeschlossenen Orten Wiedersberg und Blosenberg (Gemeinde Triebel/Vogtland) im Trennsystem im freien Gefälle zur Kläranlage. Nach Angaben der Gemeinde Triebel/Vogtland sind in den der Kläranlage angeschlossenen Ortsteilen 123 Personen gemeldet.



Abbildung 3.3: Bodenfilterkläranlage Wiedersberg

Die Kläranlage ist zur Behandlung von 145 EW ausgebaut und besteht aus einer Zweikammer-Absetzgrube (Abbildung 3.4, Tabelle 3.2), einer Pumpenvorlage, einem vertikal durchströmten Bodenfilter (VBF, $A_{\text{ges. rd. 480 m}^2}$) mit nachgeschalteten Horizontalbodenfilter (HBF, $A_{\text{ges. rd. 570 m}^2}$), einer P-Fällungsanlage und zwei Schönungsteichen. Der Vertikalfilter ist in vier, der Horizontalfilter in zwei Teilflächen unterteilt.

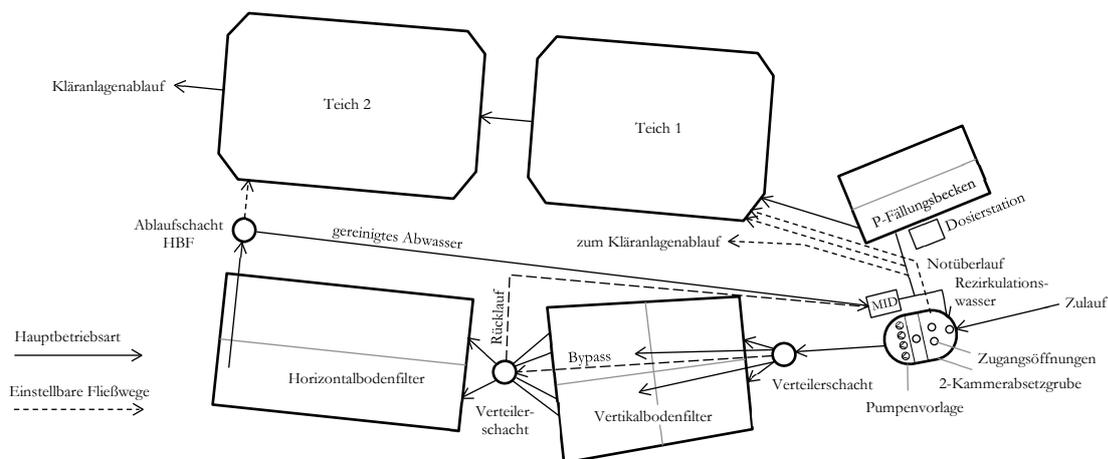


Abbildung 3.4: Verfahrensschema der KA Wiedersberg (vereinfacht)

In der ersten Kammer der Vorklärung befindet sich ein Notüberlauf, von dem, ab einer Wasserspiegelhöhe von 2,5 m, Abwasser in den ersten Schönungsteich entlastet wird. Die Beschickung

des Vertikalfilters erfolgt durch vier zeitplangesteuerte Pumpen, die des Horizontalfilters im freien Gefälle aus einem Verteilerschacht im Ablauf des VBF. Phosphor wird aus dem gereinigten Abwasser mit Eisen-III-Chlorid ausgefällt. Die Kläranlage verfügt über einen MID im Ablauf des HBF (wöchentliche Ablesung). Über eine Rezirkulationsleitung kann gereinigtes Abwasser aus dem Ablauf des HBF in die erste Kammer der Vorklärung geleitet werden.

Tabelle 3.2: Technische Daten der Vorbehandlungsanlage der KA Wiedersberg

Anlagenteil		A_{Gesamt}	h_{WT}	V_{nutz} bei h_{WT}
		[m ²]	[m]	[m ³]
Vorklärbecken	Kammer 1	26,3	1,24	32,6
	Kammer 2	14,0	1,24	17,4
Pumpenvorlage		12,3	1,24	-

Für die Ermittlung der einwohnerspezifischen Frachten wurden Betriebsdaten des ZWAV (2011 – 2014) genutzt. Dies umfasst die im Rahmen der Eigenkontrolle in Stichproben halbjährlich erfassten Zulaufparameter CSB_{hom} , BSB_5 , P_{ges} , $NH_4\text{-N}$ sowie die abgefahrenen Schlammengen aus dem Vorklärbecken. Die Schlamm Entsorgung fand bis 2014 quartalsweise statt. Das VKB wurde dabei vollständig entleert.

Der Primärschlammfall (PS) wurde für den Zeitraum vom 15.03.2014 (Schlamm Entsorgung) bis 04.12.2014 (Schlamm Spiegelmessung und Probenahme) ermittelt. Die erste Kammer des VKB verfügt über drei Zugangsschächte, aus denen Proben (M1, M2, M3) entnommen wurden, die zweite Kammer über eine Zugangsöffnung. Mit einem Schlamm Spiegelmess- und -probenahme gerät ($d_i = 60$ mm) wurde jeweils die gesamte Wassersäule inklusive Boden- und Schwimmschlamm entnommen, der Inhalt für die TR-Bestimmung anschließend homogenisiert. Die Oberfläche in der ersten Kammer war von einer 20 cm starken Schwimmschlamm schicht bedeckt. An den Messstellen M2 und M3 war die Schwimmschlamm schicht 7 bzw. 10 cm stark. Die Messung der Schwimmschlamm schichtdicke wurde durch die zähe Oberfläche an den Messstellen M2 und M3 behindert. Vereinfachend wurde angenommen, dass die Schwimmschlamm decke an den Messstellen M1 – M3 in etwa gleich stark war. Der TR-Gehalt der Schlammprobe von M1 lag inklusive Schwimmschlamm mit 4,4 % (88 % GV) über dem der Proben aus M2 (2,0 % TR, 84 % GV) und M3 (2,4 % TR, 82 % GV). In der zweiten Kammer erreichte der TR-Gehalt 4,1 %, der Glühverlust 68 % (Schlamm Spiegel: 40 cm, Schwimmschlamm schicht rd. 1 cm). Die gespeicherte Feststofffracht lag im untersuchten Zeitraum (264 d) bei 541 kg, die Schlammakkumulation i. M. bei 2 kg TR/d.

Zur Berechnung der einwohnerspezifischen Frachten und zur Ermittlung der Eliminationsleistung wurden zusätzlich die vom ZWAV ermittelten Ablaufwerte verwendet (CSB_{hom} , zwölf Stichproben pro Jahr).

3.4 Ermittlung spezifischer Frachten über Zulaufmessungen

3.4.1 Beeinflussung der Frachtbestimmung durch die Vorbehandlungsanlage

Die Ermittlung der Zulauffrachten kann auf Grundlage des rohen Abwassers erfolgen oder nach Sedimentation. Rohproben sind zur Ermittlung einwohnerspezifischer Frachten geeignet, wenn sie als zuflussproportionale und repräsentative 24-h-Mischproben entnommen werden. Sind Absetzbecken vorhanden, ist bei entsprechenden Verweilzeiten die Entnahme von Stichproben zulässig (Konzentrationsausgleich). Bei den untersuchten Kleinkläranlagen (Abschnitt 3.3.3) lag die mittlere Verweilzeit in den Absetzbecken bei 8 – 9 d (Abbildung 3.5), unter Annahme eines maximalen Schlammspiegels von 50 % (bezogen auf die Wassertiefe) bei rd. 4 d.

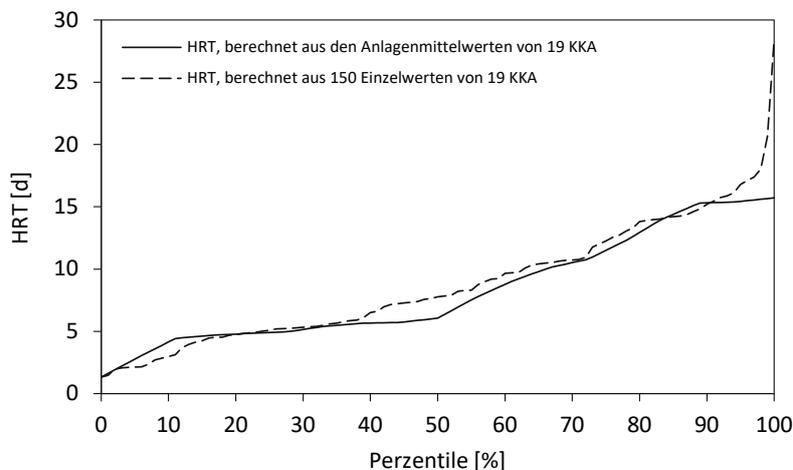


Abbildung 3.5: Hydraulische Verweilzeit des Abwassers in den Absetzgruben von 19 Kleinkläranlagen (bei Mehrkammergruben: bezogen auf die 1. Kammer)

Eine notwendige Randbedingung für die zuverlässige Frachtbestimmung ist das Vorliegen ungestörter Bedingungen. In einigen Vorbehandlungsanlagen sind Belüfter zur Reduzierung des Primärschlammansfalls installiert. Die Vorbelüftung führt zur Mobilisierung partikulärer Substanzen, die bei der Probenahme erfasst werden. Die Probe spiegelt zwar die aktuelle Belastung der biologischen Stufe wider, führt aber zur falschen Einschätzung der einwohnerspezifischen Frachten. Daher sollten Zusatzeinrichtungen vor der Frachtbestimmung außer Betrieb genommen werden. Bei Anlagen mit Abwasserrückführung in die erste Stufe der Vorbehandlungsanlage können einwohnerspezifische Frachten durch den Verbrauch leicht abbaubarer C-Quellen infolge von Denitrifikationsprozessen beeinflusst werden. Bei gemeinsamer Primär- und Überschussschlamm-speicherung im Vorklärbecken ist eine potentielle Beeinflussung der Zulauffrachten durch lange Pumpenlaufzeiten zu prüfen (Denitrifikation). Zur Ermittlung repräsentativer Frachten sind beim Wasserverbrauch folgende Aspekte zu berücksichtigen:

- Die Bestimmung der hydraulischen Belastung innerhalb von 24 h (24-h-MP) ist repräsentativ, wenn sie dem mittleren Wasserverbrauch entspricht, andernfalls wird die hydraulische Belastung unter- bzw. überschätzt. Die Auswertung längerer Zeiträume ist günstiger; die Tageswassermenge in 24 h liefert Indizien für den Schwankungsbereich. Bei starken Abweichungen (Abbildung 3.6) ist es sinnvoll Mittelwerte zur Frachtermittlung anzusetzen.

- Bei deutlich abweichenden Tageswassermengen ist der tatsächliche Verbleib des Trinkwassers zu prüfen (z. B. Gartenbewässerung, Schwimmbadwasser).
- Längere Abwesenheitszeiträume der Bewohner sind bei der Bestimmung des mittleren Wasserverbrauchs zu berücksichtigen, da sie andernfalls zur Unterschätzung des mittleren Zuflusses führen.
- Außergewöhnliche Bedingungen (z. B. sehr hoher Wasserverbrauch) sind ggf. zu vernachlässigen, da sie nicht die mittlere Anlagenbelastung widerspiegeln.

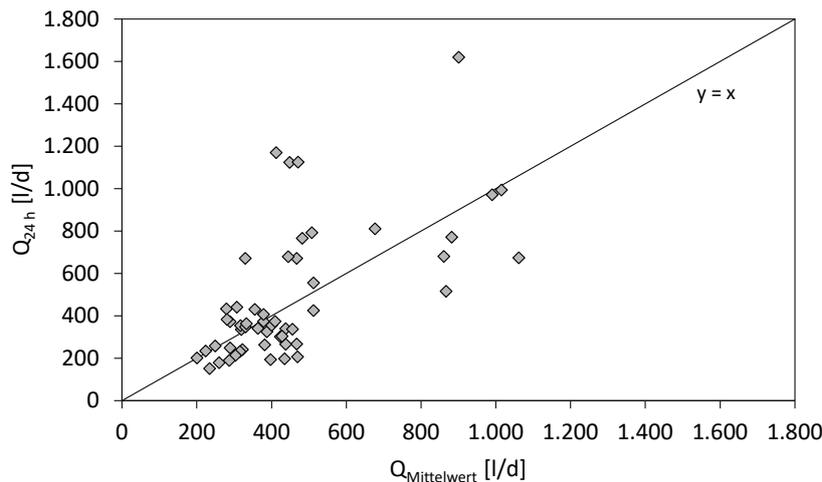


Abbildung 3.6: Vergleich zwischen mittlerem Trinkwasserverbrauch²⁹ und 24-h-Werten (54 Werte, 9 Kleinkläranlagen)

Für die Berechnung der Rohfrachten aus sedimentierten Proben ist ein Wirkungsgrad für den Absetzvorgang zu wählen. Aufgrund der langen Verweilzeit des Abwassers und den etwa jährlichen Entschlammungszyklen können in Vorbehandlungsanlagen anaerobe Prozesse stattfinden, die zur Unterschätzung der berechneten Rohfrachten führen. Anaerobe Abbauvorgänge sind von der Temperatur, Verweilzeit und dem Kontakt zur aktiven Biomasse [FLECKSEDER UND KREJCI, 1982] abhängig. In Vorklärbecken bzw. Absetzgruben ist der Kontakt zur Biomasse im Vergleich zu anaeroben Schlammbedreaktoren (UASB, ABR) gering (vgl. Abschnitt 4.2.2). Darüber hinaus führt die in der Praxis häufig vorkommende vollständige Entleerung der Vorklärbecken zur Unterdrückung stabiler anaerober Prozesse, da die kalte Faulung Einfahrzeiten von etwa zwei Jahren erfordert [FLECKSEDER UND KREJCI, 1982; MAUNOIR ET AL., 2007]. Damit ist der Einfluss von Anaerobprozessen auf die Abwasserproben gering, insbesondere in der kalten Jahreszeit und in Verbindung mit regelmäßiger Entschlammung.

Der Wirkungsgrad von Absetzgruben schwankt u. a. in Abhängigkeit der Art der Vorbehandlungsanlage (Ein- und Mehrkammergruben) und der Verweilzeit zwischen 11 und 62 % für CSB_{hom} . [AL JIROUDI, 2005]. Der BSB_5 -Wirkungsgrad von Faulgruben liegt in einem ähnlichen Bereich zwischen 25 und 60 % (Tabelle 3.3). Aus Messungen an einer Kompaktkläranlage (vergleichbar mit einer Einkammergrube, Abschnitt 4.2.5.5) und den im DWA-A 131 (2016) angegebenen Werten

²⁹ Trinkwasserverbrauch zwischen zwei Probenahmen (i. R. 14-d- bis Monatsintervalle)

für Absetzzeiten von > 2 h ergeben sich mittlere Wirkungsgrade von rd. 40 % für BSB_5 und $CSB_{hom.}$ (vgl. auch Abschnitt 4.2.5.5, Abbildung 4.19 und Abbildung 4.20). Bei langen Verweilzeiten können geringere Wirkungsgrade auftreten, z. B. durch die Behinderung des Absetzvorgangs durch aufsteigendes Faulgas [PÖNNINGER, 1973].

Tabelle 3.3: Wirkungsgrad von Absetz- und Faulgruben

Anlagentyp	η_{BSB_5}	$\eta_{CSB_{hom.}}$	η_{TS}	Anmerkung	Quelle
	[%]	[%]	[%]		
Faulgruben	50	-	> 65	A	BALDINGER, 1956
	25	-	-	B	BÖHNKE, 1966
	25 – 40	-	-	C	GRUHLER UND BUSCH, 1970
	50 – 60	-	50 – 70	A, D	FLECKSEDER UND KREJCI, 1982
	25 – 50	25 – 50	-	E	SASSE, 1998
	25 – 50	25 – 50	-	E	GUTTERER ET AL., 2009
	25 – 60	-	65	E, F	MANG zit. in MANG UND LI, 2010
Absetzgruben	12	-	-	G	SCHMIDT, 1970
	-	11 – 62	-	H	AL JIROUDI, 2005
	-	60	64	I	BARJENBRUCH ET AL., 2013

A ... Faulräume, 2 Kammern, 500 l/E, mind. 3 m³

B ... Mehrkammerausfallgruben (n = 27)

C ... Mehrkammerfallgruben (220 l/E)

D ... Angabe Wirkungsgrad nach nicht genannten Literaturangaben

E ... Septic Tanks

F ... min. HRT = 20 d

G ... HRT = 3,5 d

H ... verschiedene Anlagen

I ... Mehrkammergruben

3.4.2 Belastungssituation auf Campingplätzen

Zeltplätze weisen einen schwankenden Abwasseranfall auf, zum einen durch die saisonale Bewirtschaftung, zum anderen durch die Abhängigkeit von Witterungsbedingungen und Tageszeit [BRANDT UND RUDLOFF, 1972; SCHÄFER, 1985; INGERLE, 1998]. Im Regelfall ist die Belegung am Wochenende und in der Ferienzeit am höchsten.

Im europäischen Mittel (Datenbasis: 55 Campingplätze in 15 europäischen Ländern, Abbildung 3.7) liegt der Wasserverbrauch auf 2-Sterne-Plätzen bei 96 l/P/d, auf 5-Sterne-Campingplätzen bei 221 l/P/d [HAMELE UND ECKARDT, 2006]. Der Mittelwert über alle Kategorien beträgt 174 l/P/d [HAMELE UND ECKARDT, 2006]. Bei den höher bewerteten Campingplätzen sind zusätzliche Verbraucher wie Schwimmbäder, Restaurants u. ä. mit erfasst. Der zusätzliche Wasserbedarf für den Betrieb von Schwimmbädern beträgt rd. 60 l/P/d, für Cafés und Bars rd. 35 l/Gast [HAMELE UND ECKARDT, 2006]. Der EU-Benchmark für 4- und 5-Sterne-Campingplätze liegt bei ≤ 94 l/P/d, für alle anderen Campingplätze bei ≤ 58 l/P/d [EC, 2012].

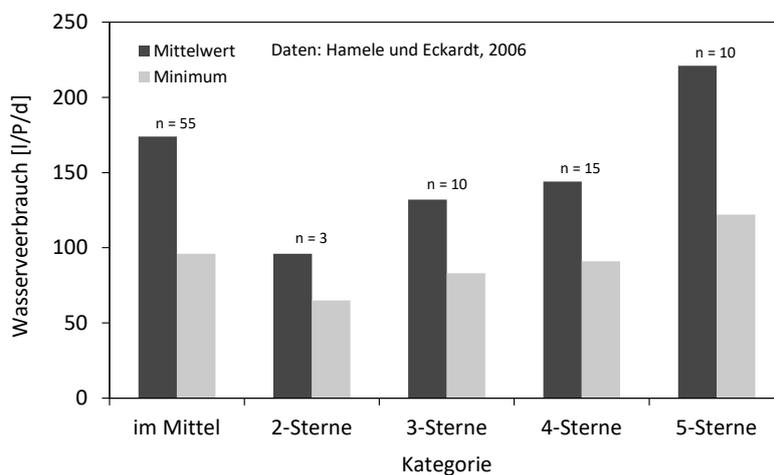


Abbildung 3.7: Wasserbedarf auf Campingplätzen in Abhängigkeit der Einstufung (Datenbasis: 55 Campingplätze in 15 europäischen Ländern) nach HAMELE UND ECKHARDT (2006)

Der Wasserverbrauch auf deutschen Campingplätzen liegt unterhalb des europäischen Mittelwertes und wird davon beeinflusst, ob die Campingplätze nach nachhaltigen Grundsätzen bewirtschaftet werden ('ECOCAMPING'-Auszeichnung). Der Wasserverbrauch von Campingplätzen mit 'ECOCAMPING'-Auszeichnung liegt i. M. bei 82 l/P/d (n = 69), ohne Auszeichnung bei i. M. 91 l/P/d (n = 48) [N.N., 2011A]. In beiden Kategorien sind Plätze mit Schwimmbädern bzw. Schwimmteichen enthalten. Schwimmteiche werden im Gegensatz zu konventionellen Schwimmbädern mit naturnaher Wasseraufbereitung ausgeführt [N.N., 2014], ggf. unter Nutzung von Regenwasserzisternen [N.N., 2011B], so dass der Frischwasserbedarf sinkt.

In der Vergangenheit wurde für den Betrieb von Campingplätzen ein Wasserbedarf von 60 l/P/d [ATV-A 129, 1979] bzw. von 50 l/P/d [RAPSCH UND SCHÖNEBORN, 1977] angesetzt, zusätzlicher Wasserbedarf aus Schwimmbädern etc. war darin nicht enthalten. Der Wasserbedarf von Camping-

plätzen ohne zusätzliche Verbraucher (Restaurant, Schwimmbecken etc.) liegt gegenwärtig oberhalb dieser Angaben. Messungen (2012 – 2013, 2015) auf einem 4-Sterne-Zeltplatz in Lübbenau (Abschnitt 3.3.1) ergaben an den untersuchten Tagen (9 x 24-h-MP, geringe bis mäßige Belegung) einen spezifischen Wasserverbrauch von 30 – 81 l/P/d, im Jahresmittel von 70 l/P/d. Auf Zeltplätzen, die über ganzjährig betriebene Restaurants verfügen, kann der Restaurantbetrieb außerhalb der Saison die Hauptabwasserquelle darstellen.

Gegenüber den Angaben aus dem ATV-A 129 (1979) ist von einem gestiegenen Wasserbedarf auszugehen (Abbildung 3.8), der von mehreren Faktoren beeinflusst wird:

- Art und Umfang der sanitären Einrichtungen (Duschen, Waschmaschinen, etc.),
- getroffene Maßnahmen zur Einsparung von Wasser (Spülstopp, Duschzeitbegrenzer),
- vorhandene gastronomische Einrichtungen,
- Betrieb von Schwimmbädern und Sportanlagen.

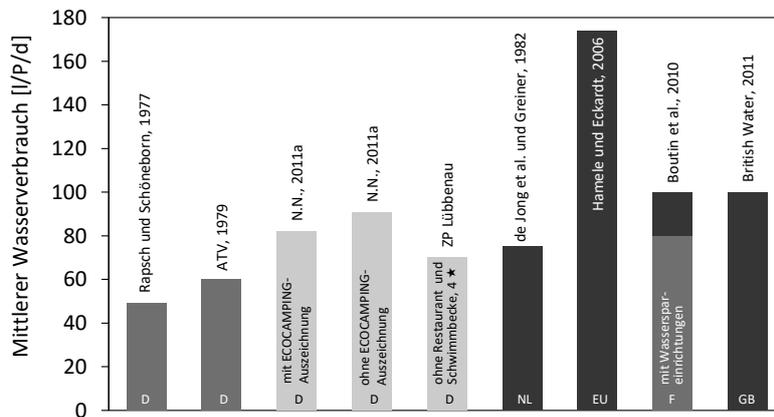


Abbildung 3.8: Wasserverbrauch auf Campingplätzen nach verschiedenen Quellen

Der Wasserverbrauch entspricht näherungsweise dem Abwasseranfall. Ein Teil des Trinkwassers gelangt nicht zum Abfluss, sondern wird versickert [BRANDT UND RUDLOFF, 1972] oder zur Befüllung von Wassertanks genutzt, bspw. in Wohnmobilen.

Spezifische Schmutzfrachten für Campingplätze liegen überwiegend für den BSB₅ vor (Tabelle 3.4). Angaben zur spezifischen TKN- und P_{ges.}-Fracht sind vereinzelt verfügbar und lassen auf eine im Vergleich zu kommunalem Abwasser stärkere Belastung schließen. Ergebnisse aus Untersuchungen vom Zeltplatz Lübbenau (Abschnitt 3.3.1) liegen innerhalb des Wertebereichs der Literaturangaben und bestätigen die höhere Stickstoffbelastung (Tabelle 3.5). Während die Stickstofffracht in guter Übereinstimmung zu Angaben von BOUTIN ET AL. (2010) liegt, fallen die CSB_{hom.}-, BSB₅- und AFS-Frachten etwas geringer aus. Allerdings schließen die von BOUTIN ET AL. (2010) angegebenen Frachten Abwasser aus Restaurants ein, während in Lübbenau ausschließlich Abwasser aus Toiletten und Waschräumen anfällt.

Tabelle 3.4: Spezifische Schmutzfrachten von Campingplätzen (mittlere Rohfrachten)

Quelle	EGW ¹⁾	CSB _{hom.}	BSB ₅	TKN	NH ₄ -N	P _{ges.}	AFS
	[EW]	[g/P/d]	[g/P/d]	[g/P/d]	[g/P/d]	[g/P/d]	[g/P/d]
BRAND UND RUDLOFF, 1972	-	-	15 – 17	-	-	-	-
RAPSCH UND SCHÖNEBORN, 1977	-	-	23	-	-	-	-
DE JONG UND GREINER, 1982	-	-	31	8	-	1,2	-
ATV, 1991	-	-	30	-	-	-	-
EPA-IE, 1999	-	-	35	-	-	-	-
DIN 4261-1, 2010	0,5	-	-	-	-	-	-
BRITISH WATER, 2009	-	-	44	-	8	-	-
BOUTIN ET AL., 2010 ^{1b)}	-	77	32	11	9	1,4	36

¹⁾ unspezifisch, pro Person

^{1b)} Zeltplätze mit Freibad und Restaurant

Tabelle 3.5: Spezifische Schmutzfrachten vom Zeltplatz Lübbenau (Rohfrachten)

Parameter	Einheit	CSB _{hom.}	BSB ₅	TKN	NH ₄ -N	P _{ges.}	AFS	
Fracht	Mittelwert	[g/P/d]	52 ± 24	22 ± 9,6	10 ± 1,9	7,3 ± 1,6	0,9 ± 0,3	20 ± 10
	85-%-Perz.	[g/P/d]	60	27	11	9	1,1	25
Anzahl Messungen	[-]	9	9	9	9	9	9	

Der im Anhang der DIN 4261-1 (2010) angegebene parameterunabhängige Einwohnergleichwert (0,5 EGW = 1 Person), ist für TKN und P_{ges.} nicht zutreffend und gilt für CSB_{hom.} und BSB₅ nur, wenn die Einwohnerwerte aus dem ATV-DVWK-A 198 (2003) als Mittelwerte und nicht als 85-%-Perzentile angewendet werden. Die Angabe unspezifischer Einwohnergleichwerte ist zu vermeiden. Unter Berücksichtigung der Literaturangaben kann für Zeltplätze mit einfacher Ausstattung in erster Näherung folgender Ansatz gewählt werden (Mittelwerte):

- CSB_{hom.} = 60 g/P/d,
- BSB₅ = 30 g/P/d,
- TKN = 11 g/P/d,
- P_{ges.} = 1,1 g/P/d.

Die Verschmutzung aus weiteren Teilströmen (Restaurants, etc.) ist gesondert zu berücksichtigen.

Für Zeltplätze mit Gaststättenbetrieb, Freizeit- und Badeeinrichtungen geben BOUTIN ET AL. (2010) als Planungsgrundlage folgende Mittelwerte (Mittelwerte von vier französischen Zeltplätzen) an:

- CSB_{hom.} = 90 g/P/d,
- BSB₅ = 35 g/P/d,
- TKN = 11 g/P/d,
- P_{ges.} = 1,4 g/P/d.

3.4.3 Belastungssituation von Hütten

Die meisten Angaben zum Wasserverbrauch in Hütten sind für Berghütten im alpinen Raum erhoben worden. Die Angaben schwanken erheblich. Im Allgemeinen liegt der Wasserverbrauch zwischen 10 und 100 l/P/d [FRÖHLICH, 2001], "häufig" bei 50 l/P/d [INGERLE, 1998] bzw. im Bereich von 30 bis 50 l/P/d (Berghütten mit einfacher Ausstattung) [GÜNTHERT UND SCHÖNHERR, 2004]. Ein detailliertes Bild ergibt sich unter Einbeziehung der sanitären Ausstattung sowie der Aufenthaltsdauer der Gäste vor Ort (Tabelle 3.6, Tabelle 3.7). Unter Vernachlässigung von Hotels ist im alpinen Raum von einem maximalen Wasserverbrauch von 120 l/P/d auszugehen (Tabelle 3.6). Für Bungalows sind niedrigere Angaben verfügbar (75 l/P/d, Bungalowpark in den Niederlanden, vgl. DE JONG UND GREINER, 1982).

Für Hütten bzw. Gruppenunterkünfte mit einfacher sanitärer Ausstattung außerhalb von Hochgebirgsregionen liegen mit Ausnahme der Angaben von DE JONG UND GREINER (1982) keine Daten vor. Mehrjährige Messungen am Kanuheim Lübbenau, dessen Ausstattung mit Berghütten der Kategorien 3 und 4 vergleichbar ist (Abschnitt 3.3.2), ergaben einen Fünfjahresmittelwert von rd. 60 l/P/d (Abbildung 3.9, Tabelle 3.8). Abweichungen zwischen den einzelnen Jahren traten vor allem oberhalb des 70-%-Perzentils auf (Abbildung 3.10). Die Unterschiede zwischen den Jahresmittelwerten sind daher etwas größer als bei den Medianwerten.

Tabelle 3.6: Einwohnerspezifischer Abwasseranfall in Berg- und Schutzhütten [ÖWAV-R 1, 2000]

Kategorie	1	2	3	4	5	6
sanitäre Ausstattung	keine	gering	mäßig	mittel	gut	sehr gut
Klassifizierung	[l/P/d]	[l/P/d]	[l/P/d]	[l/P/d]	[l/P/d]	[l/P/d]
Dauergäste	5 – 15	10 – 25	25 – 75	75 – 120	120 – 150	150 – 225
24-h-Gäste	5 – 15	10 – 20	25 – 50	50 – 75	72 – 150	200 – 375
Übernachtungsgäste	3 – 15	10 – 15	20 – 40	40 – 60	75 – 125	125 – 300
Tagesgäste (lang)	2 – 3	5 – 10	10 – 15	10 – 15	15 – 25	30 – 60
Tagesgäste (kurz)	1 – 2	2 – 5	5 – 10	5 – 15	10 – 20	25 – 50

Tabelle 3.7: Klassifizierung von Berg- und Schutzhütten [ÖWAV-R 1, 2000] im Vergleich zur sanitären Ausstattung des Kanuheims Lübbenau

Kategorie	Sanitäre Ausstattung	Gebäudeart
1	keine keine Wasserversorgung, Trockentoiletten	Biwakschachteln, Unterstände, Zeltunterkünfte
2	gering ohne fließend Wasser im Haus, Trockentoiletten	Wochenendhäuser, Jagdhütten, Berghütten mit Selbstversorgung
3	mäßig Fließwasser in der Küche, Waschbecken, WC, Duschen nur für Personal	Wochenendhäuser mit besserer Ausstattung, Schutzhütten
4	mittel ausreichende Wasserversorgung, Waschbecken, Duschen, Waschmaschinen, Geschirrspüler, Toiletten, etc.	Schutzhütten und einfache Wohnhäuser
5	gut	Berghotels, Restaurants und Ferienwohnungen mit guter Ausstattung
6	sehr gut	Berghotels und Restaurants mit gehobener Ausstattung in Ferienorten
Vergleich	zentrale Wasserversorgung, Waschbecken, WC, Gemeinschaftsduschen, Waschbecken und Geschirrspüler in der Küche (keine Waschmaschinen)	Kanuheim Lübbenau

Der Zeltplatz Lübbenau (Abschnitt 3.3.1) liegt in unmittelbarer Nähe zum Kanuheim Lübbenau und verfügt über eine ähnliche sanitäre Ausstattung. Der um i. M. 10 l/P/d höhere Wasserverbrauch auf dem Zeltplatz ist u. a. auf die fehlende Möglichkeit zum Wäschewaschen im Kanuheim und die Fremdnutzung der Toiletten auf dem Zeltplatz zurückzuführen.

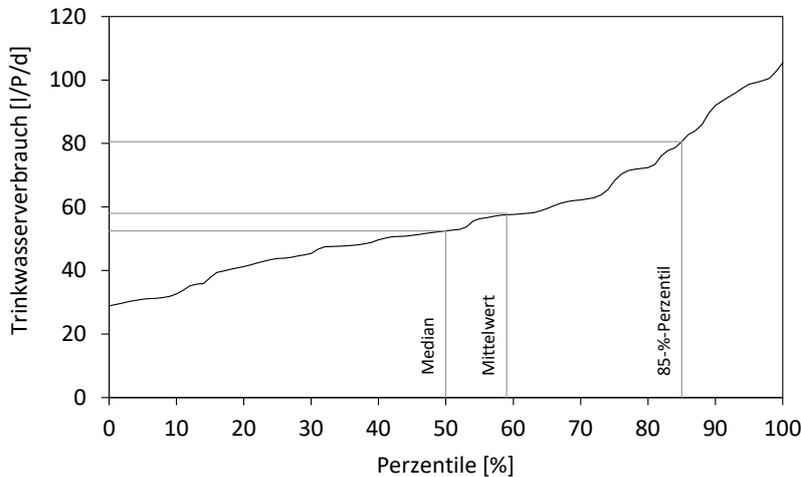


Abbildung 3.9: Trinkwasserverbrauch im Kanuheim Lübbenau in den Jahren 2010 – 2013 und 2015

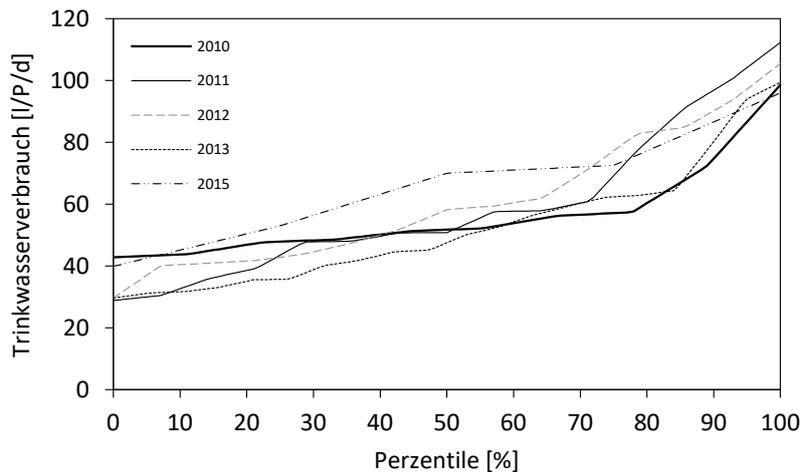


Abbildung 3.10: Trinkwasserverbrauch im Kanuheim Lübbenau, Jahresscheiben 2010 – 2013 und 2015

Der Wasserverbrauch im Kanuheim liegt in seiner Spannweite zwischen den für Berghütten der Kategorien 3 und 4 angegebenen Werte. Der Mittelwert liegt unterhalb für in der Literatur angegebene Daten für Campingplätze (vgl. Abschnitt 3.4.2).

Tabelle 3.8: Trinkwasserverbrauch im Kanuheim Lübbenau

Parameter	Einheit	Jahr					gesamt
		2010	2011	2012	2013	2015	
Minimum	[l/P/d]	43	29	30	31	40	29
Maximum	[l/P/d]	99	112	105	99	96	112
Mittelwert	[l/P/d]	57	59	61	52	66	58
Median	[l/P/d]	52	51	58	50	70	52
85-%-Perzentil	[l/P/d]	67	90	85	64	82	83

Für die Schmutzfrachtermittlung stehen für Berghütten in Abhängigkeit der Kategorie (Gebäudeart, sanitäre Ausstattung) und der Nutzungsart (Übernachtung, Tagesgast) detaillierte Kennwerte

zur Verfügung (vgl. ÖWAV-R1, 2000, Tabelle 3.9). Mit zunehmendem Komfort (vgl. Tabelle 3.7) steigen die spezifischen Frachten.

Tabelle 3.9: Spezifische Frachten von Berg- und Schutzhütten [ÖWAV-R1, 2000]

Kategorie	1	2	3	4	5	6
sanitäre Ausstattung	keine	gering	mäßig	mittel	gut	sehr gut
Klassifizierung	[g BSB ₅ /P/d]					
Dauergäste	25 – 30	25 – 30	55 – 60	60	60 – 75	60 – 90
24-h-Gäste	25 – 30	25 – 30	55 – 60	60	60 – 90	90 – 150
Übernachtungsgäste	20 – 25	25	50 – 55	55 – 60	60 – 90	75 – 150
Tagesgäste (lang)	5 – 10	10 – 10	15 – 20	15 – 20	15 – 20	20 – 30
Tagesgäste (kurz)	5	5 – 10	10 – 15	10 – 15	10 – 15	10 – 15

Für Hütten außerhalb dieser Gebiete sind wenige Daten publiziert. In einem niederländischen Bungalowpark lagen die spezifischen Frachten für BSB₅ bei 31 g/P/d, für TKN bei 7,9 g/P/d und für P_{ges.} bei 1,2 g/P/d [DE JONG UND GREINER, 1982].

Über einen Zeitraum von fünf Jahren durchgeführte Messungen am Kanuheim Lübbenau (vgl. Anhang M) zeigen bei ähnlicher sanitärer Ausstattung wie Berghütten der Kategorien 3 und 4 (vgl. Abschnitt 3.3.2 und Tabelle 3.7) eine BSB₅-Belastung für Dauergäste, die zwischen Kategorie 2 und 3 liegt (Tabelle 3.10). Im Vergleich zum ATV-DVWK-A 198 (2003) erreichen die spezifischen CSB_{hom.}- und BSB₅-Frachten in Lübbenau i. M. 50 % der einwohnerspezifischen Frachten, wenn die Einwohnerwerte des ATV-DVWK-A 198 (2003) als Mittelwerte angesetzt werden. Die CSB_{hom.}- bzw. BSB₅-Schmutzfracht eines Gastes entspricht, wie auch die spezifische P_{ges.}-Fracht, rd. 0,6 EW. Für TKN liegt das Verhältnis der spezifischen Schmutzfracht zum Einwohnerwert bei 1. Im Vergleich zum Zeltplatz Lübbenau sind die Frachten etwas höher (vgl. Abschnitt 3.4.2, Tabelle 3.5).

Tabelle 3.10: Spezifische Schmutzfrachten aus dem Kanuheim Lübbenau

Parameter	Einheit	CSB _{hom.}	BSB ₅	TKN	NH ₄ -N	P _{ges.}	TS	
Anzahl der Proben	[-]	48	48	48	48	48	48	
Sedimentierte Proben (Messwerte)	25-%-Perzentil	[g/P/d]	29	14	6,6	6,2	0,7	5,4
	50-%-Perzentil	[g/P/d]	40	21	8,9	7,2	0,9	8,4
	85-%-Perzentil	[g/P/d]	56	34	13	11	1,5	13
	Mittelwert	[g/P/d]	41 ± 17	22 ± 10	9,6 ± 3,8	8,5 ± 3,4	1,0 ± 0,4	8,9 ± 4,6
Rohproben (berechnet) ¹⁾	Mittelwert	[g/P/d]	68	36	11	8,5	1,1	25

¹⁾ Wirkungsgrade: $\eta_{CSB} = 40\%$, $\eta_{BSB5} = 40\%$, $\eta_{TS} = 65\%$, $\eta_{TKN} = 10\%$, $\eta_{P_{ges.}} = 10\%$

Die Schwankungen der spezifischen Schmutzfrachten (Abbildung 3.11) sind in erster Linie auf unterschiedliche Gewohnheiten der Gäste zurückzuführen. Ähnlich wie bei Zeltplätzen ist die Stickstofffracht im Kanuheim im Vergleich zu kommunalem Abwasser erhöht. Während das N/P-Verhältnis im rohen kommunalen Abwasser bei 6 liegt, erreicht es auf dem Zeltplatz und im Kanuheim jeweils 10. Im Abwasser von Berghütten können N/P-Verhältnisse von bis zu 20 auftreten [FRÖHLICH, 2001]. Dem entgegen sinkt das CSB_{hom.}/N-Verhältnis, ausgehend von 11 im kommunalen Abwasser, an den untersuchten Standorten in Lübbenau auf 5 – 6.

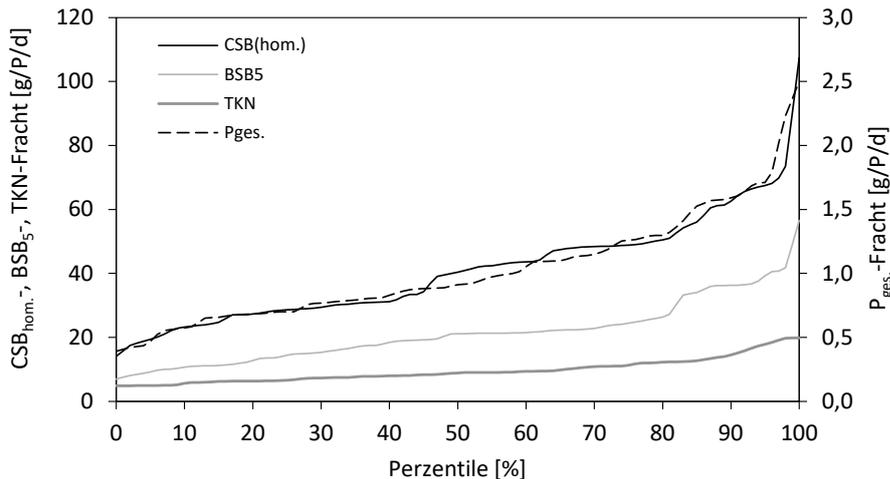


Abbildung 3.11: Spezifische Schmutzfrachten im Kanuheim Lübbenau (sedimentierte Proben)

Die Ableitung der Rohfrachten weist aufgrund des unbekanntes Wirkungsgrades der Vorklärung (vgl. Abschnitt 3.4.1) und der spezifischen Bedingungen in Lübbenau einige Unsicherheiten auf. Trinkwasser und Abwasser sind stark sulfathaltig ($> 300 \text{ mg/l SO}_4^{2-}$). Die lange Verweilzeit des Abwassers in der Vorbehandlungsanlage (Anhang K) führt zur Desulfurikation von Sulfat [CHEN UND MORRIS, 1972; O'BRIAN UND BIRKNER, 1977] zu Sulfid (Jahresmittelwerte 2012 – 2015: 60 – 86 mg Sulfid/l) und damit zum Verbrauch von organischem Substrat [SVARDAL, 1991]. Die Verringerung des organischen Anteils im CSB durch Desulfurikation wird durch die analytische Erfassung von Sulfid im CSB kompensiert³⁰. Unter Berücksichtigung der vorliegenden pH-Werte (i. M. 7,4) liegen rd. 25 % des gelösten Sulfids als H_2S vor [KROIB UND MATSCHÉ, 1988], das ausgestrippt werden kann. Aufgrund der geringen Turbulenz ist der ausgestrippte Sulfidanteil niedrig. Die Desulfurikation wirkt sich damit geringfügig auf die Ermittlung der einwohnerspezifischen Schmutzfrachten aus.

Zur Berechnung der Rohfrachten wurde die Eliminationsleistung der ersten Kammer der Vorbehandlungsanlage mit 40 % für $\text{CSB}_{\text{hom.}}$ und BSB_5 , 65 % für TS und jeweils rd. 10 % für TKN und $\text{P}_{\text{ges.}}$ angenommen. Der TS-Gehalt liegt bei 26 g/P/d und wurde aus Konformitätsgründen zu $\text{CSB}_{\text{hom.}}$ und BSB_5 auf 40 g/P/d angehoben. Das Verhältnis der 85-%-Perzentile zu den Mittelwerten liegt zwischen 1,3 und 1,6. Unabhängig davon kann für Hütten mit ähnlicher sanitärer Ausstattung und Lage in erster Näherung von folgenden mittleren Frachten ausgegangen werden:

- $\text{CSB}_{\text{hom.}} = 70 \text{ g/P/d}$,
- $\text{BSB}_5 = 36 \text{ g/P/d}$,
- TKN = 11 g/P/d,
- $\text{P}_{\text{ges.}} = 1,1 \text{ g/P/d}$,
- TS = 40 g/P/d.

³⁰ Für die Desulfurikation werden pro Gramm reduziertem Schwefel 2 g CSB verbraucht [SVARDAL, 1991]. Zur chemischen Oxidation des Sulfids (HS^- und $\text{H}_2\text{S}_{\text{gel.}}$) bei der CSB-Bestimmung mit Kaliumdichromat werden ebenfalls rd. 2 g O_2 pro g S benötigt:



3.4.4 Belastungssituation von Kleinkläranlagen ohne gewerbliche Zuflüsse

Von neun der in Abschnitt 3.3.3 genannten Kleinkläranlagen standen unbeeinflusste Zulaufproben zur Verfügung. Die Daten wurden auf Plausibilität anhand der $CSB_{\text{hom.}}/CSB_{\text{mf}}$ - und $CSB_{\text{hom.}}/BSB_5$ -Verhältnisse geprüft³¹. Die Konzentrationen der Abwasserinhaltsstoffe sind vom Wasserverbrauch abhängig. Die Werte streuen abhängig von den Nutzergewohnheiten, sowohl für gelöste Parameter wie CSB_{mf} ³² (Abbildung 3.12) als auch für Parameter, die partikuläre Anteile enthalten³³. Grundsätzlich ist die Abwasserbeschaffenheit in den untersuchten Kleinkläranlagen ähnlich.

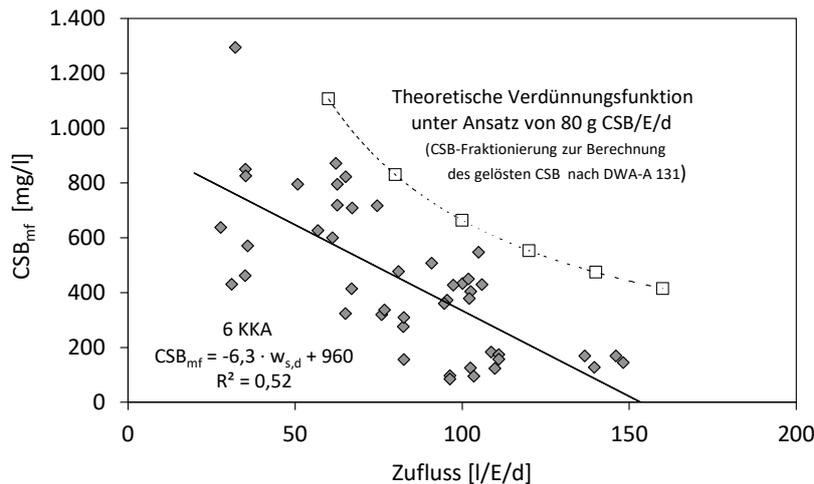


Abbildung 3.12: Abnahme des gelösten CSB mit zunehmendem Wasserverbrauch in sechs Kleinkläranlagen im Vergleich zum theoretischen Verlauf bei Ansatz des Einwohnerwertes (nach Vorklä- rung)

Die einwohnerspezifischen Frachten für $CSB_{\text{hom.}}$, BSB_5 und TS (Tabelle 3.11, Tabelle 3.12) liegen unter den Einwohnerwerten³⁴ des ATV-DVWK-A 198 (2003). Der Schwankungsbereich der Anlagenmittelwerte reicht beim $CSB_{\text{hom.,sed.}}$ von i. M. 36 bis 83 g/E/d (Abbildung 3.13). Der Unterschied zwischen Anlagenmittelwert (Mittelwert der mittleren Zulauffrachten der einzelnen Kleinkläranlagen) und absolutem Mittelwert (Mittelwert aller Proben) ist gering, im Bereich der 25-%- und 85-%-Perzentile deutlicher. Auf Grundlage der Mittelwerte getroffene Aussagen gelten damit unabhängig von der Art der Mittelwertbildung. Die berechneten Rohwerte liegen in guter Übereinstimmung zu in DIN-SPEC 4261-6 (2011) enthaltenen Angaben (vgl. Tabelle 2.9).

Die spezifischen Frachten erreichen i. M. 60 bzw. 70 % der Einwohnerwerte für BSB_5 und $CSB_{\text{hom.}}$. Die spezifischen Stickstoff- und Phosphor-Frachten entsprechen etwa den Einwohnerwerten nach ATV-DVWK-A 198. Allerdings ist die der N-Fracht-Ermittlung zugrundeliegende Anlagenzahl geringer als die für die $CSB_{\text{hom.}}$ - und BSB_5 -Frachtermittlung genutzte. Die Tendenz ist damit nicht

³¹ $C(CSB_{\text{hom.}}) = 1,3 \cdot C(CSB_{\text{mf}}) + 145$, ($R^2 = 0,95$, 50 Wertepaare, 6 Anlagen)

$C(CSB_{\text{hom.}}) = 2,0 \cdot C(BSB_5)$, ($R^2 = 0,78$, 52 Wertepaare, 9 Anlagen)

³² $C(CSB_{\text{mf}}) = -6,3 \cdot Q_{\text{EW}} + 960$, ($R^2 = 0,52$, 50 Wertepaare, 6 Anlagen)

³³ $C(CSB_{\text{hom.}}) = -8,4 \cdot Q_{\text{EW}} + 1.415$, ($R^2 = 0,51$, 50 Wertepaare, 6 Anlagen)

Zur Vergleichbarkeit der Angaben für $CSB_{\text{hom.}}$ und CSB_{mf} wurden ausschließlich Wertepaare berücksichtigt, bei denen Analysen für beide Parameter vorlagen. Werden alle zur Verfügung stehenden Werte berücksichtigt, wird der Trend durch 2 Einzelwerte zu $C(CSB_{\text{hom.}}) = -7,2 \cdot Q_{\text{EW}} + 1.338$ ($R^2 = 0,36$, 58 Wertepaare, 9 Anlagen) verschoben.

³⁴ Unter Annahme der Einwohnerwerte als Mittelwerte (vgl. Abschnitt 3.1).

übertragbar. Die auf Grundlage eines angenommenen $\text{NH}_4\text{-N}/\text{TKN}$ -Verhältnisses von 0,67 (vgl. Abschnitt 3.6) ermittelten $\text{N}/\text{CSB}_{\text{hom.}}$ -Verhältnisse liegen zwischen 5,5 und 7,9, i. M. bei 6,6. Die mit den N-Proben korrespondierenden $\text{CSB}_{\text{hom.}}$ - und BSB_5 -Frachten liegen über dem Mittelwert, so dass eine Überschätzung der N-Frachten möglich ist; ähnliches gilt für Phosphor.

Die Einwohnerwerte des ATV-DVWK-A 198 sind als 85-%-Perzentile definiert. Beim Vergleich der an den untersuchten Kleinkläranlagen aus den abgesetzten Proben bestimmten 85-%-Perzentilen ergibt sich eine gute Übereinstimmung von CSB und BSB_5 zu den Einwohnerwerten. Dies steht im Widerspruch zu den erfahrungsgemäß niedrigeren einwohnerspezifischen Frachten von Kleinkläranlagen im Vergleich zum Einwohnerwert (Abschnitte 2.2.2, 3.4.4 und 3.4.5). Für eine verallgemeinerbare Aussage ist die Zahl der untersuchten Anlagen zu gering.

Tabelle 3.11: Einwohnerspezifische Frachten im Zulauf von Kleinkläranlagen (Einzelwerte)

Parameter	Einheit	$\text{CSB}_{\text{hom.}}$	BSB_5	$\text{TKN}^{\text{I)}$	$\text{NH}_4\text{-N}$	$\text{P}_{\text{ges.}}$	TS	
Anzahl der Proben	[-]	51	46	(20)	20	14	27	
Sedimentierte Proben (Messwerte)	25-%-Perzentil	[g/E/d]	36	15	(8,1)	6,0	1,4	9,4
	50-%-Perzentil	[g/E/d]	53	24	(9,1)	6,7	1,6	12
	85-%-Perzentil	[g/E/d]	76	39	(13)	9,5	1,8	18
	Mittelwert	[g/E/d]	53	26	(10)	7,2	1,6	13
Rohproben ^{II)} (berechnet) ^{III)}	Mittelwert	[g/E/d]	85	42	(11)	7,2	1,8	37

^{I)} $\text{NH}_4\text{-N}/\text{TKN} = 0,67$

^{II)} zusätzlich 8 Rohwassermischproben (24-h-MP)

^{III)} Wirkungsgrade: $\eta_{\text{CSB}} = 40\%$, $\eta_{\text{BSB}_5} = 40\%$, $\eta_{\text{TS}} = 65\%$, $\eta_{\text{TKN}} = 10\%$, $\eta_{\text{P}_{\text{ges.}}} = 10\%$

Tabelle 3.12: Einwohnerspezifische Frachten im Zulauf von Kleinkläranlagen (Anlagenmittelwerte)

Parameter	Einheit	$\text{CSB}_{\text{hom.}}$	BSB_5	$\text{TKN}^{\text{I)}$	$\text{NH}_4\text{-N}$	$\text{P}_{\text{ges.}}$	TS	
Anzahl der Kleinkläranlagen	[-]	9	9	(3)	3	2	3	
Sedimentierte Proben (Messwerte)	25-%-Perzentil	[g/E/d]	45	20	-	-	-	-
	50-%-Perzentil	[g/E/d]	48	24	-	-	-	-
	85-%-Perzentil	[g/E/d]	72	34	-	-	-	-
	Mittelwert	[g/E/d]	57	25	(10)	7,2	1,6	13
Rohproben ^{II)} (berechnet) ^{III)}	Mittelwert	[g/E/d]	94	41	(11)	7,2	1,8	37

^{I)} $\text{NH}_4\text{-N}/\text{TKN} = 0,67$

^{II)} zusätzlich 8 Rohwassermischproben (24-h-MP)

^{III)} Wirkungsgrade: $\eta_{\text{CSB}} = 40\%$, $\eta_{\text{BSB}_5} = 40\%$, $\eta_{\text{TS}} = 65\%$, $\eta_{\text{TKN}} = 10\%$, $\eta_{\text{P}_{\text{ges.}}} = 10\%$

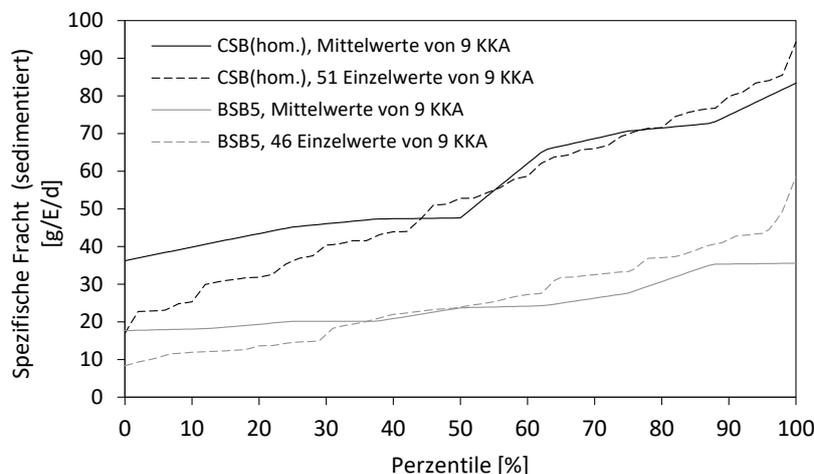


Abbildung 3.13: Auf Grundlage der Anlagenmittelwerte und Einzelwerte bestimmte einwohnerspezifische Frachten von Kleinkläranlagen

3.4.5 Belastungssituation der KA Wiedersberg

Für die Berechnung der einwohnerspezifischen Frachten wurden unter Trockenwetterbedingungen entnommene Proben aus dem Zeitraum 2010 – 2014 berücksichtigt. Die Anzahl der vorliegenden Zulaufproben liegt bei neun, die Anzahl der auswertbaren bei vier. Zur Absicherung der Frachten wurde der spezifische Primärschlammanfall genutzt (Abschnitt 3.3.4).

Die ermittelten einwohnerspezifischen Frachten nach Sedimentation (Tabelle 3.13) liegen im Regelfall bei rd. 70 % der entsprechenden Einwohnerwerte (Ansatz als Mittelwert, vgl. Abschnitt 3.1), der Schlammanfall bei 40 % des von ATV-DVWK (2004) angegebenen Mittelwertes von 40 g TR/E/d bzw. bei 60 % des im DWA-M 368 (2014) angegebenen Mittelwertes von 28 g TR/E/d.

Tabelle 3.13: Spezifische Schmutzfrachten im Zulauf der KA Wiedersberg

Parameter	Einheit	CSB _{hom.}	BSB ₅	TKN ¹⁾	NH ₄ -N	P _{ges.}	PS
Anzahl der Proben	[-]	4	4	(4)	4	4	1
Sedimentierte Proben (Mittelwert)	[g/E/d]	50	25	7,7	5,7	1,1	-
Rohproben (berechnet) ¹¹⁾ (Mittelwert)	[g/E/d]	83	42	8,6	5,7	1,2	-
Schlammanfall ¹¹¹⁾	[g TR/E/d]	-	-	-	-	-	17

¹⁾ NH₄-N/TKN = 0,67

¹¹⁾ Wirkungsgrade: $\eta_{CSB} = 40\%$, $\eta_{BSB5} = 40\%$, $\eta_{TS} = 65\%$, $\eta_{TKN} = 10\%$, $\eta_{P_{ges.}} = 10\%$,

¹¹¹⁾ vgl. Abschnitt 3.3.4

Ein infolge der hydraulischen Verweilzeit (Abbildung 3.14) bestehender Einfluss anaerober Abbauprozesse auf die Bestimmung der Zulauffrachten wurde in Abschnitt 3.4.1 diskutiert. Die Schlammräumung fand quartalsweise statt, so dass bei einer gleichmäßigen Anlagenbelastung von einer mittleren Schlammverweilzeit von 1,5 Monaten auszugehen ist.

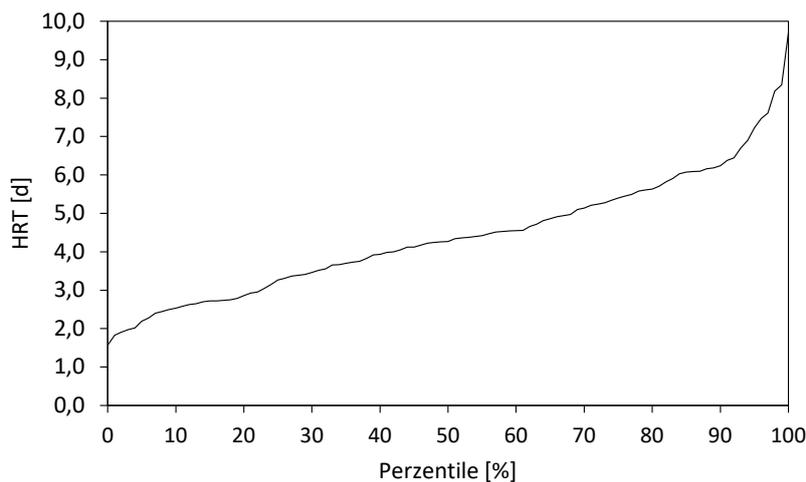


Abbildung 3.14: Hydraulische Verweilzeit in der 1. Kammer der Vorbehandlungsanlage der KA Wiedersberg

3.5 Ermittlung spezifischer Frachten über Ablaufmessungen

3.5.1 Methodenentwicklung am Beispiel von Kleinkläranlagen

Bei der Zulauffrachtberechnung wird vereinfachend angenommen, dass der gelöste CSB im Ablauf der Kläranlagen im Wesentlichen inert ($S_{\text{CSB, inert, AN}}$) vorliegt. Gemäß DWA-A 131 (2016) beträgt das Verhältnis ($f_{\text{AN/ZB}}$) zwischen $S_{\text{CSB, inert, AN}}$ und dem CSB im Zulauf der biologischen Stufe ($C_{\text{CSB, ZB}}$) 0,05 – 0,1 oder, bezogen auf den Rohwasserzulauf ($f_{\text{AN/Z}}$), 0,03 – 0,07. Zur Anwendung des Verfahrens müssen repräsentative Bedingungen bei Belastung und Betrieb der Kläranlage (keine Betriebsstörungen) und während der Probenahme vorliegen sowie Angaben zum Trinkwasserverbrauch und allgemeine Stammdaten (Anzahl der Einwohner, regelmäßige Anwesenheit).

Die zur Methodenentwicklung genutzten Ablaufwerte von 22 Kleinkläranlagen lagen bei i. M. 99 mg $\text{CSB}_{\text{hom.}}/\text{l}$ und 62 mg $\text{CSB}_{\text{mf}}/\text{l}$ (Anhang G – Abbildung G.1). Die Eliminationsleistung erreichte für Anlagen mit nicht belüfteten und nicht umgewälzten Vorklärbecken i. M. 87 % bzw. 89 % für $\text{CSB}_{\text{hom.}}$ und 83 % für CSB_{mf} , bezogen auf den Zulauf zur biologischen Stufe (Anhang G – Abbildung G.2). Für Anlagen mit belüfteten Vorklärbecken wurde kein Wirkungsgrad ermittelt, da die Umwälzung zum überproportionalen Eintrag partikulärer Substanzen in die biologische Stufe führt und damit zu scheinbar hohen Wirkungsgraden für $\text{CSB}_{\text{hom.}}$. Zwischen Feststoffgehalt im Ablauf und partikulärem CSB bestand ein Zusammenhang, der durch hohe $\text{CSB}_{\text{hom.}}$ -Konzentrationen oberhalb von 70 mg/l geprägt wird (Abbildung 3.15). Ein Zusammenhang zwischen beiden Parametern wurde an einzelnen, aber nicht an allen Anlagen nachgewiesen.

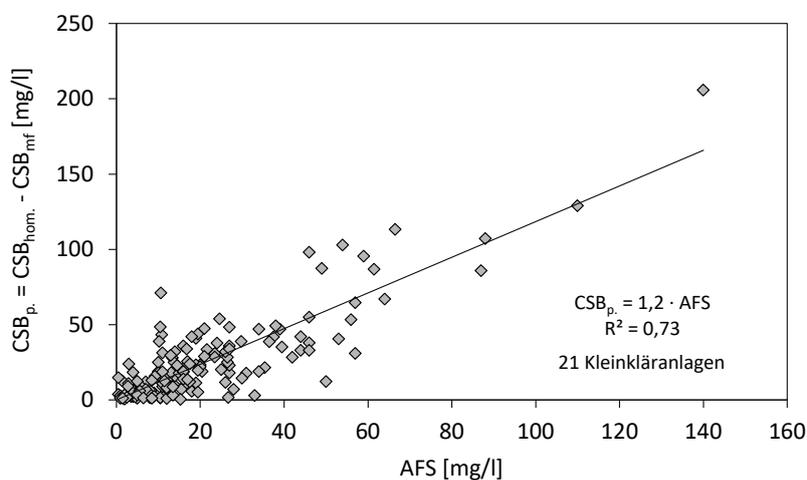


Abbildung 3.15: Korrelation zwischen partikulärem CSB und AFS im Ablauf von Kleinkläranlagen

Durch die unterschiedliche hydraulische Belastung der Anlagen sind die gemessenen Ablaufkonzentrationen nur bedingt für den Betrieb aussagefähig. Niedrige Konzentrationen sind, in Verbindung mit einer hohen hydraulischen Belastung, nicht zwingend ein Zeichen für eine gute Eliminationsleistung (Verdünnungseffekt). Umgekehrt weisen hohe Konzentrationen bei niedrigen Zuflüssen nicht in jedem Fall auf eine mangelhafte Reinigung hin.

Zur vereinfachten Bewertung der Eliminationsleistung ist die Bildung einer auf einen mittleren Zufluss von 80 l/E/d^{35} normierten Vergleichskonzentration sinnvoll. Die Vergleichskonzentration wird für die Bestimmung des gelösten Anteils im Ablauf benötigt, da im Regelfall keine CSB_{mf} -Analysen vorliegen. Je höher der $\text{CSB}_{\text{hom.}}$ im Ablauf ist, desto stärker schwankt das Verhältnis zwischen CSB_{mf} und $\text{CSB}_{\text{hom.}}$ (Abbildung 3.17) und desto unsicherer sind die Berechnung des CSB_{mf} und die Ergebnisse der Zulauffrachtberechnung. Als Maximum wird eine $\text{CSB}_{\text{hom.}}$ -Vergleichskonzentration von 150 mg/l gewählt, zum einen zur Begrenzung des potentiellen Fehlers, zum anderen entspricht dies dem Überwachungswert zur Einhaltung der Mindestanforderungen. Die Bildung der Vergleichskonzentrationen wirkt sich nicht auf den Anstieg der Funktion zwischen $\text{CSB}_{\text{hom.}}$ und CSB_{mf} aus, allerdings verbessert sie deren Bestimmtheitsmaß durch Ausgleich des Schwankungsbereiches deutlich (Abbildung 3.17).

Abhängig von der Vergleichskonzentration variiert der Faktor $f_{\text{AN/Z}}$ ($S_{\text{CSB, inert, AN}} / C_{\text{CSB, Z}}$) zur Berechnung der Zulaufkonzentration aus der CSB_{mf} -Ablaufkonzentration. Auf Grundlage der erzielten Ergebnisse (Abschnitt 3.5.2.1) kann $f_{\text{AN/Z}}$ über eine empirisch ermittelte Funktion (Abbildung 3.18, Grundlage: Datensätze von acht Kleinkläranlagen³⁶) im Bereich von $30 \leq \text{CSB}_{\text{V, hom.}} \leq 150 \text{ mg/l}$ berechnet werden. Die Funktion wurde unter der Maßgabe der geringsten Abweichung zwischen konventionell berechneten Zulauffrachten und über $f_{\text{AN/Z}}$ berechnete Zulauffrachten erstellt. Die Ergebnisse reagieren empfindlich auf Steigung und Konstante der Funktion. Kleine Änderungen wirken sich deutlich auf die Höhe der berechneten Zulauffracht aus. Mit zunehmender Vergleichskonzentration steigt der Einfluss des CSB-Wirkungsgrades auf die Höhe des berechneten inerten Anteils.

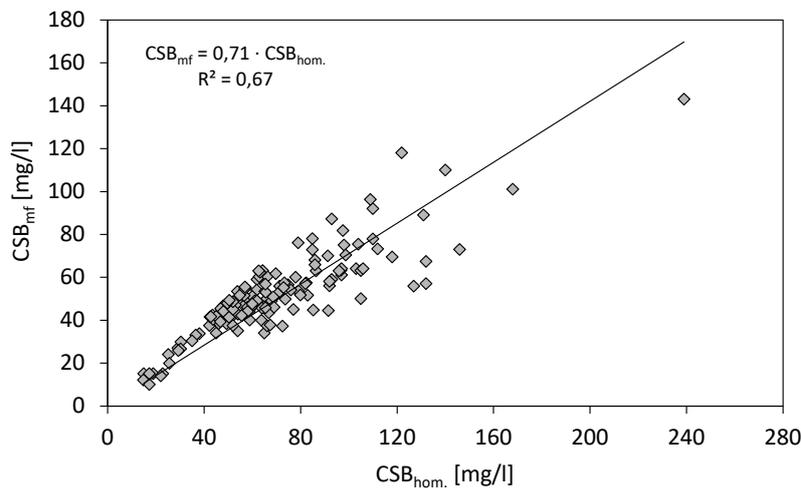


Abbildung 3.16: Korrelation von CSB_{mf} - und $\text{CSB}_{\text{hom.}}$ -Konzentrationen im Ablauf von Kleinkläranlagen

Die Berechnung der Frachten erfolgt auf Grundlage des repräsentativen Wasserverbrauchs. Liegen Daten von 24-h-Mischproben vor, ist zu prüfen, ob diese den Anforderungen entsprechen (Abschnitt 3.4.1). Anhand der Korrelation zwischen Ablauffracht und Ablaufkonzentration kann

³⁵ Als Bezugswert wurde der mittlere spezifische Trinkwasserverbrauch von Kleinkläranlagen gewählt (Abschnitt 2.2.1). Prinzipiell kann auch ein anderer Wert genutzt werden, allerdings sind in dem Fall die im Folgenden zur Berechnung der Zulauffracht genutzten Parameter anzupassen.

³⁶ Acht Kleinkläranlagen mit sechs verschiedenen Verfahren: 2 x VBF (KKA05, KKA18), 2 x KMB (KKA11, KKA19), 1 x SB (KKA15), 1 x FB (KKA16), 1 x BS (KKA08), 1 x STK (KKA12) – vgl. Tabelle C.1

der Einfluss unplausibler Zuflussdaten beurteilt werden. Die damit identifizierbaren Ausreißer (Abbildung 3.19) werden vom weiteren Berechnungsgang ausgeschlossen. Da anlagenspezifische Abweichungen auftreten können (Anhang H – Abbildung H.1), ist es bei entsprechender Datenlage günstiger, anlagenspezifische Korrelationen zu nutzen.

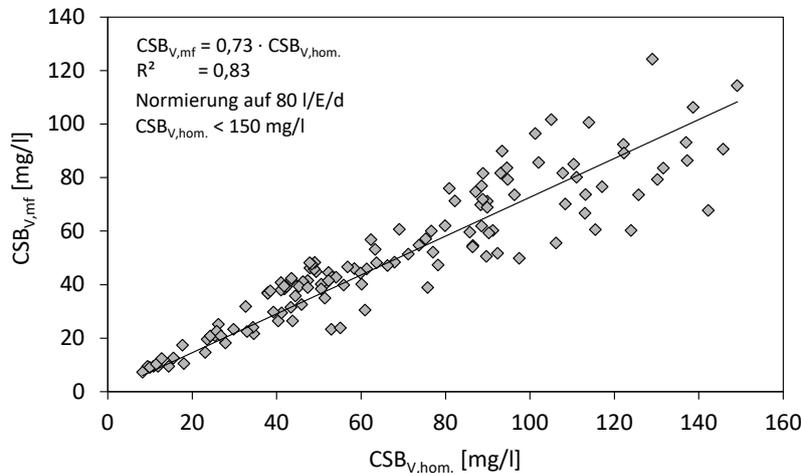


Abbildung 3.17: Korrelation von CSB_{mF}- und CSB_{hom.}-Vergleichskonzentrationen im Ablauf von Kleinkläranlagen

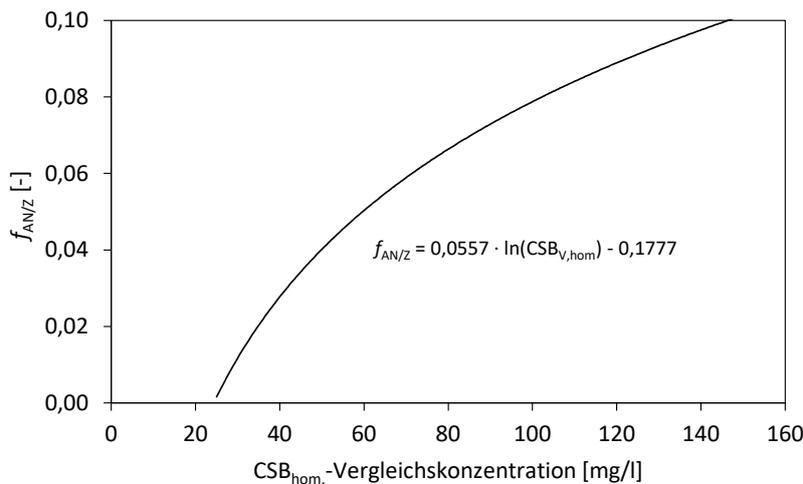


Abbildung 3.18: Abhängigkeit von $f_{AN/Z}$ von der CSB_{hom.}-Vergleichskonzentration

Die Ablaufkonzentrationen funktionierender Kleinkläranlagen folgen weitgehend einer Verdünnungsfunktion. Je mehr Trinkwasser zum Abfluss gelangt, desto geringer ist die Ablaufkonzentration. Vom Trend abweichende Werte weisen darauf hin, dass entweder mehr (Fremdwasser) oder weniger (Export durch Gartenbewässerung u. ä.) Abwasser als nach dem Trinkwasserverbrauch zu erwarten ist, der Kläranlage zugeleitet wurde. Ein ähnliches Verhalten tritt bei Nutzungsänderungen auf. Über- bzw. unterschätzte Zulaufmengen führen zu Fehlern bei der Berechnung der Zulaufmengen. Daher kann die Methode nur dann angewendet werden, wenn entsprechende Daten zur Plausibilitätsprüfung zur Verfügung stehen.

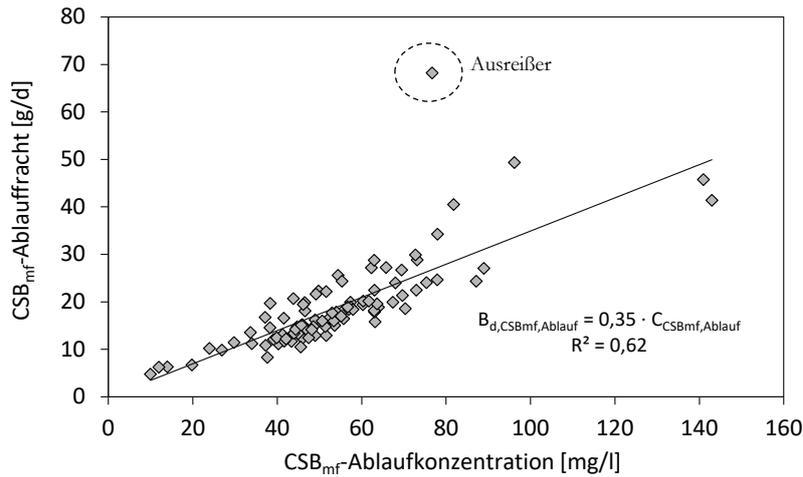


Abbildung 3.19: Identifikation von Ausreißern über die Bestimmung der Verdünnung (allgemeiner Trend)

Zusammengefasst wird die Zulaufwertermittlung nach folgender Vorgehensweise durchgeführt:

1. Erhebung von Bestandsdaten der Anlage (Klärung der hydraulischen Verhältnisse: Auswertung vorhandener Wasserzähler, Beurteilung der Nutzung von Brunnenwasser und möglichem Fremdwasserzutritt sowie 'Trinkwasserexport' durch Gartenbewässerung etc.; Erfassung der gemeldeten und tatsächlich anwesenden Einwohner; Zusammenstellung der Volumen der Verfahrensstufen; Begutachtung des allgemeinen Zustands der Anlage; etc.),
2. Berechnung der $CSB_{\text{hom.}}$ -Vergleichskonzentration ($CSB_{V,\text{hom.}}$) durch Umrechnung der Ablaufkonzentration auf Basis des Verhältnisses aus dem tatsächlichen Wasserverbrauch und dem normierten mittleren Wasserverbrauch von 80 l/E/d,
3. Identifikation von Werten, bei denen die $CSB_{\text{hom.}}$ -Vergleichskonzentration 150 mg/l über- bzw. 30 mg/l unterschreitet. Diese Werte werden in den folgenden Berechnungen nicht berücksichtigt.
4. Ermittlung von $f_{\text{AN/Z}}$ für die Berechnung der Zulauffracht anhand der Vergleichskonzentration nach Abbildung 3.18,
5. Berechnung der CSB_{mf} -Vergleichskonzentration. Liegen keine Daten vor, kann in erster Näherung die Beziehung $CSB_{V,\text{mf}} = 0,7 \cdot CSB_{V,\text{hom.}}$ genutzt werden (Abbildung 3.17).
6. Berechnung der tatsächlichen CSB_{mf} -Konzentration auf Grundlage des $CSB_{V,\text{mf}}$ und dem Verhältnis aus tatsächlichem und normiertem Wasserverbrauch,
7. Berechnung der tatsächlichen CSB_{mf} -Ablauffracht,
8. Plausibilitätsprüfung der Zuflussdaten durch Gegenüberstellung der CSB_{mf} -Ablauffracht mit der CSB_{mf} -Ablaufkonzentration,
9. Berechnung der einwohnerspezifischen Fracht auf Grundlage der tatsächlichen CSB_{mf} -Ablauffracht und $f_{\text{AN/Z}}$,
10. Einschätzung der Plausibilität der ermittelten Frachten durch Abgleich der Daten mit dem Nutzerprofil der Anlage (Bestandsdaten).

3.5.2 Ergebnisse und Validierung

3.5.2.1 Kleinkläranlagen ohne gewerbliche Zuflüsse

Der Vergleich von aus 24-h-Mischproben analytisch ermittelten Zulauffrachten mit im gleichen Zeitraum auf Grundlage der Ablaufwerte berechneten Zulauffrachten ist nur sinnvoll, wenn die Anlage entsprechend der hydraulischen Verweilzeit mehrere Tage gleichmäßig belastet war. Da die Verweilzeit des Abwassers in den untersuchten Anlagen bei i. M. 9 d (Median: 6,5 d, Annahme Schlammfüllung: VKB 50 %, NKB 33 %, Abbildung 3.20) lag, ist es im Regelfall nicht möglich, die aktuelle Zulauffracht zum Zeitpunkt der Probenahme über die Ablauffracht zu berechnen. Unter Zugrundelegung der Verweilzeit ist bei Anlagen mit wechselnden Zulaufbedingungen auch die Entnahme von 24-h-Mischproben aus dem Zu- und Ablauf nur bedingt für die Ermittlung des Wirkungsgrades geeignet. Die direkte Korrelation von Zu- und Ablaufwerten weist auf eine gleichmäßige Belastung hin.

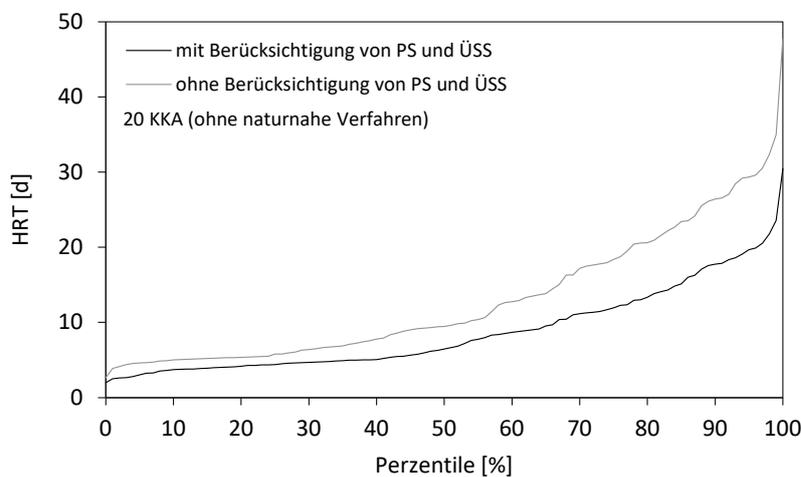


Abbildung 3.20: Hydraulische Verweilzeit in 20 Kleinkläranlagen (Annahme Schlamm Spiegel: VKB 50 %, NKB 33 %)

Für die untersuchten Kleinkläranlagen besteht im Mittel (Anlagenmittelwerte) eine sehr gute Übereinstimmung zwischen berechneter und gemessener Zulauffracht (Abbildung 3.22, Tabelle 3.14). Die Einzelwerte korrelieren aufgrund des HRT-bedingten Zeitversatzes nicht, daher unterscheiden sich auch die Verteilungsfunktionen (Abbildung 3.21).

Im Gesamtmittel ergeben sich Rohfrachten von 83 bzw. 82 g/E/d. Die Abweichung innerhalb der einzelnen Anlagen ist mit Ausnahme von Anlage 15 (25 % Abweichung) gering bis moderat. Für Einzelfälle können sich deutliche Unterschiede ergeben. Die verwendete Funktion $f_{AN/Z}$ kann zwar an Einzelfälle angepasst werden, allerdings führt dies zur negativen Beeinflussung des Gesamtzusammenhangs und steht der Anwendbarkeit im Wege. Solange keine Daten zur Plausibilitätsprüfung vorliegen (vgl. Abschnitt 3.5.1 – Punkt 1 der Kurzdarstellung der Zulaufwertermittlung), hat das Ergebnis daher orientierenden Charakter.

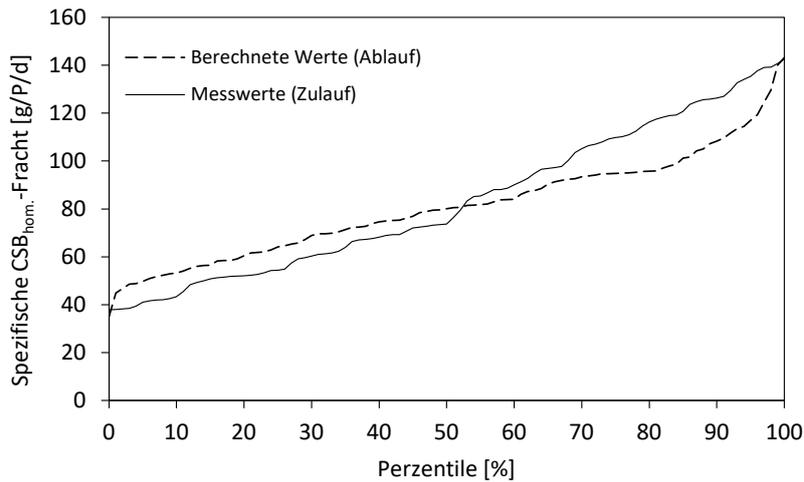


Abbildung 3.21: Über Messungen und über $f_{AN/Z}$ bestimmte Schmutzfrachten (roh) von acht Kleinkläranlagen

Tabelle 3.14: Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Rohfrachten an acht Kleinkläranlagen

Parameter	Einheit	KKA05	KKA08	KKA11	KKA12	KKA15	KKA16	KKA18	KKA19	i. M.	
Ablaufproben	Anz.	[-]	5	10	13	14	18	8	8	10	-
	CSB	[g/E/d]	106	70	68	75	85	82	110	68	83
Zulaufproben ¹⁾	Anz.	[-]	6	9	7	5	5	2	8	14	-
	CSB	[g/E/d]	121	73	60	70	68	75	118	66	82
Abweichung ¹⁾	[%]	+12,6	+4,0	-13,2	-6,3	-25,0	-9,3	+6,7	+2,4	-1,3	

¹⁾ Berechnung der Rohfrachten auf Grundlage der einwohnerspezifischen Frachten nach Sedimentation (Annahme Wirkungsgrad: 40 %)

¹⁾ Messwerte im Vergleich zu berechneten Werten

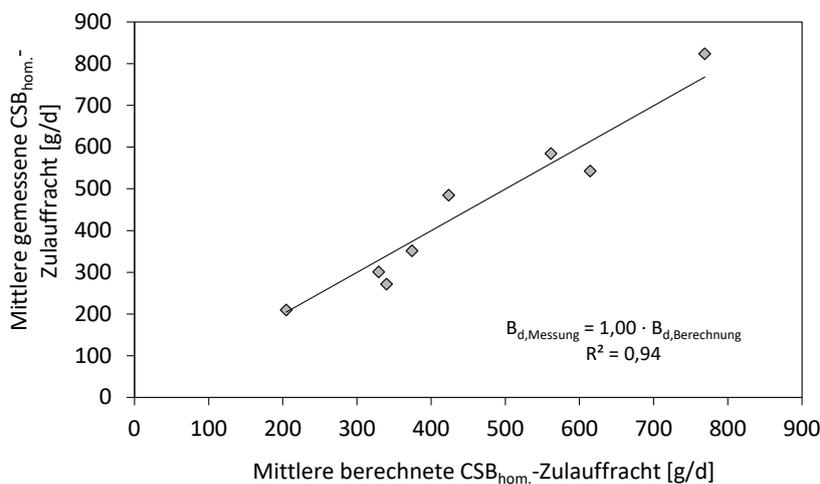


Abbildung 3.22: Korrelation zwischen berechneten ($f_{AN/Z}$) und gemessenen mittleren $CSB_{hom.}$ -Zulauffrachten von acht Kleinkläranlagen

3.5.2.2 Freizeiteinrichtungen – KA Kanuheim Lübbenau

Die Korrelation zwischen CSB_{mf} -Ablaufkonzentrationen und -frachten streut stark (Abbildung 3.23). Die fluktuierende Abwasserbeschaffenheit durch wechselnde Nutzer und die damit einhergehenden Belastungsänderungen führen dazu, dass sich keine auswertbare Funktion zwischen beiden Parametern abbilden lässt. Es ist naheliegend, dass Zusammenhänge zwischen Ablauffracht und Konzentration vorwiegend an gleichmäßig belasteten Anlagen nachweisbar sind.

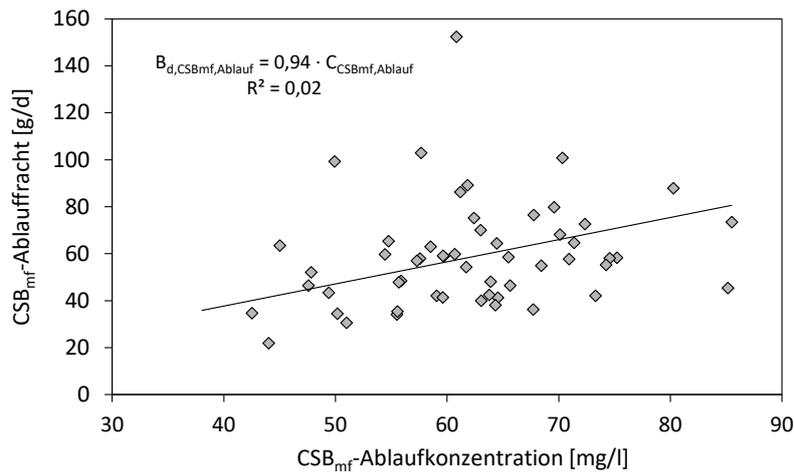


Abbildung 3.23: Nicht nachweisbarer Zusammenhang von CSB_{mf} -Ablaufkonzentrationen und -frachten an der KA Kanuheim Lübbenau

Sind Daten zu Trinkwasserverbrauch und Abwasseranfall verfügbar, können Einflüsse durch Fremdwasser (Niederschlag) oder 'Wasserexport' minimiert werden, indem entsprechende Datensätze eliminiert werden. Als Ausschlusskriterium wurde eine 25-%ige Abweichung zwischen Trinkwasserverbrauch und Abwasseranfall (Ausschluss von 17 Datensätzen) gewählt, die aber keine Verbesserung der Korrelation ergab. Insofern ist die Gegenüberstellung von Ablauffracht und Ablaufkonzentration zur Identifikation von Ausreißern an der KA Kanuheim Lübbenau nicht geeignet. Für die Zulauftrachtberechnung über $f_{AN/Z}$ wurden die vor-Ort gemessenen CSB_{mf} -Ablaufkonzentrationen genutzt. Die $CSB_{hom.}$ -Vergleichskonzentrationen sind aufgrund des geringen Wasserverbrauchs (i. M. 58 l/E/d) niedriger als die Messwerte, erfüllen aber die Bedingung $30 < CSB_{V,hom.} < 150$ mg/l (Abbildung 3.24).

Die berechnete mittlere $CSB_{hom.}$ -Zulauftracht liegt mit 86 ± 34 g/E/d zu rd. 30 % über den auf Grundlage der Zulaufmessungen ermittelten einwohnerspezifischen Frachten (Abschnitt 3.4.3). Die mit $f_{AN/Z}$ berechneten Schmutzfrachten liegen in allen Fällen über den konventionell ermittelten Schmutzfrachten (Abbildung 3.25).

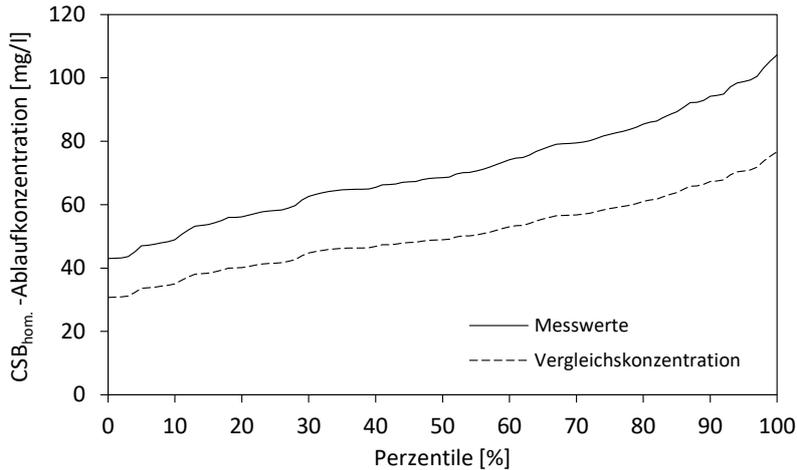


Abbildung 3.24: Gemessene CSB_{hom.}-Ablaufkonzentrationen und berechnete CSB_{hom.}-Vergleichskonzentrationen der KA Kanuheim Lübbenau

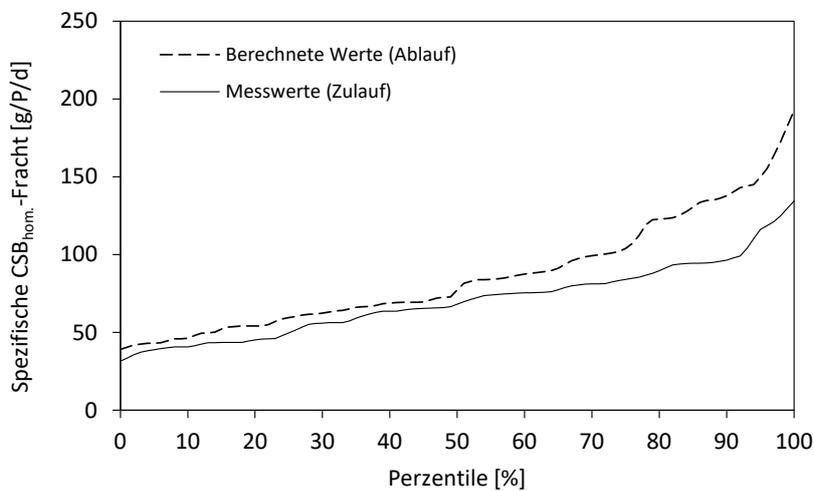


Abbildung 3.25: Über Zulaufmessungen bestimmte und über $f_{AN/Z}$ berechnete spezifische Schmutzfrachten (roh) des Kanuheims Lübbenau

Aufgrund des fehlenden Zusammenhangs zwischen den Ergebnissen beider Methoden (konventionell, $f_{AN/Z}$), ist von einer ungleichmäßigen Belastung auszugehen. Inwieweit die Berechnung über $f_{AN/Z}$ für Anwendungsfälle mit fluktuierender Belastung geeignet ist, kann aufgrund fehlender Vergleichsdaten von Anlagen mit ähnlichem Belastungsspektrum nicht beantwortet werden. Da die Funktion zur Berechnung der Zulauf- und Ablauffracht auf Grundlage häuslichen Abwassers erstellt wurde, ist die Übertragbarkeit auf Anlagen mit davon abweichender Charakteristik eingeschränkt. Prinzipiell ist das Abwasser aus dem Kanuheim mit häuslichem Abwasser vergleichbar, allerdings fehlt ein Teil des in Haushalten entstehenden Grauwassers (z. B. Waschmaschinenabwasser) oder es fällt in geänderten Ausmaß an (Spülwasser). Die Übertragung der Funktion zur Berechnung der Zulauf- und Ablauffracht aus häuslichem Abwasser auf Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen führt damit zwangsläufig zu Abweichungen im Vergleich zu den gemessenen Zulauf- und Ablauffrachten.

3.5.2.3 Kleine Kläranlagen – KA Wiedersberg

Von der KA Wiedersberg standen im Zeitraum 01/2010 – 04/2014 insgesamt 56 Ablaufproben (30 ± 11 mg CSB_{hom./l}) zur Verfügung. Der gelöste CSB im Ablauf wurde als 90 %-Wert³⁷ des rohen CSB berechnet. Aufgrund hydraulischer Probleme beim Betrieb der Anlage wurde ein Teil der Daten verworfen, da bei Zuflüssen von mehr als 10 m³/d gereinigtes Abwasser vor der Ablaufmessung aus der zweiten Stufe des Pflanzenbeetes in die nachgeschalteten Abwasserteiche entlastet wurde. Die Korrelation zwischen Ablauffracht und Ablaufkonzentration liefert in Verbindung mit Aufzeichnungen im Betriebstagebuch ein dafür eindeutiges Indiz (Abbildung 3.26).

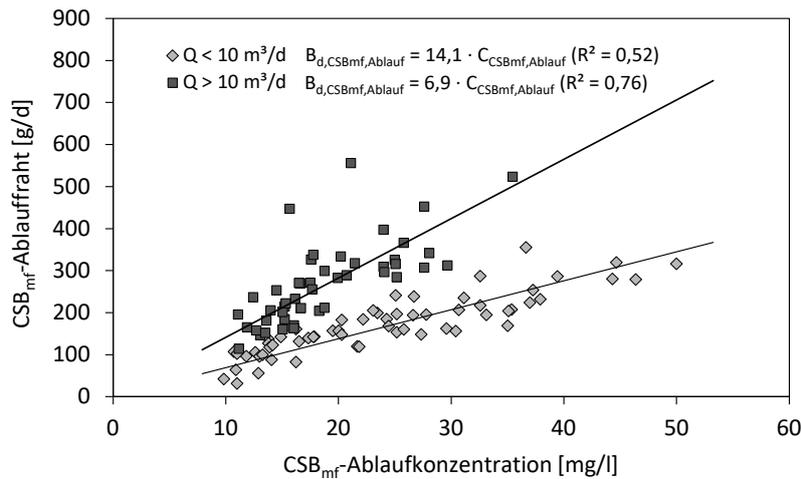


Abbildung 3.26: Änderung der Korrelation zwischen CSB_{mf}-Ablaufkonzentration und -fracht an der KA Wiedersberg, abhängig vom Zufluss (01/2005 – 04/2014, CSB_{mf}-Konzentrationen und Frachten berechnet)

Weitere Werte wurden zur Erfüllung der Bedingung $30 < \text{CSB}_{V,\text{hom.}} < 150$ mg/l ausgeschlossen (Abbildung 3.27). Aufgrund der niedrigen Ablaufkonzentrationen ist der Anteil dieser Werte hoch. Auf Grundlage von 15 nutzbaren Ablaufwerten ergibt sich in guter Übereinstimmung zu den Zulaufstichproben³⁸ eine Zulauffracht von 84 g/E/d (Abbildung 3.28). Da vglw. wenige Zulaufproben zur Verifizierung der berechneten Werte zur Verfügung standen, wurde der Anschlussgrad zusätzlich auf Grundlage des Primärschlammanfalls ermittelt (vgl. Abschnitt 3.3.4).

Mit einem Schlammanfall von 17 g TR/E/d bei 123 gemeldeten EW ergeben sich ausgehend von theoretisch 28 g TR/E/d [DWA-M 368, 2014] 75 EW, die rd. 15 % unter dem anhand des CSB ermittelten Wertes von 86 EW₁₂₀ liegen. Unter Berücksichtigung der Fehler bei der Quantifizierung des Primärschlammanfalls (Probenahme, Verteilung des Schlammes in der Grube) ist die Abweichung akzeptabel. Bei Übertragung der in DIN-SPEC 4261-6 (2011) angegebenen spezifischen TS-Fracht im Zulauf von Kleinkläranlagen (37 g TS/E/d) auf die KA Wiedersberg ergibt sich bei einem angenommenen TS-Rückhalt von 65 % (HRT > 2 h) ein Anschlussgrad von 85 EW.

³⁷ Mittelwert aus den CSB_{mf}/CSB_{hom.}-Verhältnissen (Anlagenmittelwerte) von 4 Vertikalbodenfiltern

³⁸ Zulaufproben: 83 g CSB_{hom./E/d} (Probenahme aus dem Überstand der 1. Kammer der Vorklärung, Annahme CSB_{hom.}-Wirkungsgrad: 40 %, vgl. Abschnitt 3.4.5)

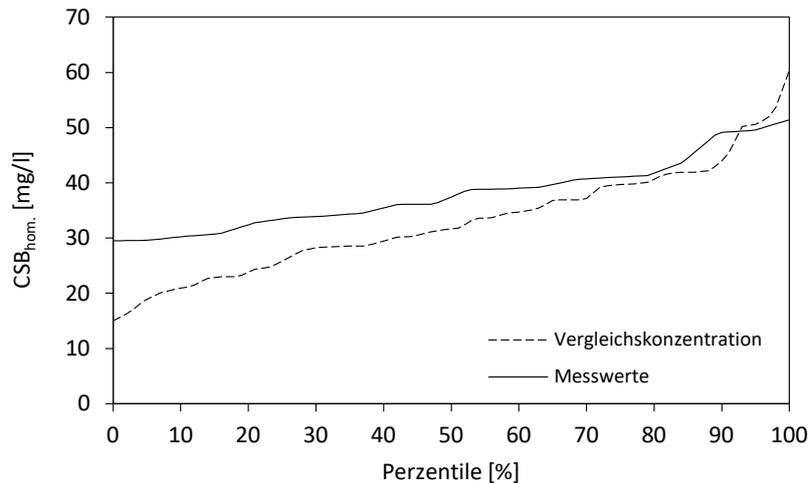


Abbildung 3.27: Gemessene CSB_{hom.}-Ablaufkonzentrationen und CSB_{hom.}-Vergleichskonzentrationen der KA Wiedersberg (01/2010 – 04/2014)

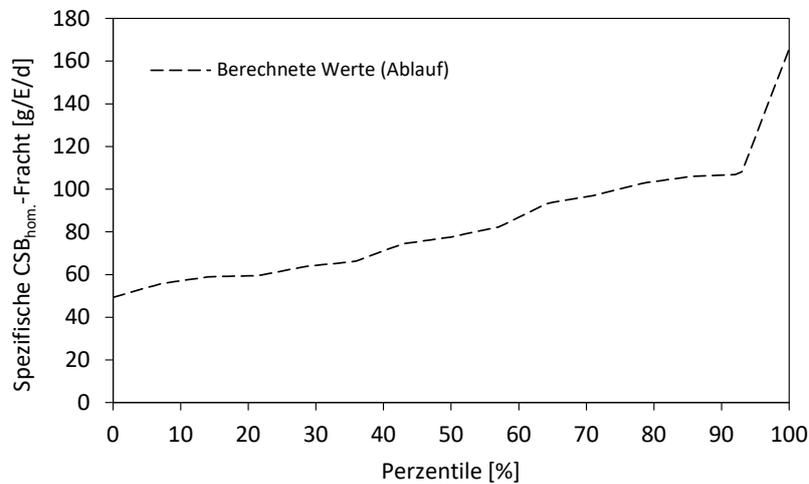


Abbildung 3.28: Über $f_{AN/Z}$ berechnete spezifische Schmutzfrachten (roh) der KA Wiedersberg (über Zulaufmessungen bestimmte Frachten sind aufgrund zu geringer Anzahl nicht dargestellt)

In der Praxis wird die Validierung auf Grundlage des Schlammanfalls durch dessen fehlende volumetrische Erfassung erschwert. Darüber hinaus ist die Entnahme von repräsentativen Schlammproben schwierig. In Wiedersberg lagen günstige Umstände vor, da die Vorklärung regelmäßig entleert und gereinigt wird, so dass definierte Ausgangsbedingungen vorlagen und anaerobe Abbauprozesse durch häufige Entleerungszyklen (4 x pro Jahr, vgl. Abschnitt 3.3.4) gemindert wurden.

3.5.3 Methodenkritik

Prinzipiell kann für häusliches Abwasser und für Abwasser aus nicht fremdwasserbeeinflussten Kleinen Kläranlagen die Zulauffracht aus den Ablaufkonzentrationen unter Einhaltung der folgenden Randbedingungen berechnet werden:

- Das Verhältnis von $CSB_{mf}/CSB_{hom.}$ liegt bei 0,7. Bei Anlagen mit geringen Feststoffanteilen im Ablauf oder feststofffreiem Ablauf kann das Verhältnis entsprechend korrigiert werden. Sind Messwerte verfügbar, sollten diese genutzt werden.
- Die Vergleichskonzentration im Ablauf liegt im Bereich von $30 \leq CSB_{V,hom.} \leq 150$ mg/l.
- Es sind zeitlich aufgelöste Angaben zum Trinkwasserverbrauch oder zum Abwasseranfall verfügbar.
- Es liegen klare hydraulische Verhältnisse vor.
- Es liegen repräsentative Betriebsbedingungen ('Normalbetrieb') ohne Betriebsstörungen vor.
- Es traten keine erheblichen Fehler bei Probenahme und Analytik auf.

Im Vergleich zur konventionellen Zulauffrachtberechnung können im Mittel gleiche Ergebnisse erzielt werden. Für einzelne Anlagen wurden größere Abweichungen von bis zu 25 % festgestellt. Die Ursache dafür liegt in der empirisch erstellten Funktion zur Ermittlung des Verhältnisses zwischen gelöstem CSB im Ablauf und $CSB_{hom.}$ im Zulauf. Die Ergebnisse sind daher auf ihre Plausibilität zu prüfen. Im Resultat ergibt sich das Belastungsbild aus der Kombination verschiedener Ansätze, deren Ergebnisse gegeneinander abzuwägen sind (vorhandene Zulauf- und Ablaufwerte, ggf. verfügbare Schlammproben, gemeldete Einwohner, allgemeiner Zustand der Anlage). Lässt sich aus den ermittelten Informationen kein eindeutiges Ergebnis ableiten, kann eine endgültige Bewertung nur über die Messung der Zulauffrachten erfolgen.

Die Methode ist zur Berechnung der mittleren Zulauffrachten geeignet, vorausgesetzt, es liegen repräsentative Betriebs- und Belastungsbedingungen vor. Bei sehr niedrigen Ablaufkonzentrationen ($CSB_{hom.}$ -Vergleichskonzentration ≤ 30 mg/l) kann das Verfahren nicht angewendet werden, da die genutzte Funktion in diesen Fällen zu einer starken Überschätzung der berechneten Zulauffrachten führt. Für Anlagen mit dauerhaft sehr niedrigen Ablaufwerten stellt das Verfahren daher keine Alternative zur konventionellen Zulauffrachtermittlung durch Messungen dar. Dagegen können Einflüsse auf die Zulauffrachtermittlung aus Rückläufen (z. B. Rezirkulation bei Tropfkörpern) oder aus der gezielten Belüftung oder Umwälzung von Vorklärbecken ausgeschlossen werden.

Bei Bodenfilteranlagen führen Niederschläge zur Verdünnung der Ablaufkonzentrationen³⁹. Je niedriger der Abwasseranfall ist und je höher die Niederschlagsmenge und die Beetoberfläche sind, desto höher ist der Niederschlagseinfluss. Fremdwasserbeeinflusste Proben können über die Überprüfung der Korrelation zwischen Ablauffracht und Ablaufkonzentration identifiziert werden. Unabhängig vom Anlagentyp sollte für die Plausibilitätsprüfung (Fracht – Konzentration) eine Mindestanzahl von 5 Werten nicht unterschritten werden.

Je mehr Analysen zur Verfügung stehen, desto besser kann eingeschätzt werden, ob die ermittelten Frachten plausibel sind oder ob sie einmalige Ereignisse darstellen, die offensichtlich nicht dem Regelbetrieb der Anlage zuzuordnen, sondern auf Einzelereignissen zurückzuführen sind.

Der direkte Vergleich zwischen aus Zulauf- und Ablaufmessungen berechneten Zulauffrachten ist nicht immer möglich, da die Zulauffrachten die aktuelle Belastung, die Ablauffrachten die vergangene Belastung repräsentieren. Werden ähnliche Ergebnisse erzielt, ist dies ein Indiz für das Vorliegen vergleichbarer Bedingungen. Grundsätzlich kann für jede Kläranlage eine an die Vor-Ort-Verhältnisse angepasste, anlagenspezifische Funktion zur Berechnung des Zulauf-CSB aus dem Ablauf-CSB erstellt werden, wenn über einen längeren Zeitraum entsprechende Daten vorliegen.

Die Qualität der Ablaufanalysen ist ebenso wie die der Zulaufanalysen von der Probenahme abhängig. Fehler wirken sich direkt auf die berechneten Frachten aus. Plausibilitätskontrollen können durchgeführt werden, wenn entsprechende Vergleichsparameter vorliegen, insbesondere Angaben zum TS-Gehalt im Zu- und Ablauf.

Ein Aspekt, der die Anwendung bei Kleinkläranlagen gegenwärtig einschränkt, ist das Fehlen von zeitlich aufgelösten Daten zum Trinkwasserverbrauch. Ein Jahresmittelwert ist zur Berechnung jeglicher Art von Frachten nicht sinnvoll. Daher sollte bei der Wartung mindestens der Trinkwasserverbrauch erfasst werden; günstiger wären Monats- bis 2-Monatswerte. Darüber hinaus wäre es sinnvoll, anstelle des BSB₅ den CSB_{mf} zur Einschätzung des Betriebszustandes und für die Zulauffrachtermittlung in die Betriebsanalytik aufzunehmen.

Bei von häuslichem Abwasser abweichender Abwasserbeschaffenheit, insbesondere bei Fremdenverkehrseinrichtungen oder anderen gewerblichen Anlagen und bei fluktuierender Zulaufbeschaffenheit, sinkt die Zuverlässigkeit der ermittelten Frachten, da die Funktion zur Ermittlung von $f_{AN/Z}$ aus häuslichen Abwasserverhältnissen abgeleitet wurde. Daher ist die konventionelle Zulauffrachtermittlung über die Probenahme aus dem Zulauf von Vergleichsobjekten gegenwärtig das Mittel der Wahl. Bei der Auswahl der Referenzobjekte sind neben der Betriebsart (z. B. Campingplatz), Komfort und Ausstattung (Küchenbetrieb etc.) sowie Lage (dünn besiedelte Gebiete, städtische Gebiete, Gebirgsregionen) und der Zugang von Tagesgästen, bspw. an Badegewässern,

³⁹ Beispiel:

Ausgangsdaten: CSB_{n.VK} = 80 g/E/d, 6 EW, A_{BF} = 24 m², w_{s,d} = 150 l/E/d, Q_d = 900 l/d, η_{CSB} = 90 %

Als Niederschlagsmengen dienen die auf der KA Kanuheim Lübbenau (Abschnitt 4.3.2) im Zeitraum 2010 – 2013 gemessenen Werte: Minimum: 0,1 mm, Maximum: 50 mm, Median: 4,0 mm, 85%-Perzentil: 10 mm, Mittelwert: 6,4 mm.

Ohne Niederschlagseinfluss ergibt sich eine CSB-Ablaufkonzentration von 53 mg/l. Unter Niederschlagseinfluss verringert sich die Ablaufkonzentration um max. 57 %, i. M. um 15 % sowie für den Median um 10 % und für das 85%-Perzentil um 21 %.

zu berücksichtigen. Wasserspararmaturen wirken sich zwar nicht auf die spezifischen Frachten aus, allerdings auf die zu erwartende hydraulische Belastung sowie die Abwasserkonzentrationen und damit auf den erforderlichen Wirkungsgrad der Kläranlage.

3.6 Schlussfolgerungen

Die mittleren spezifischen $CSB_{\text{hom.}}$ -, BSB_5 - und Feststofffrachten sind im Kleinkläranlagenbereich und in den untersuchten Fremdenverkehrseinrichtungen geringer, die Stickstofffrachten höher als im kommunalen Abwasser (Tabelle 3.15). Die an Kleinkläranlagen bestimmten mittleren $CSB_{\text{hom.}}$ - und BSB_5 -Frachten entsprechen etwa 85 % der mittleren kommunalen Frachten bzw. 70 % der kommunalen 85-%-Bemessungsperzentile. Die organische Belastung aus Fremdenverkehrseinrichtungen mit einfacher sanitärer Ausstattung liegt bei 50 – 65 % der mittleren kommunalen Belastung. Die Daten für das Kanuheim Lübbenau wurden in einem Zeitraum von vier Jahren erhoben und können für Unterkünfte mit ähnlicher Lage, Ausrichtung und sanitärer Ausstattung genutzt werden.

Tabelle 3.15: Gegenüberstellung mittlerer spezifischer Frachten aus kommunalem und häuslichem Abwasser mit Abwasser aus ausgewählten Fremdenverkehrseinrichtungen

Parameter	Einheit	$CSB_{\text{hom.}}$	BSB_5	TKN	$NH_4\text{-N}$	$P_{\text{ges.}}$	AFS
Kommunales Abwasser ^{I)}	[g/E/d]	120	60	11 ^{III)}	7,4	1,8	70
Kommunales Abwasser ^{II)}	[g/E/d]	102	51	9,4 ^{III)}	6,3	1,5	60
Kleinkläranlagen ^{IV)}	[g/E/d]	85	42	11 ^{III)}	7,2	1,8	37
Zeltplatz Lübbenau ^{V)}	[g/P/d]	52	22	10	7,3	0,9	20
Kanuheim Lübbenau ^{VI)}	[g/P/d]	68	36	11	8,5	1,1	25

^{I)} bei Ansatz der im ATV-DVWK-A 198 als 85-%-Perzentile definierten Einwohnerwerte als Mittelwerte

^{II)} bei definitionsgemäßer Anwendung der Einwohnerwerte, berechnet aus den 85-%-Perzentilen des ATV-DVWK-A 198 mit einem Verhältnis zwischen Mittelwert zu 85-%-Perzentile von 0,85

^{III)} $NH_4\text{-N}/TKN = 0,67$

^{IV)} vgl. Tabelle 3.11

^{V)} vgl. Tabelle 3.5

^{VI)} vgl. Tabelle 3.10

Die Berechnung der spezifischen TKN-Frachten für Kleinkläranlagen erfolgte auf Grundlage der $NH_4\text{-N}$ -Frachten und eines $NH_4\text{-N}/TKN$ -Verhältnisses von 0,67. Die in der Literatur angegebenen $NH_4\text{-N}/TKN$ -Verhältnisse liegen im Bereich von 0,5 – 0,8⁴⁰. Der Mittelwert der ausgewerteten Quellen ergibt 0,67, was dem erfahrungsgemäß auftretenden Verhältnis im Zulauf von Kläranlagen entspricht [KOPPE UND STOZEK, 1999; BARJENBRUCH, 2015]. Der tatsächliche $NH_4\text{-N}$ -Anteil ist von der Hydrolyse des organischen Stickstoffs abhängig. Lange Fließzeiten im Kanalnetz und lange Verweilzeiten in Vorbehandlungsanlagen (Kleinkläranlagen) führen tendenziell zu höheren $NH_4\text{-N}/TKN$ -Verhältnissen. Abweichungen vom angenommenen Verhältnis ergeben geringere ($NH_4\text{-N}/TKN > 0,67$, weitergehende Hydrolyse) oder höhere spezifische Frachten ($NH_4\text{-N}/TKN < 0,67$, geringere Hydrolyse). Der Einfluss der Ammoniakausgasung auf die ermittelten

⁴⁰ $NH_4\text{-N}/TKN$ -Verhältnisse in rohem kommunalem Abwasser:

0,5	... KOLLATSCH UND GOWASCH, 1982
0,6	... MATSCHÉ, 1974
0,5 – 0,8	... NEUMANN UND GORSLER, 1982
0,6 – 0,8	... EKAMA UND MARAIS, 1984
0,66	... DULEKGURGEN ET AL., 2006
0,67	... KOPPE UND STOZEK, 1999; BARJENBRUCH, 2015
0,68	... VAN NIEUWENHUIJZEN ET AL., 2004
0,71	... ANDERSON ET AL., 2001
0,75	... RÖSSLE UND PRETORIUS, 2001; HENZE UND COMEAU, 2008

Werte kann im kommunalen/häuslichen Abwasserbereich aufgrund der vorliegenden pH-Werte dagegen weitgehend ausgeschlossen werden [KOPPE UND STOZEK, 1999].

In Anbetracht der physiologisch bedingten N- und P-Frachten (vgl. Abschnitt 2.2.2, Tabelle 2.10) ist die Höhe der sich aus den kommunalen bemessungsrelevanten 85-%-Perzentilen ergebenden Mittelwerte diskussionswürdig. Allerdings wurden die spezifischen Stickstofffrachten, ebenso wie die spezifischen BSB₅-Frachten von IMHOFF, vor Erscheinen des ATV-A 131 bzw. des ATV-DVWK-A 131 als Mittelwerte⁴¹ bzw. Tagesfrachten angegeben. Die Anzahl der untersuchten Kleinkläranlagen ist für die Ableitung verallgemeinerbarer Aussagen zu klein.

Unter Zugrundelegung der geltenden Einwohnerwerte sind die Verhältnisse von CSB_{hom.}- und BSB₅- zu N- und P-Frachten bei Kleinen- und Kleinkläranlagen zugunsten der Nährstoffe verschoben. Die Diskrepanzen zwischen Definition und Anwendung von Einwohnerwerten und einwohnerspezifischen Frachten lassen keine eindeutige Quantifizierung der Frachten zu, unterstreichen aber die Notwendigkeit einer Neubewertung der Einwohnerwerte.

⁴¹ Spezifische Stickstofffrachten in rohem kommunalem Abwasser:

10 g N/E/d	... MATSCHÉ, 1974; ANDREOTTOLA, 1994
12 g N/E/d	... MUDRACK, 1973; ERMEL, 1983
13 g N/E/d	... KOLLATSCH UND GOWASCH, 1982
13,5 g N/E/d	... KOPPE UND STOZEK, 1999
9 – 13 g N/E/d	... BAHRE, 1989

4 Behandlungsmöglichkeiten für saisonal anfallende Abwässer

4.1 Verfahrensgrundsätze

Zur Behandlung saisonal anfallender Abwässer aus Freizeit- und Ferieneinrichtungen werden sowohl technische [SCHREFF, 2001; WETT ET AL., 2006; ALBOLD UND CORDT, 2009; FRÖHLICH, 2011], als auch naturnahe [VESTNER UND GÜNTHERT, 1999; MASI ET AL., 2007] Verfahren eingesetzt. Die Entscheidung zugunsten eines bestimmten Verfahrens ist vom Einzelfall und den damit verbundenen Randbedingungen abhängig (u. a. Abwasseranfall, Abwasserfracht, Stromversorgung, Platzbedarf, Reinigungsanforderungen, klimatische Bedingungen). In diesem Zusammenhang sind zum einen Belastungsdynamik und mehrmonatige Belastungspausen zu berücksichtigen, zum anderen die zu Saisonbeginn für den Einfahrbetrieb zur Verfügung stehende Zeit [SCHÄFER, 1985; SCHREFF, 2001]. Die an die Abwasserbehandlung gestellten Anforderungen sind unabhängig vom Betriebszustand der Anlage einzuhalten.

Freizeiteinrichtungen sind witterungs- und zeitabhängig unterschiedlich frequentiert, z. T. sind sie auch in der Saison nicht belegt. Moderate Betriebsunterbrechungen führen bei Wiederinbetriebnahme technischer Systeme nicht grundsätzlich zum vollständigen Einbruch der Reinigungsleistung, auch wenn kurzzeitige Überschreitungen der Überwachungswerte möglich sind, längere Betriebsunterbrechungen erfordern einen erneuten Einfahrbetrieb [KEGEBEIN ET AL., 2007]. Pflanzenkläranlagen können das Mittel der Wahl darstellen, allerdings ist ihrem Einsatz aufgrund des Platzbedarfs und bei ungünstigen klimatischen Bedingungen, bspw. in Gebirgsregionen, Grenzen gesetzt [INGERLE, 1998; SCHREFF, 2001; WETT ET AL., 2006].

Bei ganzjährig belasteten Anlagen, bei denen in der Sommersaison eine zusätzliche Belastung zur Grundlast hinzukommt, ist die Integration teilbiologisch wirksamer anaerober Vorbehandlungsanlagen denkbar. Mit Anstieg der Temperaturen in der warmen Jahreszeit werden durch Einsetzen anaerober Prozesse Leistungsreserven zur Kompensierung der gesteigerten Fracht aktiviert. Da bei höheren Temperaturen die Reaktionsgeschwindigkeit biologischer Umsatzprozesse in nachgeschalteten aeroben Stufen ebenfalls beschleunigt ist, kann die Kombination aus anaeroben und aeroben Stufen eine effiziente Lösung zur Behandlung moderater Überlastzustände darstellen, ohne dass eine Auslegung der aeroben Stufe auf die Saisonbelastung erfolgt. Allerdings ist der Temperatureinfluss für die Elimination der Kohlenstoffverbindungen bei schwach belasteten aeroben Systemen von untergeordneter Bedeutung für das Reinigungsergebnis [WUHRMANN, 1964]. Mit zunehmender Schlammbelastung wird der Temperatureinfluss zwar stärker [WUHRMANN, 1964], er wird aber nur in hochbelasteten Anlagen relevant. Damit kommen für die technische Umsetzung zweistufige Verfahren mit Hochlaststufe und nachgeschalteter Schwachlaststufe zur Rest-CSB-Elimination infrage.

Aufgrund ihrer großen internen Pufferkapazität besteht beim Einsatz von Bodenfiltern bei ausschließlich saisonal belasteten Anlagen die Möglichkeit (vgl. Abschnitt 4.3.1) der kalkulierten Überlastung in der Saison. Dadurch werden das Biofilmwachstum verstärkt und organische Substanzen

in den Filterkörper eingelagert. Der Abbau der eingelagerten Substanzen wird auf belastungsfreie Zeiträume verlagert. Durch die damit außerhalb der Belastungsphase stattfindende Regenerierung wird die Durchlässigkeit des Filterkörpers wieder hergestellt. Diese Annahme basiert auf publizierten Erkenntnissen zum Einfluss von Beschickungspausen auf den Betrieb von Bodenfiltern (vgl. FEHRE ET AL., 2003; LFU ST, 2005). Bei technischen Systemen besteht die Möglichkeit zur Lastverschiebung über mehrere Monate nicht. Entsprechende Anlagen müssen auf die Saisonbelastung ausgelegt werden, während bei Bodenfilteranlagen die Zwischenspeicherung der eingelagerten Fracht mit aufgeschobener Mineralisierung bemessungstechnisch ausgenutzt werden kann. Damit ist bei saisonal belasteten Bodenfilteranlagen, im Gegensatz zu technischen Systemen, eine Abminderung des Behandlungsvolumens bzw. der -fläche unter bestimmten Randbedingungen möglich.

Im Folgenden werden Bemessung, Leistungsfähigkeit und Betriebssicherheit von Anlagen zur Behandlung saisonal anfallender Abwässer für folgende Fälle diskutiert:

1. Untersuchung der Aktivierung von Leistungsreserven durch anaeroben Vorabbau am Beispiel eines Anaerobic Baffled Reactors zur Kommunalabwasserbehandlung im technischen Maßstab (Abschnitt 4.2),
2. Untersuchung der Leistungsfähigkeit einer klein bemessenen Bodenfilteranlage zur Behandlung des Abwassers aus einer Freizeiteinrichtung – Fallbeispiel Kanuheim Lübbenau (Abschnitt 4.3),
3. Variantenvergleich für die Nachbemessung der Kläranlage Kanuheim Lübbenau (Abschnitt 4.4).

4.2 Erhöhung der Behandlungskapazität von Kläranlagen durch anaerobe Vorbehandlung unter gemäßigten Klimabedingungen

4.2.1 In Deutschland eingesetzte Verfahren

Anaerobe Verfahren zur Abwasservorbehandlung haben gegenüber technischen aeroben Verfahren den Vorteil, dass für die Reduzierung der Abwasserbelastung eine wesentlich geringere elektrische Energiezuführung erforderlich ist. Da anaerobe Verfahren unter gemäßigten Bedingungen nur eine teilbiologische Wirkung haben und nicht wesentlich zur Elimination von Stickstoffverbindungen beitragen, ist im Regelfall die Nachschaltung einer aeroben Stufe notwendig.

In Deutschland sind anaerobe Verfahren wie Emscherbrunnen und Ausfaulgruben (durchflossene Abwasserfaulräume, Septic Tanks) seit Beginn des 20. Jahrhunderts zur zentralen und dezentralen Abwasserbehandlung eingesetzt worden [THUMM, 1913; TESCHNER, 1931; FRIES, 1934; WELDERT, 1934; DUNBAR, 1954]. Während sich Emscherbrunnen gegenüber durchflossenen Faulräumen im zentralen Bereich durchsetzten, blieb der Einsatz der Faulräume relativ früh auf den Bereich der Hauskläranlagen begrenzt [IMHOFF, 1926].

Gegenwärtig werden Faulgruben und Emscherbrunnen als Vorbehandlungsanlagen für naturnahe Verfahren im In-⁴² und Ausland [PUIGAGUT ET AL., 2007; ÁLVAREZ ET AL., 2008; HUDCOVÁ ET AL., 2013; DE MIGUEL ET AL., 2014] genutzt. Außerhalb dieses Anwendungsbereiches werden noch bestehende Emscherbrunnen nicht in jedem Fall saniert, sondern stillgelegt⁴³ oder umgenutzt⁴⁴. Das Regelwerk ist dieser Entwicklung gefolgt. Für die Bemessung von Faulgruben steht mit der DIN 4261-1 ausschließlich eine Grundlage für Kleinkläranlagen zur Verfügung. Für Emscherbrunnen im Anwendungsbereich bis 1.000 EW gilt das DWA-A 262.

Die Effektivität biologischer Abwasserbehandlungsverfahren ist vom Kontakt der Biomasse zum Substrat abhängig [FLECKSEDER UND KREJCI; 1982]. Bei Emscherbrunnen und Ausfaulgruben ist die Durchmischung im Regelfall gering. Die Anlagen sind Absetzanlagen, in denen sedimentierte Substanzen aufgrund der langen Schlammverweilzeit einem anaeroben Abbau unterliegen. Dies erfolgt bei Emscherbrunnen in einem baulich abgetrennten Bereich, bei Faulgruben am Boden des Sedimentationsraumes.

⁴² Betrieb von Emscherbrunnen:

Emscherbrunnen als Vorbehandlungsanlage vor Bodenfilteranlagen:

- | | | |
|---------------------|---|--------------------------------|
| - KA Zwerenberg: | Ausbaugröße: 100 EW, Inbetriebnahme: 2002 | [PALUTECH GMBH, 2003] |
| - KA Dorweiler: | Ausbaugröße: 350 EW, Baujahr: 2001 | [JANISCH UND SCHULZ MBH, 2002] |
| - KA Heinrichsberg: | Ausbaugröße: 400 EW, Inbetriebnahme: 2006 | [MLU-ST, 2006] |
| - KA Allermöhle: | Ausbaugröße: 140 EW, Baujahr: 1988/Erweiterung 1992 | [RAUSCHNING ET AL., 2009] |

Betrieb von Emscherbrunnen im Jahr 2013 auf fünf Kläranlagen des EVS, davon vier Tropfkörperanlagen und einer Belebungsanlage [EVS, 2014] sowie auf der KA Waldhausen der Stadtwerke Aalen [STRAUB, 2008].

⁴³ Rückbau von Emscherbrunnen: KA Dischingen [GEM. DISCHINGEN, 2014], Adelberg [NONNENMACHER, 2015], Oberlenningen [HÄFNER, 2014]

⁴⁴ Nutzung von Emscherbrunnen als Notfallbecken: Gemeinde Erdmannhausen [GEM. ERDMANNHAUSEN, 2014]
Nutzung von Emscherbrunnen als Schlammstapelbehälter: KA Herscheid (5.300 EW) [RUHRVERBAND, 2010]

Das im Zuge anaerober Prozesse entstehende Faulgas wirkt in Faulgruben entgegen der Sedimentationsrichtung und kann den Absetzvorgang beeinträchtigen [THUMM, 1913; PÖNNINGER, 1973], bei Emscherbrunnen wird dies konstruktiv verhindert. Emscherbrunnen sind als Frischwasserkläranlagen konzipiert, bei denen im Gegensatz zum Schlamm eine An- bzw. Ausfäulung des Abwassers verhindert wird [IMHOFF, 1926; SCHUBERT, 1958; PÖNNINGER, 1962; FLECKSEDER UND KREJCI, 1982]. Bei Faulgruben führen infolge des Gasanstiegs mitgerissene partikuläre Bestandteile zum Eintrag von anaeroben Zwischenprodukten in den Absetzraum und damit zur Anfäulung des Abwassers [THUMM, 1913; SCHUBERT, 1958; PÖNNINGER, 1973; FLECKSEDER UND KREJCI, 1982; LUTZ, 1995].

Für die Ausfäulung des Abwassers ist die Verbesserung des Kontakts zwischen Biomasse und Substrat Voraussetzung [LETTINGA UND HULSHOFF POL, 1988]. Von den im Laufe der Zeit entwickelten und unter gemäßigten Bedingungen untersuchten Verfahren konnte sich in der Praxis bisher keines in Deutschland etablieren. Dies betrifft sowohl die Ausrüstung von Faulgruben mit Aufwuchs- oder Tauchkörpern [FLECKSEDER UND KREJCI, 1982], als auch den bisher klein- und halbertechnisch untersuchten Einsatz von anaeroben Filtern [RIBE, 2001] oder UASB-Reaktoren (Upflow Anaerobic Sludge Blanket) zur Kommunalabwasserreinigung [RIBE UND DOHMANN, 1998; ABDEL-HALIM, 2005; URBAN ET AL., 2007]. Grundsätzlich bieten Schlammbedreaktoren, wie bspw. UASB-Reaktoren, günstigere Bedingungen für den anaeroben Abbau [LETTINGA, 1995] als Faulgruben. Ein den UASB-Reaktoren ähnliches Verfahrensprinzip liegt Anaerobic Baffled Reactors (ABR, Abschnitt 4.2.2) zugrunde, allerdings haben die Anlagen eine geringere Tiefe und die Ausbildung von Granula im Schlammbed ist im Gegensatz zu UASB-Reaktoren nicht erforderlich [BARBER UND STUCKEY, 1999]. Dies ist vor allem für die Behandlung kommunaler Abwässer von Bedeutung, da für die Pelletbildung ein CSB_{hom} von 1.000 mg/l im Zulauf nicht unterschritten werden sollte [LETTINGA UND HULSHOFF POL, 1988]. Der Betrieb von ABR stellt damit geringere Anforderungen, als der von UASB-Reaktoren.

4.2.2 Verfahrensprinzip von ABR

Anaerobic Baffled Reactors (ABR) sind vereinfachend mit mehreren in Reihe geschalteten UASB-Reaktoren vergleichbar [LIU ET AL., 2010], deren Reaktionsräume durch Tauchwände ('baffle') voneinander getrennt sind und nacheinander abwärts (Abstrombereich) und aufwärts (Aufstrombereich) durchströmt werden. Der Übergang vom Aufstrom- zum Abstrombereich kann über eine an der Wasserspiegeloberfläche angeordnete Überfallkante oder unterhalb des Wasserspiegels bzw. über Tauchrohre erfolgen (Abbildung 4.1). ABR sind einfach aufgebaut und enthalten keine beweglichen Teile (vgl. Abschnitt 4.2.3.2). Die Installation von Beschickungspumpen ist nicht erforderlich.

Durch die aufwärts gerichtete Strömung wird, ähnlich wie beim UASB-Verfahren, ein Schlammbett erzeugt, für dessen Ausdehnung die Aufstromgeschwindigkeit entscheidend ist, da sie zur Expansion des Schlammes führt, aber auch zu Biomasseverlust durch Schlammabtrieb. Die Bildung von granuliertem Schlamm ist möglich [OROZCO, 1988; YU UND ANDERSON, 1996; KRISHNA ET AL., 2009], aber nicht notwendig [BARBER UND STUCKEY, 1999; LIU ET AL., 2010].

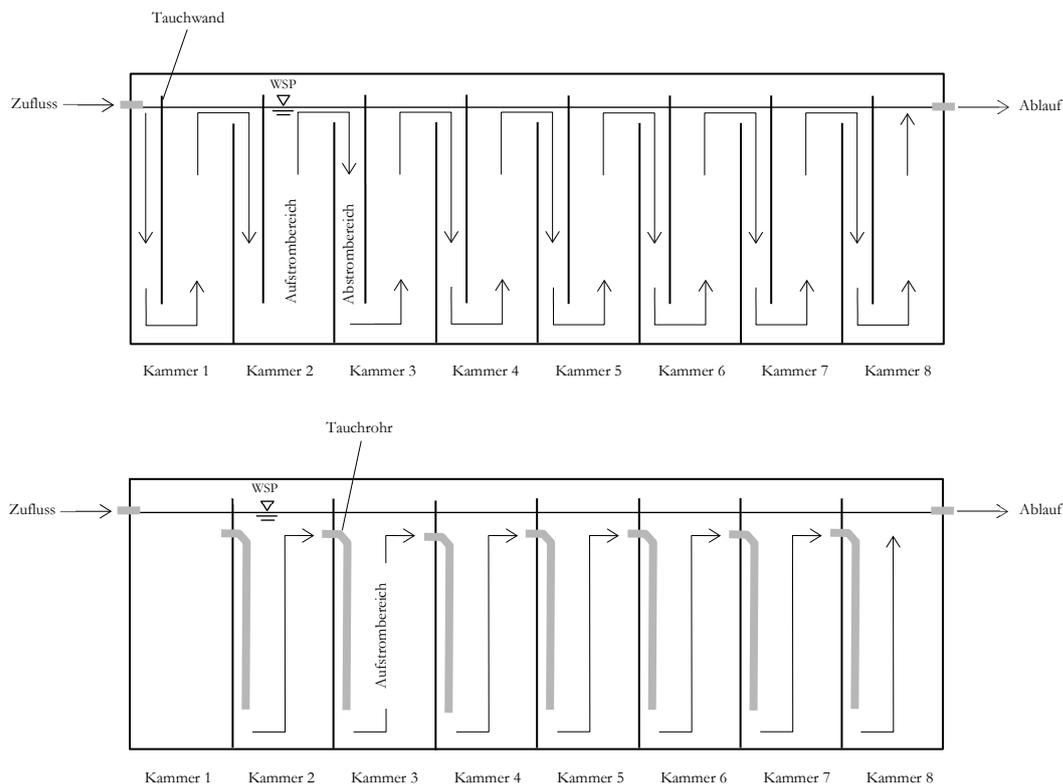


Abbildung 4.1: Prinzipskizzen für zwei Varianten des ABR-Verfahrens mit Einsatz von Tauchwänden (oben) und Tauchrohren (unten)

Durch die Segmentierung der Reaktoren werden die Phasen des anaeroben Abbaus räumlich getrennt [KRISHNA ET AL., 2009]. Dadurch wird die Effektivität im Vergleich zu einer Mischbiozönose gesteigert [LETTINGA ET AL., 2001; FOXON UND BUCKLEY, 2006; LIU ET AL., 2010]. Die ersten Kammern dienen vorrangig dem Feststoffrückhalt, der Hydrolyse und der Versäuerung, während in den hinteren Kammern Säureabbau und Methanbildung stattfinden [FOXON ET AL.,

2006; KRISHNA ET AL., 2009; GHOLIKANDI ET AL., 2014]. Die Wasserstoffbildung nimmt über die Reaktorlänge ab, die Methanbildung zu [WANG ET AL., 2004]. Typischerweise ist der pH-Wert durch die Versäuerung im vorderen Teil der Anlage niedriger als in den hinteren Kammern [LANGENHOFF UND STUCKEY, 2000; KRISHNA ET AL., 2009]. Infolge des leicht sauren Milieus besteht im Vergleich zu Mischbedingungen die Möglichkeit, dass auch weniger gut abbaubare Substanzen hydrolysiert werden [LANGENHOFF UND STUCKEY, 2000].

Das ABR-Verfahren wird in Deutschland seit wenigen Jahren und in Einzelfällen zur Abwasservorbehandlung eingesetzt, bspw. als Vorbehandlungsanlage vor Bodenfiltern [SCHWAGER ET AL., 2013]. In der Slowakei sind ABR-basierende Anlagen als Systemanlagen mit aerober Nachbehandlung (AS-ANAcomb) [GAŠPARIKOVÁ ET AL., 2005] für bis zu mehrere 100 EW⁴⁵ in Betrieb. Darüber hinaus wurden Pilotversuche im technischen Maßstab in Großbritannien und in den USA durchgeführt [KRUGER, 2005]. In tropischen bzw. subtropischen Ländern werden ABR dagegen seit längerem eingesetzt [BORDA, 2011; CHENG ET AL., 2014; REYNAUD, 2015A]. Seit mehreren Jahren werden ABR-Anlagen auch in Gebieten mit gemäßigten Klimabedingungen in Afghanistan [MIRZAEI ET AL., 2013] und im Irak⁴⁶ errichtet.

⁴⁵ Angaben gemäß Referenzliste der Fa. ASIO-SK s.r.o., Bytča (www.asio.sk). Die Reaktoren enthalten zur Erhöhung des Biomassekontaktes Füllkörper. Weitere Angaben sind in BODÍK ET AL. (2002) enthalten.

⁴⁶ Meldung von BORDA am 20.02.2015 ("*Erster prefab-DEWATS Transport von Kabul nach Erbil abgeschlossen*"), www.borda-net.org

4.2.3 Bemessung von ABR

4.2.3.1 Bemessungsgrößen

Für die Bemessung von Anaerobic Baffled Reactors sind die Anzahl der Kammern, die Aufstromgeschwindigkeit, die hydraulische Verweilzeit (HRT) und die Raumbelastung maßgebend.

Raumbelastung

Die zulässige CSB_{nom} -Raumbelastung liegt bei $3,0 \text{ kg/m}^3/\text{d}$ [GUTTERER ET AL., 2009]. Bei verdünnten Abwässern, bspw. kommunaler Herkunft, spielt die Raumbelastung bei der Bemessung keine Rolle, da sie durch die Einhaltung der hydraulischen Bedingungen (Aufstromgeschwindigkeit, HRT) begrenzt wird [LETTINGA ET AL., 2001]. Bei der Behandlung konzentrierter Abwässer (Schwarzwasser, in einigen Fällen auch häusliches Abwasser) ist zu prüfen, ob die ermittelte Anlagengröße die zulässige Raumbelastung unterschreitet.

Aufstromgeschwindigkeit

Die hydraulische Belastung wird neben der hydraulischen Verweilzeit durch die Aufstromgeschwindigkeit begrenzt. Die Höhe der Aufstromgeschwindigkeit beeinflusst den Biomasseaustrag aus den Kammern und damit den Verlust an Biomasse. Allerdings dient die ausgespülte Biomasse zur Animpfung der nachfolgenden Kammern. Gegenwärtig gibt es keinen einheitlichen Bemessungswert für die zulässige Aufstromgeschwindigkeit. Publierte Werte liegen in einem Bereich von $0,14$ bis $2,0 \text{ m/h}$:

- $0,14 \text{ m/h}$ FOXON ET AL., 2006:
Ermittlung auf Basis einer als akzeptabel eingeschätzten Geschwindigkeit von $0,27 \text{ m/h}$ und einem Sicherheitsfaktor von $0,5$,
- $0,3 \text{ m/h}$ FOXON UND BUCKLEY, 2006:
Tolerierung kurzfristiger Zulaufspitzen mit Aufstromgeschwindigkeiten von bis zu $0,54 \text{ m/h}$,
- $0,5 - 0,7 \text{ m/h}$ PEREIRA ET AL., 2010:
Tolerierung von Aufstromgeschwindigkeiten von $1,5 - 2,0 \text{ m/h}$ über einen Zeitraum von $2 - 4 \text{ h}$,
- $1,0 \text{ m/h}$ GUTTERER ET AL., 2009:
zulässige Aufstromgeschwindigkeit bei Maximalzufluss,
- $2,0 \text{ m/h}$ SASSE, 1998.

Geschwindigkeiten von mehr als 1 m/h werden mittlerweile als zu hoch eingeschätzt und entsprechend korrigiert (vgl. SASSE, 1998; GUTTERER ET AL., 2009). Niedrige Aufstromgeschwindigkeiten dienen vor allem zur Begrenzung des Austrags methanogener Bakterien [FOXON ET AL. 2006]. Bei kleinen Anlagen, bei denen aufgrund der behandelten Frachten mit keiner wirtschaftlich nutzbaren

Gasbildung zu rechnen ist, spielt die Ausschwemmung von methanogenen Bakterien für die Gasnutzung keine Rolle. Allerdings kann es durch die Einschränkung der methanogenen Phase zur Anreicherung von organischen Säuren kommen (vgl. Abschnitte 4.2.4.1 und 4.2.5.3).

Je niedriger die Aufstromgeschwindigkeit ist, desto größere Aufstromflächen sind erforderlich. Je nach Bemessungsansatz (vgl. Abschnitt 4.2.3.2) führt dies zur Erhöhung des Reaktorvolumens. Im Gegensatz zur Aufstromgeschwindigkeit liegen über die zulässige Geschwindigkeit im Abstrombereich keine Angaben vor.

Hydraulische Verweilzeit

ABR entsprechen in ihrem Strömungsverhalten einer Mischform aus Misch- und Pfropfenstromreaktoren [KRISHNA ET AL., 2009; SARATHAI ET AL., 2010; LI ET AL., 2015]. Die Durchmischung wird einerseits durch die Gasbildung [LANGENHOFF ET AL., 2000; LETTINGA ET AL., 2001; KRISHNA ET AL., 2009; SARATHAI ET AL., 2010] und damit verbunden, durch die hydraulische Verweilzeit, die Raumbelastung und die Temperatur beeinflusst, andererseits durch die Zulaufhydraulik [SARATHAI ET AL., 2010]. Instationäre Zuflussbedingungen unterstützen die Durchmischung [SARATHAI ET AL., 2010].

Abhängig von den Untersuchungsbedingungen werden für die erforderliche HRT Bereiche von ≥ 8 h [SASSE, 1998], 10 – 12 h [GHOLIKANDI ET AL., 2014], 36 h [FOXON ET AL., 2006] und 20 – 60 h [FOXON UND BUCKLEY, 2006] vorgeschlagen. Mit sinkender HRT steigt der Anteil des nicht durchmischten Volumens im Reaktor [LANGENHOFF ET AL., 2000], da bei kurzen Verweilzeiten weniger Biogas entsteht, das zur Umwälzung beitragen kann [LANGENHOFF ET AL., 2000]. Eine geringe Gasproduktion wirkt sich damit auch negativ auf den Kontakt zwischen Biomasse und Substrat aus [LANGENHOFF ET AL., 2000; LETTINGA ET AL., 2001]. Infolge dessen können sich Kurzschlussströmungen ('Strömungskanäle') im Schlammbett bilden, die wiederum zur Erhöhung des Anteils nicht durchmischter Zonen führen [LANGENHOFF ET AL., 2000; KRISHNA ET AL., 2009]. Diese Effekte werden durch die Rezirkulation von gereinigtem Abwasser in den Anlagenzulauf verstärkt [NACHAIYASIT UND STUCKEY, 1997A], da das rezirkulierte Abwasser durch die bereits erfolgte anaerobe Vorbehandlung weniger zur Gasbildung beiträgt und die Verweilzeit im Reaktor senkt.

Bei vergleichbarer Abwasserbeschaffenheit wirkt die Raumbelastung als gegenläufige Komponente zur HRT [KRISHNA ET AL., 2009]. Da mit steigender HRT die Raumbelastung sinkt, verringert sich auch die mögliche Durchmischung infolge der verringerten Gasbildung [KRISHNA ET AL., 2009]. Bei geringer HRT ist die Raumbelastung dagegen höher, so dass sich die Durchmischung verbessert. Als Folge davon steigt die Reinigungsleistung [KRISHNA ET AL., 2009]. Eine hohe Gasproduktion führt durch einen verminderten Feststoffrückhalt allerdings auch zu einem höheren Biomasseaustrag [BARBER UND STUCKEY, 1999]. Ziel ist es daher, das Optimum zwischen erforderlicher HRT und Raumbelastung für die zur Durchmischung notwendige Gasbildung zu gewährleisten.

Da das Totraumvolumen von mehreren Faktoren abhängig ist, existieren keine verallgemeinerbaren Angaben für dessen Höhe. Auf kleintechnischen Versuchen ($B_{R,CSB}$: 0,75 – 2,0 kg/m³/d, HRT: 8 – 10 h) basierende Angaben liegen im Bereich von 20 – 25 % [KRISHNA ET AL., 2009]. Konstruktiv kann die Durchmischung durch Einsatz von horizontal gefalteten Tauchwänden verbessert und das Totraumvolumen gemindert werden [LI ET AL., 2015]. In kleintechnischen Versuchen lag die Verbesserung bei fünf Prozentpunkten [LI ET AL., 2015].

Anzahl der Kammern

ABR werden im Regelfall mit 4 – 8 Kammern⁴⁷ ausgeführt [GUTTERER ET AL., 2009]. Mit zunehmender Anzahl der Kammern nehmen die Differenzierung der Biomasse und die Leistungsfähigkeit der Anlage im Hinblick auf den Abbau der organischen Substanzen und die Methanbildung zu [FOXON ET AL., 2006]. Gleichzeitig steigt die Empfindlichkeit gegenüber hydraulischen Spitzen durch die potentielle Ausspülung der spezialisierten Mikroorganismen in nachfolgende Segmente [FOXON ET AL., 2006]. Mit sinkender Segmentierung nimmt die Vermischung der Mikroorganismenspezies zu [FOXON ET AL., 2006].

Die notwendige Anzahl der Kammern wird vom Abbaugrad der organischen Substanzen beeinflusst [KRISHNA ET AL., 2009; GHOLIKANDI ET AL., 2014] und damit von der hydraulischen Verweilzeit, der Temperatur und der Raumbelastung. Unter mesophilen Bedingungen (Temperatur rd. 30 °C) werden die in den ersten Segmenten gebildeten organischen Säuren schnell abgebaut [WANG ET AL., 2004; KRISHNA ET AL., 2009]. Je höher die hydraulische Verweilzeit und je geringer die Raumbelastung sind, desto geringer ist der Effekt der nachfolgenden Segmente auf den Abbau, da Säurebildung und Abbau in den vorderen Segmenten weitgehend abgeschlossen sind und die letzten Segmente nur unwesentlich zur Reinigungsleistung beitragen [GHOLIKANDI ET AL., 2014]. Umgekehrt nimmt der Einfluss der Segmentanzahl mit steigender Raumbelastung wieder zu, da mehr Zeit für die Versäuerung benötigt wird [GHOLIKANDI ET AL., 2014].

⁴⁷ 4 – 6 Kammern [FOXON UND BUCKLEY, 2006]

5 Kammern [FOXON ET AL., 2006]

6 Kammern [GHOLIKANDI ET AL., 2014]

4 – 8 Kammern [GUTTERER ET AL., 2009]

4.2.3.2 Technische Auslegung

Für die technische Auslegung von ABR sind zwei ähnliche südafrikanische Ansätze und der von SASSE (1998) entwickelte und von GUTTERER ET AL. (2009) fortgeschriebene Ansatz bekannt (Tabelle 4.1). Wesentliche Unterschiede bestehen in der Wahl der Aufstromgeschwindigkeiten und in den Verweilzeiten.

Die südafrikanischen Ansätze nutzen konsequent die HRT zur Bemessung des Reaktorvolumens. Die Abmessungen der einzelnen Kammern ergeben sich aus den vorgegebenen Verhältnissen zwischen Abstrom- und Aufstromfläche und zwischen Länge und Breite der Kammern. Die getroffenen Vorgaben dienen der Vermeidung nicht durchmischter Zonen [FOXON ET AL., 2006]. Je kleiner das Verhältnis zwischen Auf- und Abstromfläche wird, desto eher bilden sich Strömungskanäle [FOXON ET AL., 2006]. Je kleiner die Abstromfläche ist, desto höher ist der, unter Zugrundelegung der Kontinuität ($Q = v \cdot A$), infolge der Abstromgeschwindigkeit in die Aufstromzone eingetragene Impuls und desto besser sind die Mischungsbedingungen.

Die Reaktortiefe ergibt sich beim ursprünglichen Ansatz von FOXON ET AL. (2006) aus dem Berechnungsgang und wird zur Sicherheit verdoppelt. Das damit geschaffene Reservevolumen ist als nicht aktiver Notfallspeicher oberhalb der Tauchwände angeordnet. Im Ansatz von FOXON UND BUCKLEY (2006) wurde zum einen die zulässige Aufstromgeschwindigkeit für den Bemessungszufluss verdoppelt, zum anderen ein breiter Bereich für die erforderliche HRT eingeführt und Anpassungen bei der Anzahl der Kammern und den Flächenverhältnissen vorgenommen. Darüber hinaus wird die Wassertiefe nicht berechnet, sondern vorgegeben; dafür entfällt das Reservevolumen.

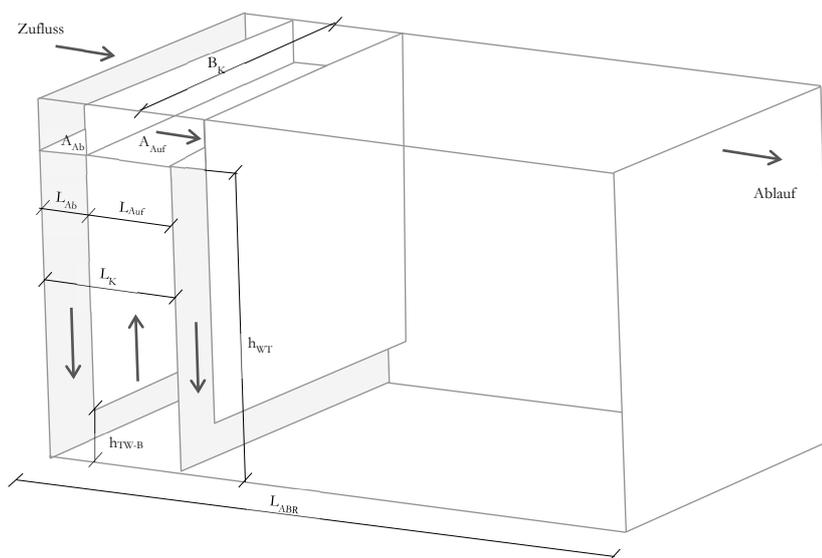


Abbildung 4.2: Längen- und Flächenmaße zur Reaktorauslegung gemäß Tabelle 4.1

Bei dem von BORDA (vgl. GUTTERER ET AL., 2009) genutzten Ansatz gilt die HRT als Prüfkriterium für das ermittelte Reaktorvolumen. Die Aufstromgeschwindigkeit ist wesentlich höher als bei den anderen Ansätzen. Die Kubatur der Kammern wird in erster Linie durch die aus Zufluss

und Aufstromgeschwindigkeit ermittelte Aufstromfläche und durch Erfahrungswerte (Länge, Tiefe) bestimmt. Das sich auf Grundlage der Anlagenabmessungen ergebende Reaktorvolumen entspricht nicht dem aus HRT und Zufluss berechnetem Wert. Es ist daher zu prüfen, ob die HRT der Mindestanforderung ($HRT \geq 8$ h) genügt. Da die angegebene Mindest-HRT für das schlammfreie Volumen gilt [GUTTERER ET AL., 2009], ist bei der Bemessung der maximale Schlamm Spiegel bzw. ein entsprechendes schlammfreies Volumen zu definieren. Die Überschreitung der zulässigen Raumbelastung kann durch Anpassung der Anlagenbreite und Tiefe kompensiert werden.

Tabelle 4.1: Technische Auslegung von ABR zur Behandlung häuslicher und kommunaler Abwässer (Erläuterung der Maßangaben vgl. Abbildung 4.2)

Parameter	Abkz.	Einheit	FOXON ET AL., 2006	FOXON UND BUCKLEY, 2006	GUTTERER ET AL. 2009 ¹⁾
Aufstromgeschwindigkeit bei $Q_{Bem.}$ ¹⁾	v_{Auf}	[m/h]	0,14	0,30 für $Q_{Bem.}$ 0,54 für $Q_{max.}$	1,0
zul. CSB-Raumbelastung	$B_{R,CSB,zul.}$	[kg/m ³]	-	-	3,0
Hydraulische Verweilzeit	$HRT_{Bem.}$	[h]	36	20 – 60	8 ¹¹⁾
Anzahl der Kammern	n	[-]	5	4 – 6	4 – 8
Aufstrom- / Abstromfläche	$f_{A,Auf/Ab}$	[-]	2	2 – 3	-
Aufstromfläche	A_{Auf}	[m ²]	$Q_{Bem.} / v_{Auf}$	$Q_{Bem.} / v_{Auf}$	$Q_{Bem.} / v_{Auf}$
Abstromfläche	A_{Ab}	[m ²]	$A_{Auf} / f_{A,Auf/Ab}$	$A_{Auf} / f_{A,Auf/Ab}$	$L_{Ab} \cdot B_K$
Gesamtoberfläche des ABR	$A_{ges.}$	[m ²]	$n \cdot (A_{Ab} + A_{Auf})$	$n \cdot (A_{Ab} + A_{Auf})$	$n \cdot (L_{Ab} + L_{Auf}) \cdot B_K$
Länge des Abstrombereiches	L_{Ab}	[m]	A_{Ab} / B_K	A_{Ab} / B_K	0,25 m ¹⁴⁾
Länge der Aufstrombereiches	L_{Auf}	[m]	A_{Auf} / B_K	A_{Auf} / B_K	0,5 – 0,6 · h_{wt} i. R. rd. 0,7 m
Abmessungen der Kammern	B_K/L_K	[-]	3 – 4	3 – 4	-
Reaktorbreite	B_K	[m]	$((V_{ABR} \cdot B_K / L_K) / (n \cdot h_{wt}))^{0,5}$	$((A_{ges.} \cdot B_K / L_K) / n)^{0,5}$	$\geq Q / v_{Auf} / L_{Auf}$
Reaktorlänge	L_{ABR}	[m]	$n \cdot B_K / (B_K / L_K)$	$n \cdot B_K / (B_K / L_K)$	$n \cdot (L_{Auf} + L_{Ab})$
Wassertiefe	h_{wt}	[m]	$V_{ges.} / A_{ges.}$	1 – 3	i. R. 1,8 – 2,0
Bodenabstand d. Tauchwände	h_{TW-B}	[m]	0,2	0,2	0,2
Volumen	V_{ABR}	[m ³]	$Q_{Bem.} \cdot HRT$	$h_{wt} \cdot B_K \cdot L_{ABR}$	$h_{wt} \cdot B_K \cdot L_{ABR}$ $V_{ABR} \geq Q_{Bem.} \cdot HRT_{Bem.}$ $HRT_{res.} = V_{ABR} / Q_{Bem.}$
Reservevolumen ¹⁵⁾	$V_{Res.}$	[m ³]	$= V_{ABR}$	-	-
Gesamtvolumen	$V_{Ges.}$	[m ³]	$= V_{ABR} + V_{Res.}$	V_{ABR}	V_{ABR}

¹⁾ ohne Berücksichtigung von vorgeschalteten Anlagen zur Grobstoffabscheidung ('Settler')

¹¹⁾ $Q_{Bem.}$ in [m³/h]

¹¹¹⁾ gilt für das schlammfreie Volumen

¹⁴⁾ bei Einsatz von Rohren wird $L_{Ab} = 0$ m und $L_{Auf} = 0,75$ m

¹⁵⁾ als temporäres Speichervolumen für Havariefälle, oberhalb der Tauchwände angeordnet

Aus den Ansätzen von FOXON ET AL. (2006) sowie FOXON UND BUCKLEY (2006) ergeben sich bei Annahme gleicher Ausgangsbedingungen ($Q_{Bem.}$, Anzahl der Kammern) im Vergleich zum Ansatz von GUTTERER ET AL. (2009) wesentlich größere Reaktorvolumina (Tabelle 4.2). Von den dargestellten Ansätzen wird mittlerweile der von GUTTERER ET AL. (2009) auch in Südafrika angewendet [REYNAUD, 2015B]. Unabhängig davon existiert kein einheitliches Regelwerk zur Auslegung von ABR.

Im Vergleich zu Emscherbrunnen und Ausfall- bzw. Absatzgruben können ABR ein geringeres spezifisches Volumen aufweisen (Tabelle 4.3). Da in die Bemessung von ABR Erfahrungswerte (Länge der Kammern, gewählte Breite der Kammern) und Vorgaben (Wassertiefe, Anzahl der

Kammern, Art der Abwasserführung (Tauchwände, Tauchrohre)) einfließen, ergeben sich unterschiedliche Volumina. Wesentlichen Einfluss auf die Anlagengröße hat der Bemessungszufluss, da dieser über die Aufstromgeschwindigkeit und die Aufstromfläche das Volumen beeinflusst.

Tabelle 4.2: Vergleich zwischen verschiedenen Bemessungsansätzen für einen angenommenen Bemessungszufluss von 1,25 m³/h

Parameter	Abkz.	Einheit	FOXON ET AL., 2006 ¹⁾	FOXON UND BUCKLEY, 2006	GUTTERER ET AL., 2009
Bemessungszufluss	Q _{Bem.}	[m ³ /h]	1,25	1,25	1,25
Hydraulische Verweilzeit	HRT	[h]	36	36	8
Aufstromgeschwindigkeit	v _{Auf}	[m/h]	0,14	0,3	1,0
Anzahl der Kammern	n	[-]	5	5	5
Volumen	V _{ABR}	[m ³]	45	45	10
Einzelvolumen der Kammern	V _{Kammer}	[m ³]	9,0	9,0	2,0
Aufstromfläche / Abstromfläche	f _{A,Auf/Ab}	[-]	2,0	3,0	2,8
Abmessungen der Kammern	B _K / L _K	[-]	4,0	4,0	1,9
Länge des Abstrombereiches	L _{Ab}	[m]	0,6	0,3	0,25
Länge der Aufstrombereiches	L _{Auf}	[m]	1,2	0,9	0,7
Aufstromfläche	A _{Auf}	[m ²]	8,9	4,2	1,3
Abstromfläche	A _{Ab}	[m ²]	4,5	1,4	0,4
Gesamtoberfläche des ABR	A _{ges}	[m ²]	67	28	8,5
Wassertiefe	h _{WT}	[m]	0,7	2,0	2,0
Reaktorbreite	B _K	[m]	7,3	4,7	1,8
Reaktorlänge	L _{ABR}	[m]	9,1	5,9	4,8
Resultierendes Volumen	res. V	[m ³]	45	56	17
Resultierende HRT	res. HRT	[h]	36	44	14

¹⁾ ohne Reservevolumen

Tabelle 4.3: Gegenüberstellung der Reaktorvolumen anaerober Abwasservorbehandlungsverfahren

Parameter	Einheit	ABR	Emscherbrunnen ⁴⁸		Ausfaulgruben ^{b)}		Absetzgruben ^{b)}		
			50 EW	1.000 EW	4 EW	50 EW	4 EW	50 EW	
Spezifisches Volumen	Schlamm-speicher	[l/E]	-	≥ 100 ^{c)}	≥ 70 ^{d, e)}	750	320	250	158
	Absetzraum	[l/E]	-	≥ 100 ^{c)}	≥ 75 ^{d, b)}	750	320	250	158
	Gesamt	[l/E]	≥ 100 ^{a)} ≥ 225 ^{b)}	≥ 200 ^{c)}	≥ 145	1.500	640	500	316
Verweilzeit	HRT	[h]	≥ 8 ^{a)}	≥ 2 ^{d, e)} – 2,5 ^{f)} – 3 ^{g)}	≥ 120 ^{b)}	≥ 51 ^{b)}	≥ 40 ^{b)}	≥ 25 ^{b)}	
	Schlamm-speicherzeit	[Monate]	k. A.	6 ^{h)}	2 – 6 ^{k)} 6 – 12 ^{g)}	≥ 12	rd. 12		

^{a)} Mindestvolumen bei Ansatz von 150 l/E/d (n = 8, v_{Auf} = 1 m/h, h_{WT} = 1,5 m, Zuführung mit Rohren), davon rd. 33 % schlammfrei zur Einhaltung der HRT im Überstand

^{b)} Mindestvolumen bei Ansatz von Q_{S,h,max} nach DWA-A 222 ohne Berücksichtigung von Fremd- und Regenwasserzufluss (n = 8, v_{Auf} = 1 m/h, h_{WT} = 1,5 m, Zuführung mit Rohren), davon rd. 33 % schlammfrei zur Einhaltung der HRT im Überstand

^{c)} IMHOFF (1954)

^{d)} DWA-A 262 (2006)

^{e)} PÖNNINGER (1973)

^{f)} TWC (1991)

^{g)} BABBITT UND BAUMANN (1958)

^{h)} davon Absetzraum: 30 l/E [SCHUBERT, 1958; PÖNNINGER, 1973], Schwimmschlamm-sammelraum: 30 l/E [SCHUBERT, 1958; PÖNNINGER, 1973], Puffervolumen: 15 l/E/d [SCHUBERT, 1958]

ⁱ⁾ DIN 4261-1 (2010)

^{j)} IMHOFF (1925) – für kleine Anlagen mit reduziertem Betriebsaufwand

^{k)} 2,5 Monate: STECHER UND RUPPRECHT (1941), 3 – 4 bzw. 6 Monate: IMHOFF (1925), 2 – 3 Monate: PRÜB (1929)

^{l)} bei 50 %-iger Füllung der Grube mit Schlamm

⁴⁸ Die Entgasungsfläche von Emscherbrunnen (Kontaktfläche von Schlamm-faulraum zur Atmosphäre) sollte bei rd. 25 – 30 % der Gesamtoberfläche (Entgasungsfläche + Oberfläche des Absetzraums) liegen [TWC, 1991].

4.2.4 Grundlagen für den Betrieb von anaeroben Reaktoren unter gemäßigten Klimabedingungen

4.2.4.1 Verfahrensbedingungen und Konsequenzen

Anaerobe Verfahren werden vorwiegend im meso- und thermophilen Bereich eingesetzt, da psychrophile Prozesse aufgrund der langsamen Umsatzgeschwindigkeiten vglw. große und im Regelfall unwirtschaftliche Volumina erfordern [BISCHOFBERGER ET AL., 2005]. Die Hydrolyse organischer Substanzen ist als erster Schritt des anaeroben Abbaus geschwindigkeitsbestimmend [LETTINGA ET AL., 2001]. Sinkende Temperaturen führen zur Hemmung von Hydrolyse [VAN LIER ET AL., 1997; ELMITWALLI ET AL., 2001; GHOLIKANDI ET AL., 2014], Säurebildung und Methanbildung [ELMITWALLI ET AL., 2001; FENG ET AL., 2008], einerseits durch verringerte chemische und biochemische Umsatzraten, andererseits durch langsamere Diffusionsgeschwindigkeiten gelöster Substanzen [LETTINGA ET AL., 2001].

Die Abwassertemperaturen liegen unter gemäßigten Klimabedingungen in einem Bereich, in dem sowohl mesophile ($0 < T < 47 \text{ °C}$, Optimum zwischen 25 und 40 °C [VAN LIER ET AL., 1997]) als auch psychrophile ($0 < T < 22 \text{ °C}$, Optimum $< 20 \text{ °C}$ [VAN LIER ET AL., 1997]) Mikroorganismen vorkommen. Aufgrund der Ergebnisse verschiedener Untersuchungen ist nicht davon auszugehen, dass unter 15 °C mesophile Mikroorganismen durch psychrophile Mikroorganismen verdrängt werden [VAN LIER ET AL., 1997; LANGENHOFF UND STUCKEY, 2000; GAO ET AL., 2011]. Durch die Überlagerung von mesophilem und psychrophilem Temperaturbereich [VAN LIER ET AL., 1997; LETTINGA ET AL., 2001] treten neben psychrophilen Organismen [VAN LIER ET AL., 1997] psychrotolerante mesophile Organismen auf [GAO ET AL., 2011], die mit geminderter Leistung aktiv bleiben [LANGENHOFF UND STUCKEY, 2000].

Unabhängig davon ändert sich die Biomassezusammensetzung mit sinkender Temperatur [XING ET AL., 2009; ZHANG ET AL., 2012]. Methanogene Organismen werden durch Temperaturwechsel stärker beeinflusst als andere Bakterien [XING ET AL., 2009]. Der Einfluss acetatverwertender Bakterien (Methanosaeta) nimmt ab, der wasserstoffverwertender Mikroorganismen (Methanomicrobiales) zu [XING ET AL., 2009; FEY UND CONRAD, 2000; ZHANG ET AL., 2012]. Durch die im Gegensatz zu acitogenen Mikroorganismen höhere Empfindlichkeit methanogener Bakterien gegenüber sinkenden Temperaturen [BOWEN ET AL., 2014] und die schnellere Säurebildung im Vergleich zur Methanbildung [FEY UND CONRAD, 2000], kommt es zur Anreicherung organischer Säuren, insbesondere von Propionsäure [NACHAIYASIT UND STUCKEY, 1997B; LANGENHOFF UND STUCKEY, 2000; FENG ET AL., 2008] oder von Acetat [NACHAIYASIT UND STUCKEY, 1997B; GAO ET AL., 2011]. Daher kann die Konzentration der organischen Säuren im Ablauf von ABR bei niedrigen Temperaturen höher als in der ersten Kammer der Anlage sein [FENG ET AL., 2008]. In der Praxis führt dies zum Anstieg des CSB_{mf} , bei gleichzeitiger Abnahme bzw. Konstanz des CSB_{nom} . (vgl. Abschnitt 4.2.5.3).

Durch die Bevorzugung des Wasserstoffweges (Substrat: H_2 und HCO_3^-) bei der psychrophilen Methanentstehung enthält das Biogas weniger CO_2 und H_2 als unter mesophilen Bedingungen

[GAO ET AL., 2011]. Bei sehr niedrigen Temperaturen (4 °C) können bei ungünstiger Zusammensetzung der Biomasse sowohl Wasserstoff- als auch Acetatweg soweit gehemmt sein, dass nahezu kein Methan entsteht [BOWEN ET AL., 2014].

Die unter tropischen bzw. subtropischen Bedingungen ermittelten Bemessungskriterien (Anzahl der Kammern, erforderliche Verweilzeit) sind aufgrund der genannten Zusammenhänge nur bedingt auf Gebiete mit gemäßigten Klimabedingungen übertragbar. Die höchste Aktivität, die unter mesophilen Bedingungen in der 1. ABR-Kammer herrscht [FENG ET AL., 2008; REYNAUD, 2015A], verschiebt sich bei niedrigen Temperaturen in die folgenden Segmente [FENG ET AL., 2008]. Der Betrieb von ABR unter gemäßigten Bedingungen erfordert daher mehr Kammern als unter tropischen Bedingungen bzw. eine höhere Verweilzeit. Da bei niedrigen Temperaturen die zur Durchmischung notwendige Gasbildung eingeschränkt ist [VAN LIER ET AL., 1997; LETTINGA ET AL., 2001; YE ET AL., 2012], die Erhöhung der HRT infolge der damit verbundenen verringerten Raumbelastung aber ohnehin eine niedrige volumenbezogene Gasbildung zur Folge hat, ist anzunehmen, dass sich Strömungs- und Verweilzeitverhalten im Winterbetrieb vom Sommerbetrieb unterscheiden und im Winter ein höherer Anteil nicht durchmischter Zonen zu erwarten ist. Die gegensätzliche Wirkung von HRT und Raumbelastung auf Gasbildung und Strömungsverhalten und damit auf den Kontakt zwischen Biomasse und Substrat bei wechselnden Temperaturbedingungen erschwert die Bemessung von ABR für gemäßigte Klimabedingungen. Für saisonal in der warmen Jahreszeit belastete Kläranlagen ist dieser Aspekt von untergeordneter Bedeutung, da die Aktivierung des zusätzlichen Behandlungsvolumens im Winter entfällt und die Bemessung auf den Sommerbetrieb erfolgen kann. Unabhängig davon sind die Abwassertemperaturen geringer als in (sub-)tropischen Gebieten, so dass die dort ermittelten Minimalwerte für die Reaktorabmessungen zu überprüfen sind.

4.2.4.2 Gasproduktion

Die dokumentierte Gasproduktion mesophil betriebener ABR liegt bei etwa 15 – 20 l Biogas/E/d [MÜLLER, 2009; REYNAUD, 2015A], der Methangehalt bei rd. 65 – 80 % [MÜLLER, 2009]. Höhere Werte von bspw. 50 l/E/d [MÜLLER, 2009] sind ohne Zugabe von Co-Substraten (z. B. Küchenabfälle) nicht plausibel (vgl. BARTH, 2012). Die genannten Werte wurden nicht direkt an ABR, sondern an vorgeschalteten Faulgruben ermittelt. Durch den anaeroben Abbau im ABR steigt die potentielle Gasproduktion an, allerdings wird das Gas in der Praxis häufig nicht aus dem gesamten ABR gefasst, da bei vorgesehener Gasnutzung entweder nur die erste(n) Kammer(n) des ABR oder vorgeschaltete Faulbehälter genutzt werden [GUTTERER ET AL., 2009; REYNAUD, 2015A].

Rechnerisch werden pro Kilogramm abgebautem CSB 350 NI Methan gebildet. Das Gas entsteht infolge des Abbaus partikulärer Substanzen (Primärschlammäquivalent) sowie gelöster und kolloidaler Substanzen. Für das aus dem Primärschlammäquivalent stammende Gas kann der Gasanfall von Emscherbrunnen angesetzt werden. Die an großtechnischen Anlagen erzielten Werte liegen im Jahresmittel bei 280 l/kg oTS_{zugeführt} [LANGBEIN UND KROLL, 1931] bzw. zwischen 8 und 12 l/E/d^{49, 50}, i. M. bei 9,2 l/E/d [IMHOFF, 1923; BLUNK UND SIERP, 1925A; SOHLER, 1927; LANGBEIN UND KROLL, 1931; MAHR, 1931] und damit im für psychrophile Bedingungen angegebenen Bereich von 5 – 15 l/E/d [VOIGTLÄNDER UND FISCHER, 1984] bzw. 10 – 14 l/E/d [LANG ET AL., 1951]. Prinzipiell nimmt der Gasanfall in Emscherbrunnen mit zunehmender Schlammverweilzeit zu, wobei Verweilzeiten von mehr als vier Monaten zu keiner wesentlichen Steigerung des Gasanfalls führen [BLUNK, 1925]. Bei halbjährlichen Räumzyklen ist bei 15 °C mit maximal 11,5 l Gas/E/d zu rechnen [BLUNK, 1925]. Die Gasentwicklung ist träge gegenüber Temperaturschwankungen [MAHR, 1931], da durch die Lage des Faulraums im Erdreich relativ stabile Temperaturen von rd. 10 °C im Schlamm herrschen [GRUHLER, 1977]. Anaerober Abbau und Gasproduktion bleiben damit auch in Kälteperioden intakt [MAHR, 1931; GRUHLER, 1977]. Strenger, anhaltender Frost (> 30 d) kann aber zum Zusammenbruch des Anaerobprozesses führen [SIERP, 1925B].

In offenen einstufigen Faulräumen liegen ähnliche Zusammenhänge vor: Der Faulprozess kommt bei Temperaturen von rd. 5 °C zum Erliegen, bei 10 °C ist dagegen keine Unterbrechung der Faulung zu erwarten [BÖHM, 1969]. Die weitgehende Auskühlung offener Faulbehälter im Winter kann durch die Ausbildung einer Schwimmschlammdecke verhindert werden [BÖHM, 1969].

Die Differenz zum theoretischen Gaspotential wird in gelöster Form abgeführt und ist u. a. abhängig von der Bauart der Anlage (Wassertiefe), von der Gaszusammensetzung im Gasraum (Partialdruck der Gaskomponenten) sowie dem Austauschverhältnis (Zufluss/Behandlungsvolumen). Je höher die Erneuerungsrate des Wassers ist, d. h. je häufiger der Rauminhalt ausgetauscht wird, desto mehr Methan wird gelöst und ausgeschleust. Bei Emscherbrunnen wird die Ausschleusung durch die Trennung von Absetz- und Faulraum und die damit eingeschränkte Vermischung des

⁴⁹ Jahresmittelwerte von eingefahrenen Anlagen (mittlere Temperaturen zwischen 11 und 16°C)

⁵⁰ Abweichend davon wird von ORTLEB UND KADNER (1958) bei 15 °C mit 18 l/E/d ein höherer Wert angegeben.

zufließenden Abwassers mit dem Faulschlamm gemindert. Bei Anlagen mit hohen Austauschverhältnissen kann der Methanverlust, abhängig von der Temperatur, mehr als 50 % erreichen [RIBE, 2001]. Je niedriger Temperatur und Eliminationsgrad sind, desto höher ist der auf die Methanbildung bezogene Methanverlust (Abbildung 4.3).

In Laborversuchen ermittelte Umsatzraten im Bereich von 90 – 120 l/kg CSB_{abgebaut} (HRT: 4 – 10 h, T: 17 – 28 °C, CH₄-Anteil im Biogas: 60 – 70 % CH₄) [YU UND ANDERSON, 1996] bestätigen einen vglw. hohen Methanverlust bei ABR, wobei die den Versuchen zugrundeliegende HRT mit 4 h auf ein hohes Austauschverhältnis hinweist. Da die Verweilzeit von nach GUTTERER ET AL. (2009) bemessenen ABR höher ist, fällt der Gasverlust im Vergleich zu den Angaben von YU UND ANDERSON (1996) tendenziell geringer aus. Unter Annahme eines mittleren CSB-Wirkungsgrades von 50 % liegt der Methanverlust bei 20 – 35 % (vgl. Abbildung 4.3) und das Methanpotential bei 245 – 280 l/kg CSB_{abgebaut} bzw. 12 – 13 l/E/d⁵¹.

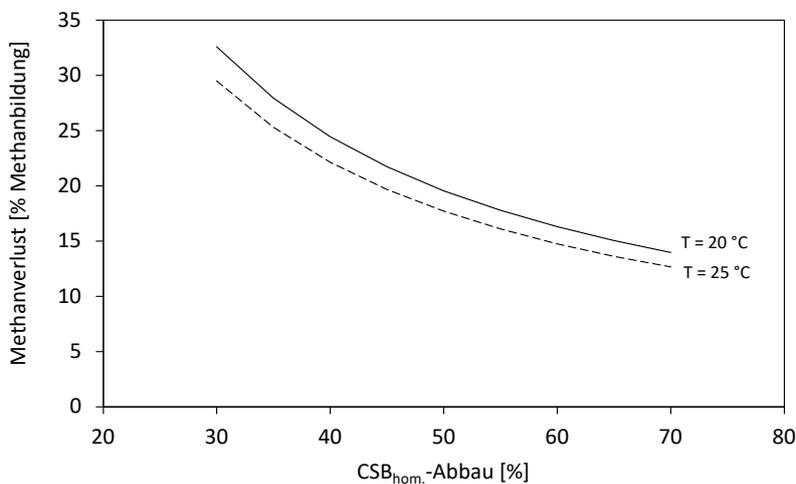


Abbildung 4.3: Exemplarischer, theoretischer Methanverlust in Abhängigkeit der Temperatur und des Wirkungsgrades der CSB-Elimination bei vollständiger Durchlüftung des Gasraumes⁵²

⁵¹ Annahmen: CSB_{hom.} = 120 g/E/d, Mittelwert/85%-Perzentil = 0,8, CSB-Eliminationsgrad = 50 %

⁵² Annahmen: 200 EW, CSB_{hom.} = 120 g/E/d, Mittelwert/85%-Perzentil = 0,8, V = 18 m³, Q_d = 30 m³/d, HRT = 14 h, Gaspotential: 350 NI/kg CSB_{abgebaut}

Berechnung: gemäß SVARDAL (1991), $y_{CH_4} = 0,65$, P = 1 bar

Anmerkung: Die Funktion verdeutlicht den prinzipiellen Zusammenhang zwischen dem Anteil des gelösten Methans, der Temperatur und dem Wirkungsgrad. Faktoren wie Partialdrücke anderer Gaskomponenten und Wassertiefe wurden vernachlässigt.

4.2.4.3 Schlammanfall

Der Schlammanfall ist vom Feststoffrückhalt, vom anaeroben Abbau und damit von der Temperatur abhängig. Bei Absetzgruben sinkt der spezifische volumenbezogene Schlammanfall mit zunehmender Speicherdauer [SCHÜTTE, 2000; DORGELOH UND SCHÜRMAN, 2001] infolge anaerober und schlammverdichtender Prozesse [SCHÜTTE, 2000] von rd. 0,7 – 1,0 l/E/d nach einem Jahr [KOLLATSCH, 1993; SCHÜTTE, 2000; DORGELOH UND SCHÜRMAN, 2001] auf 0,45 l/E/d [DORGELOH UND SCHÜRMAN, 2001] bzw. 0,63 l/E/d [SCHÜTTE, 2000] nach 2 Jahren. Für Ausfallgruben werden im eingefahrenen Zustand 0,2 – 0,35 l/E/d erreicht [MAUNOIR ET AL., 2007]. Die rechnerischen Feststoffkonzentrationen liegen für einen Schlammanfall von 0,63 – 0,35 l/E/d in Übereinstimmung mit Beobachtungen aus der Praxis (< 7 %, SCHÜTTE, 2000) zwischen 4 und 8 % TR⁵³. Aufgrund der langen Speicherzeit setzen auch in Absetzgruben anaerobe Prozesse im Schlamm ein, in deren Folge der oTR auf < 60 % sinken kann [SCHÜTTE, 2000]. Dies entspricht bei 75 % oTR im Rohschlamm einem oTR-Abbau von 50 %, bei 70 % oTR im Rohschlamm einem oTR-Abbau von 36 %. Der oTR-Abbau ist temperaturabhängig. Bei Erhöhung der Lagerungstemperatur von 10 °C auf 20 °C kann der oTR-Abbau um 10 %-Punkte auf rd. 50 %, bei 30 °C auf rd. 60 % steigen⁵⁴ [SCHALK ET AL., 2016].

In Emscherbrunnen werden i. M. 70 % der Feststoffe durch Sedimentation eliminiert [MAIER UND SOHLER, 1925; SPILLNER UND BLUNK, 1925; LANGBEIN UND KROLL, 1931] und etwa 80 % [SPILLNER UND BLUNK, 1925; LANGBEIN UND KROLL, 1931] bis 90 % [MAIER UND SOHLER, 1925; TRIEBEL, 1965] der absetzbaren Stoffe. Der Wirkungsgrad für die BSB₅- bzw. CSB_{hom}-Elimination im Absetzraum entspricht mit rd. 40 % bei HRT > 2 h [GRUHLER UND BUSCH, 1979] dem von Absetzbecken (vgl. Tabelle 4.3). Im Mittel liegt der TR-Gehalt im Faulraum zwischen 8 und 13 % [BLUNK, 1925] bzw. zwischen 5 und 11 % [STUEWER UND TETSCH, 1956; BABBITT UND BAUMANN, 1958], der Schlammanfall bei rd. 0,3 – 0,4 l/E/d⁵⁵ [MARCUS, 1918; MAHR, 1931; STUEWER UND TETSCH, 1956], der spezifische Faulschlammanfall bei 32 g TR/E/d⁵⁶ [STUEWER UND TETSCH, 1956].

In ABR ist theoretisch mit einem höheren volumenbezogenen Schlammanfall zu rechnen, da eine hohe Lagerungsdichte die Durchmischung behindert und zu Kurzschlussströmungen führt. In der Praxis liegt der mittlere TR-Gehalt im Schlammbett zwischen 5 % und 9 % [REYNAUD, 2015A] bzw. zwischen 1 % und 7 % [FOXON ET AL., 2006] mit einer Zunahme des Feststoffgehaltes in

⁵³ Aufgrund des geänderten PS-Anfalls im DWA-Regelwerk (DWA (2004): 'Neue erweiterte Schlammliste' und DWA-M-368 (2014)) ergeben sich für einen Schlammanfall von 0,63 – 0,35 l/E/d zwei TR-Bereiche:

Variante 1: Der Ansatz nach DWA (2004) mit 40 g TR_{PS}/E/d und 67 % oTR_{roh} ergibt TR-Werte von 4 – 8 % im abgelagerten Schlamm.

Variante 2: Der Ansatz nach DWA-M 368 mit 28 g TR_{PS}/E/d und 75 % oTR_{roh} ergibt TR-Werte von 3 – 5 % im abgelagerten Schlamm.

Aufgrund der zeitlichen Nähe der zitierten Publikationen zur Veröffentlichung der 'Neuen erweiterten Schlammliste' der DWA (2004) ist Variante 1 zunächst als am ehesten zutreffend einzuschätzen, wobei zu berücksichtigen ist, dass aufgrund des geringeren spezifischen PS-Anfalls in Kleinkläranlagen (vgl. Abschnitt 2.2.2) Variante 2 nicht ausgeschlossen werden kann. Damit sind beide Varianten für lange Speicherzeiten plausibel (vgl. Emscherbrunnen).

⁵⁴ Laborversuche bei konstanter Temperatur; oTR nach 0,75 a: oTR_{10 °C} = 60 %, oTR_{20 °C} = 55 %, oTR_{30 °C} = 52 % [SCHALK ET AL., 2016]

⁵⁵ Städte mit überwiegend kommunalem Abwasser und ausgebautem Entwässerungsnetz (0,26 – 0,44 l/E/d)

⁵⁶ Werte durch fehlende Angaben über Industrieanteil der untersuchten Kläranlagen nicht verifizierbar

Bodennähe [FOXON ET AL., 2006]. Werte von rd. 20 % [REYNAUD, 2015A] lassen auf eine ungenügende Durchmischung schließen. Die dokumentierten Feststoffkonzentrationen liegen z. T. über den Werten für Faulgruben (vgl. SCHÜTTE, 2000) und Emscherbrunnen (vgl. STUEWER UND TETSCH, 1956; BABBITT UND BAUMANN, 1958).

4.2.5 Versuche zur anaeroben Kommunalabwasserbehandlung mit einem ABR

4.2.5.1 Versuchsdurchführung und Anlagenbeschreibung

Zur Untersuchung der sich aus dem anaeroben Abbau ergebenden Behandlungsreserven wurde im Zeitraum 06/2012 – 10/2013 ein Anaerobic Baffled Reactor zur Kommunalabwasserbehandlung betrieben. Die Untersuchungen wurden im Auftrag der Bremen Overseas Research and Development Association (BORDA e.V.) im Technikum des Instituts für Siedlungs- und Industrieresourcemanagement der TU Dresden auf dem Gelände der KA Dresden-Kaditz durchgeführt. Die Ziele bestanden hauptsächlich in der Bestimmung des Wirkungsgrades in Abhängigkeit der Temperatur und in der Ausweisung der ganzjährig erreichbaren Frachtverminderung, die bei der Bemessung einer nachgeschalteten aeroben Stufe berücksichtigt werden kann.

Der Einfahrbetrieb erfolgte mit einer langen, allmählich sinkenden HRT gemäß der Angaben von BARBER UND STUCKEY (1998) sowie GUTTERER ET AL. (2009). Der ABR wurde im Einfahrbetrieb und in der ersten Untersuchungsphase kontinuierlich beschickt. In den folgenden Versuchsabschnitten wurde der Betrieb nachts für mehrere Stunden unterbrochen, der stündliche Zufluss bis zum Erreichen der zulässigen Aufstromgeschwindigkeit erhöht. Zur Einhaltung der zulässigen Aufstromgeschwindigkeit von 1,0 m/h ergibt sich aus der Anlagenkubatur ein maximal zulässiger Zufluss von 0,86 m³/h.

Aufgrund des Junihochwassers 2013 wurde der Betrieb des ABR für drei Wochen unterbrochen. Danach wurde die Beschickung wieder aufgenommen, zunächst für zwei Wochen mit kontinuierlichem Zufluss, anschließend mit den vor der Betriebsunterbrechung eingestellten Zuflussbedingungen. Der Betrieb der Kläranlage gliederte sich in die folgenden Phasen:

1. Einfahrbetrieb
Kontinuierliche Beschickung mit $v_{\text{Auf}} = 0,2$ m/h,
Kontinuierliche Beschickung mit $v_{\text{Auf}} = 0,5$ m/h,
2. Betriebsphase 1
Kontinuierliche Beschickung mit $v_{\text{Auf}} = 0,7$ m/h,
3. Betriebsphase 2.1
Diskontinuierliche Beschickung mit $v_{\text{Auf}} = 0,8$ m/h,
4. Betriebsunterbrechung
5. Einfahrbetrieb
Kontinuierliche Beschickung mit $v_{\text{Auf}} = 0,8$ m/h,
6. Betriebsphase 2.2
Diskontinuierliche Beschickung mit $v_{\text{Auf}} = 0,8$ m/h,
7. Betriebsphase 3
Diskontinuierliche Beschickung mit $v_{\text{Auf}} = 1,0$ m/h.

Bei der Bestimmung der Wirkungsgrade von ABR und Vorklärbecken wurden ausschließlich Trockenwetterproben aus störungsfreien Zeiträumen berücksichtigt.

Die Kläranlage bestand aus einem Vorklärbecken (VKB) und einem ABR mit 8 Kammern (Abbildung 4.7, Abbildung 4.7). Die Behälter wurden in GFK, die Rohrleitungen in PP (DN110) ausgeführt. Im VKB waren im Zu- und im Ablaufbereich Tauchwände installiert. Die zulaufseitige Tauchwand wurde aufgrund der ungünstigen Beeinflussung des Absetzvorgangs im Projektverlauf entfernt. Die Kammern des ABR sind durch Tauchwände voneinander getrennt (Abbildung 4.5). Ablaufseitig bestehen die Tauchwände aus einer Platte mit Überfallkante, zulaufseitig sind sie in jeweils fünf trapezförmige Lamellen ($A_0 = 0,04 \text{ m}^2$ pro Kammer) unterteilt. Der Abzug des sedimentierten Schlammes aus VKB und ABR erfolgte mit einer Tauchpumpe. Die abgepumpten Mengen wurden volumetrisch erfasst.

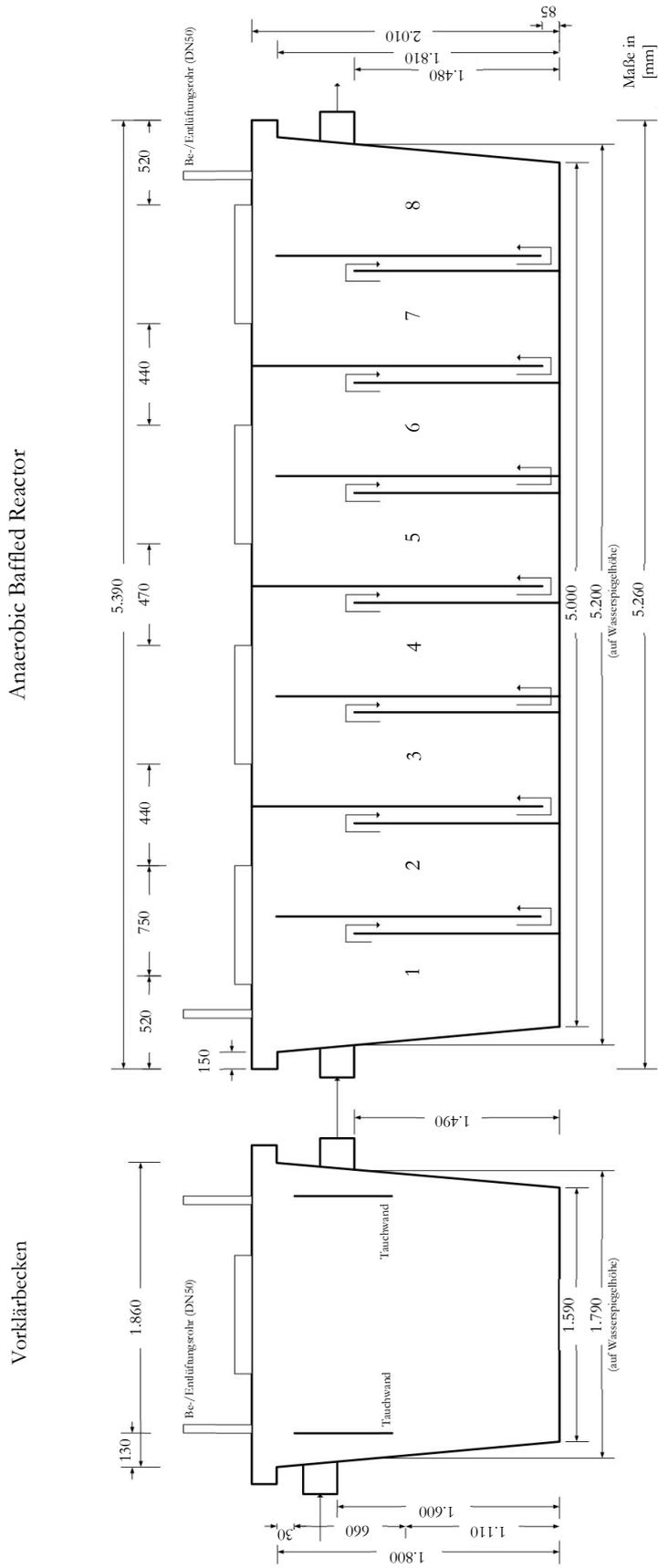


Abbildung 4.4: ABR-Kompaktanlage

Das Rohabwasser wurde nach Grobstoffabscheidung auf der KA Dresden-Kaditz in Grob- (Stababstand: 6,5 cm) und Feinrechen (Stababstand: 1,5 cm) sowie Sandabscheidung in einem unbelüfteten Langsandfang zum VKB der ABR-Anlage mit einer Exzentrerschneckenpumpe (Netzsch NM031BY, Netzsch Mohnopumpen GmbH, Waldkraiburg, $Q_{\max} = 1,5 \text{ m}^3/\text{h}$) gefördert (Abbildung 4.8), die Zuflussmenge zur Kläranlage mit einem MID erfasst (Promag 50H mit Datenlogger Minilog B RDL10, Endress + Hauser Messtechnik GmbH & Co. KG) und entsprechend den Vorgaben aus den Projektphasen angepasst. Die Kläranlage wurde kontinuierlich beschickt, ab Mai 2013 wurde die Beschickung nachts für 4 – 7 h unterbrochen.



Abbildung 4.5: Schwallwände zwischen den Kammern des ABR (Fließrichtung von links)



Parameter	Einheit	VKB	ABR			
			K1	K2 - K7	K8	Gesamt
h_{Wsp}	[m]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
A_{Wsp}	[m ²]	2,6	1,0	0,9	1,0	7,4
V_{Wsp}	[m ³]	3,5	1,3	1,2	1,3	9,8

Abbildung 4.6: Abmessungen und Rauminhalte der ABR-Kompaktanlage – Längsschnitte (Zeichnungen: FALKENBERG, 2012)

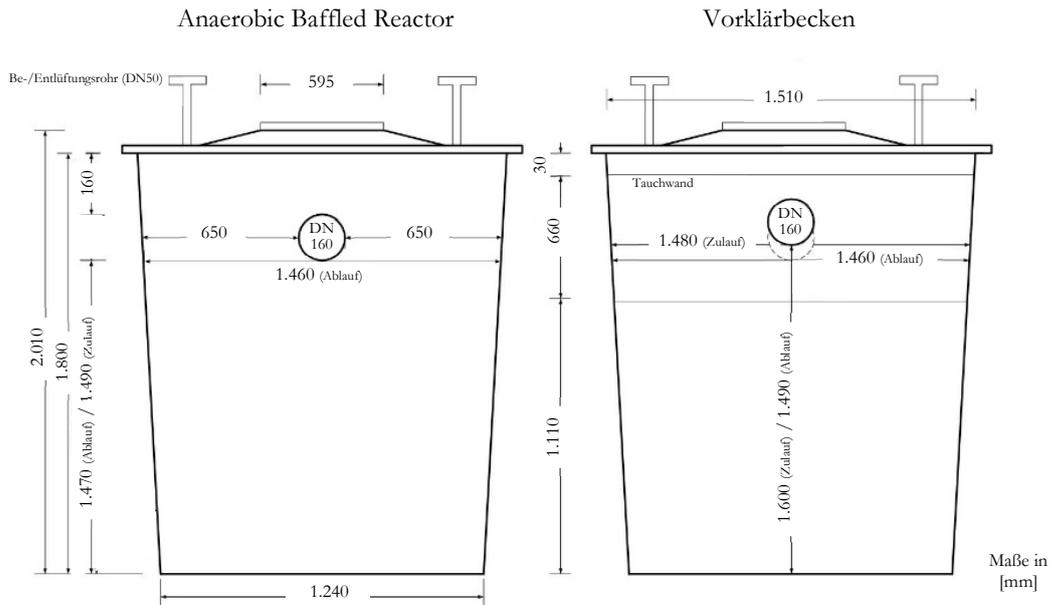


Abbildung 4.7: Abmessungen der ABR-Kompaktanlage – Querschnitte (Zeichnungen: FALKENBERG, 2012)

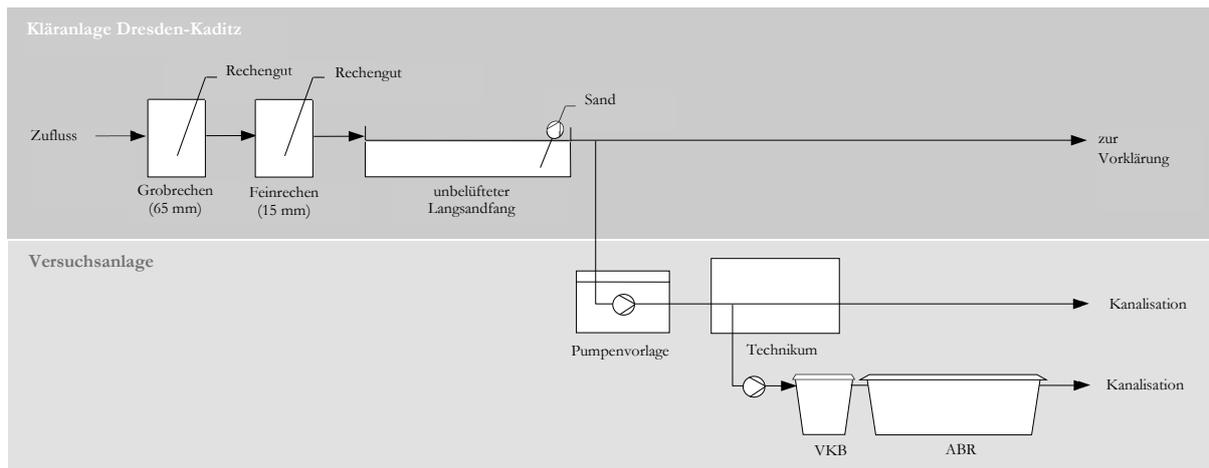


Abbildung 4.8: Mechanische Vorbehandlung des Abwassers vor der Einleitung in die ABR-Kompaktanlage

Im Rahmen der wöchentlichen Wartung wurden nach Abschluss des Einfahrbetriebs Zu- und Ablaufproben als zeitproportionale 24-h-Mischproben aus dem Ablauf des VKB und dem Klarwasserüberstand in der 8. Kammer des ABR entnommen (SIGMA 900max, Hach Lange GmbH, Probenahmeintervall: 15 min).

Folgende Tätigkeiten waren Bestandteil der Wartung:

- Bestimmung der absetzbaren Stoffe (ASS) im Klarwasserüberstand aller Kammern,
- Visuelle Beurteilung der Schwimmschlammentwicklung im ABR, ggf. Entsorgung des Schwimmschlammes mit Erfassung der entsorgten Menge und Entnahme von Proben zur TR- und oTR-Bestimmung,
- Messung des Schlammspiegels in allen Kammern,

- Schlammentsorgung ab Schlammspiegelhöhen von $\geq 0,5$ m mit Erfassung der entsorgten Mengen und Entnahme von Proben zur TR- und oTR-Bestimmung,
- Messung von pH-Wert, Leitfähigkeit und Temperatur im Klarwasserüberstand aller Kammern.

Tabelle 4.4: Analyseplan ABR-Kompaktkläranlage (Analysemethoden vgl. Anhang A)

Parameter		Zulauf VKB ¹⁾	Ablauf VKB	Ablauf ABR	ABR K1 – K8	Schwimm- schlamm	Boden- schlamm
Laboranalysen	CSB _{hom.}	x	x	-	-	-	-
	CSB _{mf}	-	x	-	-	-	-
	BSB ₅	x	x	-	-	-	-
	AFS	x	x	-	-	-	-
	TR	-	-	-	-	x	x
	GV bzw. oTR	-	-	-	-	x	x
	org. Säuren ¹⁾	-	x	x	-	-	-
Vor-Ort-Messungen	pH-Wert	x	x	x	x	-	-
	Temperatur	x	x	x	x	-	-
	Leitfähigkeit	-	x	x	x	-	-
	ASS	-	x	x	x	-	-

¹⁾ Betriebswerte der Stadtentwässerung Dresden GmbH für die KA Dresden-Kaditz

¹⁾ Bestimmung aus der Stichprobe

4.2.5.2 Betriebsparameter

Die hydraulische Belastung des ABR lag in den Betriebsphasen 1 – 3 bei $14 \text{ m}^3/\text{d}$ (Anhang I – Abbildung I.1), der mittlere stündliche Zufluss in den beschickten Phasen zwischen $0,2$ und $0,8 \text{ m}^3/\text{h}$ (Abbildung 4.9, Tabelle 4.5, Anhang I – Abbildung I.3). Abweichungen wurden durch technische Störungen des Zulaufpumpwerks verursacht. Die Aufstromgeschwindigkeit erreichte $0,2$ bis $1,0 \text{ m/h}$ (Tabelle 4.5), die Geschwindigkeit im Abstrombereich 5 bis $> 20 \text{ m/h}$. Eine Einschätzung dieses Wertes ist aufgrund fehlender Bemessungsvorgaben nicht möglich.

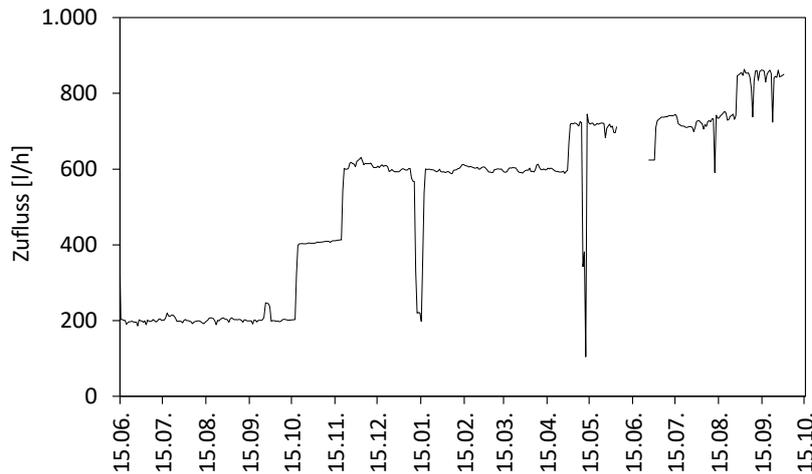


Abbildung 4.9: Hydraulische Belastung des ABR

Die mittlere Verweilzeit lag in den Betriebsphasen 1 – 3 im ABR zwischen 14 und 18 h und in der Gesamtanlage, inklusive VKB, bei rd. 24 h . Unter Berücksichtigung des Schlammbeds und der diskontinuierlichen Beschickung ergeben sich niedrigere Verweilzeiten (vgl. Anhang I – Abbildung I.2), die z. T. die Mindestvorgaben von GUTTERER ET AL. (2009) unterschreiten (vgl. Abschnitt 4.2.5.4).

Tabelle 4.5: Mittlere hydraulische Belastung des ABR in den Untersuchungsphasen

Betriebsphase	Zeitraum [d]	Be- schickung [h/d]	q_h [l/h]	Q_d [m ³ /d]	v_{Auf} [m/h]	HRT _{gesamt}		
						VKB [h]	ABR [h]	Gesamt [h]
Einfahrbetrieb	126	24	203	5	0,2	17	50	67
	32	24	407	10	0,5	8,7	25	33
Betriebsphase 1	161	24	587	14	0,7	6,2	18	24
Betriebsphase 2.1	33	20	717	14	0,8	6,0	17	23
Unterbrechung	23	-	-	-	-	-	-	-
Einfahrbetrieb	13	24	699	17	0,8	5,0	14	19
Betriebsphase 2.2	49	20	725	14	0,8	6,0	17	23
Betriebsphase 3	35	17	833	14	1,0	6,1	18	24

Die mittleren Konzentrationen im Zulauf des VKB lagen im Versuchsbetrieb bei (Abbildung 4.10):

- $451 \pm 125 \text{ mg CSB}_{\text{hom.}}/\text{l}$,
- $201 \pm 58 \text{ mg BSB}_5/\text{l}$ und
- $321 \pm 87 \text{ mg AFS}/\text{l}$.

Das $CSB_{\text{hom.}}/BSB_5$ -Verhältnis lag mit $CSB_{\text{hom.}} = 2,2 \cdot BSB_5$ ($R^2 = 0,84$) im für kommunales Abwasser typischen Bereich. Das $CSB_{\text{hom.}}/AFS$ -Verhältnis weist auf einen leicht erhöhten Eintrag an organischen partikulären Substanzen hin ($CSB_{\text{hom.}} = 1,4 \cdot AFS$, $R^2 = 0,71$), das vom bekannten einwohnerspezifischen Verhältnis ($CSB_{\text{hom.}} = 1,7 \cdot AFS$) zu etwa 20 % abweicht.

Die CSB -Raumbelastung der Gesamtanlage erreichte mit Ausnahme des Einfahrbetriebes in den einzelnen Betriebsphasen i. M. $0,4 - 0,5 \text{ kg } CSB_{\text{hom.}}/\text{m}^3/\text{d}$, im ABR i. M. $0,3 - 0,5 \text{ kg } CSB_{\text{hom.}}/\text{m}^3/\text{d}$ (Tabelle 4.6, Anhang I – Abbildung I.4). Damit lag die Belastung unter den gemäß GUTTERER ET AL. (2009) zulässigen $3 \text{ kg } CSB_{\text{hom.}}/\text{m}^3/\text{d}$. Die zugeführte Fracht entsprach i. M. $50 - 60 \text{ EW}_{120}$ (Tabelle 4.6). Das $CSB_{\text{hom.}}/BSB_5$ -Verhältnis lag im Anlagenzulauf bei $2,2$ ($R^2 = 0,88$).

Entsprechend der Jahreszeit ergaben sich für die Versuchsabschnitte unterschiedliche Temperaturen. In Teilen des Einfahrbetriebes sowie in Betriebsphase 1 herrschten niedrigere Temperaturen als in den übrigen Abschnitten, in denen weitgehend vergleichbare Temperaturverhältnisse vorlagen (Tabelle 4.6).

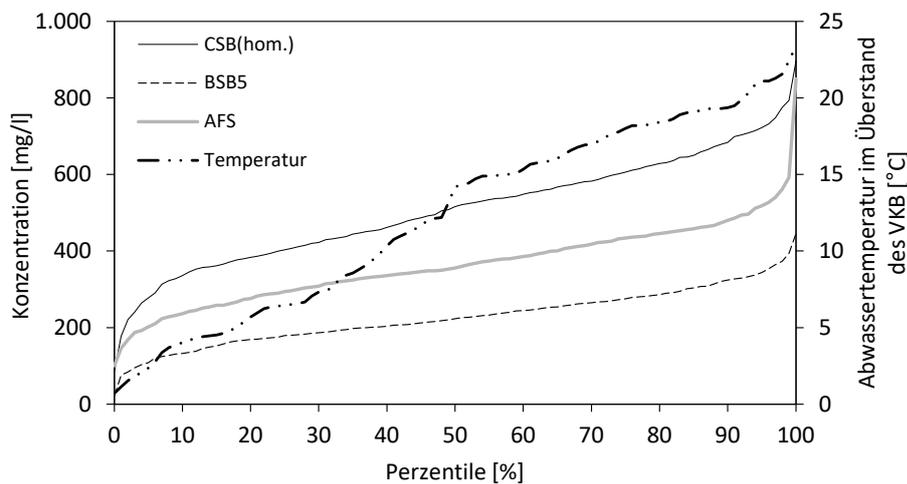


Abbildung 4.10: Beschaffenheit des Abwassers im Zulauf des VKB (inkl. Einfahrbetrieb des ABR)

Tabelle 4.6: Belastungsparameter des ABR in den Untersuchungsphasen

Betriebsphase	Raumbelastung						Kläranlagenzulauf		
	Gesamtanlage			ABR			Ange-schlossene EW	T ^{VII)}	pH ^{VIII)}
	B _{R,CSB} ^{I)}	B _{R,BSB5} ^{II)}	B _{R,AFS} ^{III)}	B _{R,CSB} ^{IV)}	B _{R,BSB5} ^{V)}	B _{R,AFS} ^{VI)}			
[kg/m ³ /d]	[kg/m ³ /d]	[kg/m ³ /d]	[kg/m ³ /d]	[kg/m ³ /d]	[kg/m ³ /d]	[EW ₁₂₀]	[°C]	[–]	
Einfahrbetrieb	0,20	0,10	0,14	0,17	0,08	0,17	20	16,3	7,8
	0,45	0,20	0,32	0,34	0,14	0,12	50	7,0	7,7
Betriebsphase 1	0,50	0,21	0,32	0,42	0,17	0,16	60	5,6	8,0
Betriebsphase 2.1	0,46	0,19	0,31	0,33	0,14	0,15	50	16,5	7,5
Unterbrechung	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Einfahrbetrieb	0,46	0,17	0,42	n. b.	n. b.	n. b.	50	n. b.	n. b.
Betriebsphase 2.2	0,43	0,20	0,37	0,43	0,14	0,20	50	18,9	7,5
Betriebsphase 3	0,55	0,24	0,42	0,53	0,21	0,21	60	14,0	7,5

I) 434 Werte, tägliche 24-h-MP KA Dresden-Kaditz

II) 422 Werte, tägliche 24-h-MP KA Dresden-Kaditz

III) 421 Werte, tägliche 24-h-MP KA Dresden-Kaditz

IV) 58 Werte, wöchentliche 24-h-MP

V) 59 Werte, wöchentliche 24-h-MP

VI) 58 Werte, wöchentliche 24-h-MP

VII) Messung im Überstand des VKB

n. b. nicht bestimmt

4.2.5.3 Säurebildung/Säureabbau

Die pH-Werte in ABR und VKB lagen im neutralen bis schwach alkalischen Bereich (Abbildung 4.11). Mit abnehmender Abwassertemperatur sanken die pH-Werte in den Kammern. Im Rohabwasser bestand dieser Zusammenhang nicht. Die Abwassertemperatur im ABR wurde durch die Umgebungstemperatur beeinflusst. Ab $T < 17\text{ °C}$ im Anlagenzulauf sanken die Temperaturen in den Kammern unter die Zulaufstemperatur, d. h. das Abwasser kühlte ab (Abbildung 4.12). Oberhalb von 17 °C erwärmte sich das Abwasser.

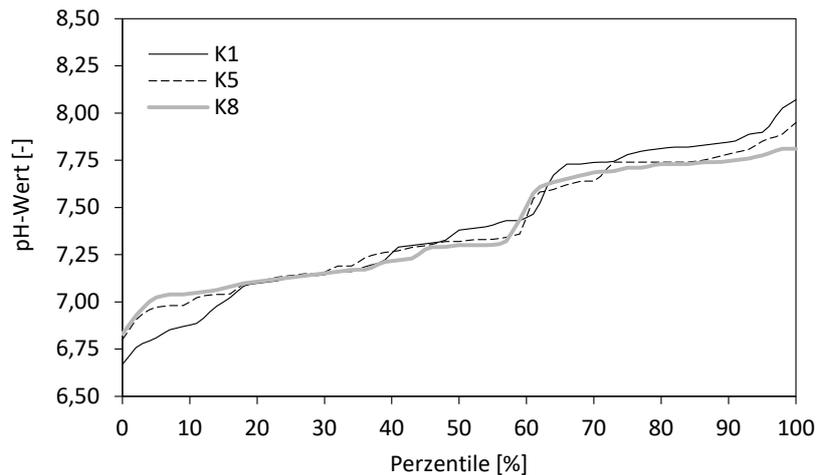


Abbildung 4.11: pH-Werte in ABR-Kammer 1, 5 und 8

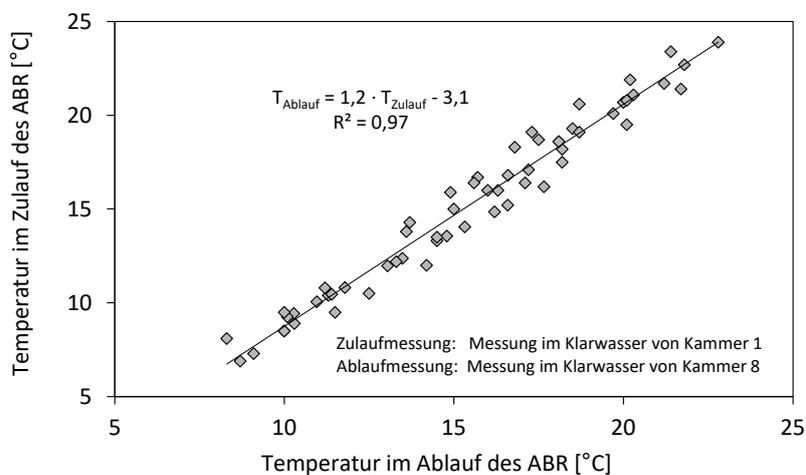


Abbildung 4.12: Änderung der Temperatur zwischen der 1. und der 8. Kammer des ABR

Der typischerweise an ABR beobachtete pH-Wert-Anstieg [LANGENHOFF UND STUCKEY, 2000; KRISHNA ET AL., 2009] war ab Abwassertemperaturen $> 17\text{ °C}$ nachweisbar. In Verbindung mit der Anreicherung organischer Säuren weist dies auf einen gehemmten Abbau unterhalb von 17 °C hin (Abbildung 4.13, Abbildung 4.14). Die Konzentration der organischen Säuren im Ablauf war bei niedrigen Temperaturen, ebenso wie die des gelösten CSB, höher als im Zulauf. Der jahreszeitliche Einfluss zeigt sich auch beim Vergleich der Mittelwerte der Zeiträume Oktober – April und Mai – September (Tabelle 4.7, Anhang I – Abbildung I.5, Abbildung I.6).

Tabelle 4.7: Anreicherung organischer Säuren bei niedrigen Temperaturen (Oktober – April)

Zeitraum	Organische Säuren		CSB _{mf}	
	Zulauf	Ablauf	Zulauf	Ablauf
	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]
Oktober – April	46 ± 21	56 ± 20	155 ± 34	160 ± 31
Mai – September	52 ± 24	46 ± 17	144 ± 44	135 ± 32

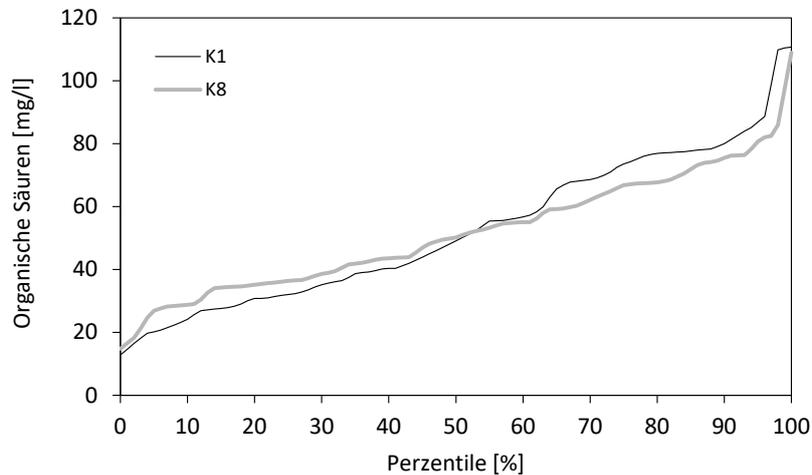


Abbildung 4.13: Konzentration der organischen Säuren in ABR-Kammer 1 und 8

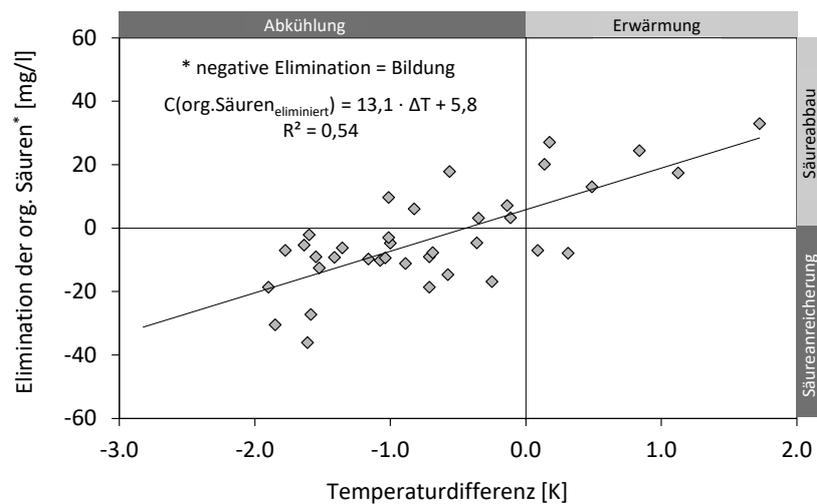


Abbildung 4.14: Einfluss der Temperaturänderung im ABR auf die Elimination der organischen Säuren

Die Korrelation von CSB_{mf} und organischen Säuren (Abbildung 4.15) ist im Vergleich zur Korrelation zwischen Temperatur und organischen Säuren (Abbildung 4.14) deutlicher. Zwischen Säuregehalt und pH-Wert-Differenz war kein Zusammenhang nachweisbar ($R^2 = 0,08$).

Die Korrelation zwischen pH-Wert- und Temperaturänderung (Kammer 1 – Kammer 8) streute stark⁵⁷. Im Mittel sank der pH-Wert in Betriebsphase 1 um 0,1 Einheiten, in Phase 2 blieb er i. M. stabil, in Phase 3 stieg er i. M. um 0,1. Die Unterschiede zwischen den pH-Werten sind für die Darstellung eines aussagefähigeren Zusammenhangs zu gering.

⁵⁷ pH-Wert-Differenz = 0,1 · T-Differenz + 0,05 ($R^2 = 0,36$)

Für den Anstieg der Säurekonzentration kommen zwei Aspekte infrage: Zum einen benötigen Hydrolyse und Versäuerung mit abnehmender Temperatur mehr Zeit bzw. Raum (vgl. VAN LIER ET AL., 1997; ELMITWALLI ET AL., 2001; GHOLIKANDI ET AL., 2014), so dass methanogene Mikroorganismen verdrängt werden, da die benötigten Substrate nicht in der Menge zur Verfügung stehen wie bei höheren Temperaturen, zum anderen unterbleibt der Abbau der gebildeten Säuren, da methanogene Mikroorganismen empfindlicher auf niedrigere Temperaturen reagieren als acetogene Bakterien [BOWEN ET AL., 2014], so dass organische Säuren und damit CSB_{mf} angereichert werden [NACHAIYASIT UND STUCKEY, 1997B; LANGENHOFF UND STUCKEY, 2000; FENG ET AL., 2008; GAO ET AL., 2011]. Denkbar ist eine Überlagerung beider Effekte. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die HRT im schlammfreien Volumen die geforderten 8 h z. T. unterschritt. Je weiter die HRT sinkt, desto eher wird der Säureabbau gestört, insbesondere bei niedrigen Temperaturen [FENG ET AL., 2008]. Die Verlängerung der Verweilzeit kann den Beginn der Säureanreicherung kompensieren und auf niedrigere Temperaturen verschieben (vgl. FENG ET AL., 2008). Der Beginn der Säureanreicherung ist dabei von den vor-Ort-Bedingungen abhängig (Substrat, Raumbelastung, HRT).

Die methanogene Phase ist für die Gasproduktion in kleinen Anlagen aufgrund des nicht wirtschaftlich nutzbaren Gasanfalls zwar vernachlässigbar, aber für den Abbau der gebildeten Säuren und die CSB -Elimination von Bedeutung. Die Störung der Methanogenese führt zur scheinbaren Bildung von leicht abbaubaren CSB_{mf} (Abbildung 4.15) bei paralleler Verringerung des partikulären CSB und beeinflusst dadurch die Eliminationsleistung für den gelösten CSB und auch für den BSB_5 .

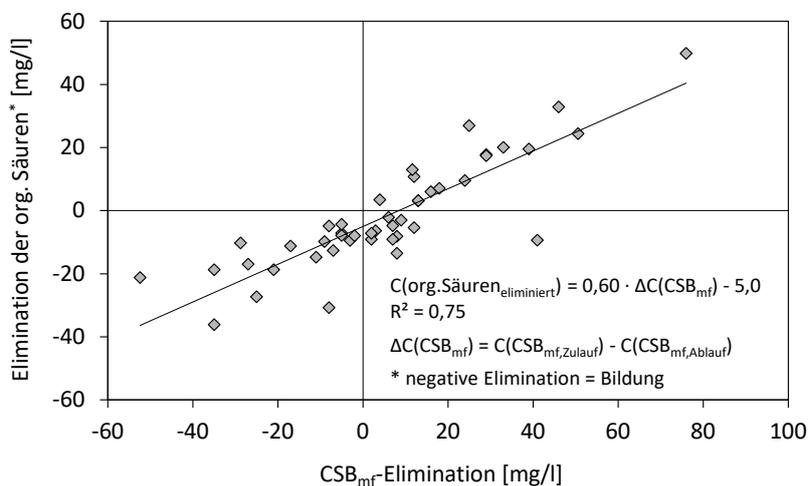


Abbildung 4.15: Einfluss von Abbau und Bildung der organischen Säuren auf den gelösten CSB

4.2.5.4 Schlammhaushalt

Ausbildung und Stabilität der Schlamm Spiegel, Schwimmschlamm bildung

Zur Einhaltung der minimalen HRT im schlammfreien Volumen ist ein Betrieb mit kontrolliertem Schlamm Spiegel notwendig. Der Schlamm abzug erfolgte ab einer Schlamm Spiegelhöhe von 50 cm, etwa einem Drittel der Wasserspiegelhöhe. In den ersten vier Kammern bildeten sich innerhalb von vier Monaten stabile Schlamm Spiegel. Aufgrund der geringen Belastung im Einfahr betrieb und des Wirkungsgrades des VKB (Abschnitt 4.2.5.5) dauerte es in den Kammern 5 – 8 ein dreiviertel Jahr bis stabile Schlamm Spiegel > 20 cm nachweisbar waren (Abbildung 4.16, Tabelle 4.8). In diesem Betriebszustand lag der Feststoffgehalt des an der Beckensohle abgezogenen entsorgten Schlamm s des ABRs zwischen 0,1 und 3 % TR, im VKB zwischen 1,2 und 7,3 % TR. Das gewichtete Mittel lag im VKB bei rd. 3,1 %, im ABR bei rd. 0,7 % (Tabelle 4.9). Da der TR-Gehalt mit zunehmender Tiefe durch die Schichtung steigt [FOXON ET AL., 2006], ist für das Schlamm Bett ein niedrigerer mittlerer TR-Gehalt von etwa 0,5 % anzunehmen.

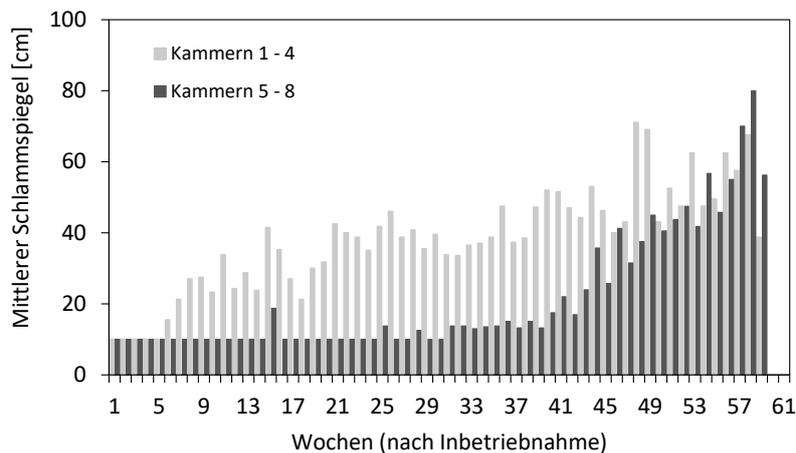


Abbildung 4.16: Mittlere Schlamm Spiegel in den ersten vier und den letzten vier Kammern (Messung vor Schlamm abzug, Schlamm Spiegelhöhen < 20 cm wurden pauschal mit 10 cm angesetzt)

Durch eine im Zulaufbereich des VKB installierte Tauchwand (Abbildung 4.6) wurde das zufließende Abwasser in den abgelagerten Schlamm gelenkt und führte zum Aufschwimmen des Bodenschlamm s. Durch die Entfernung der Tauchwand wurde das Problem im Mai 2013 behoben. Schwimmschlamm trat im ABR während des Einfahr betrieb s in geringfügigem Maß auf. Die im gesamten Untersuchungszeitraum entsorgte Menge betrug 30 l bzw. 1,2 kg TR.

In der zweiten Kammer des ABR traten Schwimmdecken infolge von Schlammverlagerungen aus der ersten Kammer des ABR und aus dem VKB auf. Die Bodenschlammhöhe in ABR-Kammer zwei lag in diesen Fällen unterhalb der für die Entsorgung festgelegten Höhe. Die Schwimmschlamm schicht erreichte eine Höhe vom bis zu 75 cm und führte zum Schlamm abtrieb in ABR-Kammer drei (Abbildung 4.17). In ABR-Kammer eins lag der Schlamm Spiegel deutlich oberhalb der für die Entsorgung angesetzten 50 cm, zum Teil war die Kammer vollständig mit Schlamm gefüllt, unabhängig von der wöchentlichen Schlamm Spiegelkontrolle und der Schlamm entsorgung.

Durch mechanische Umwälzung sedimentierte der Schwimmschlamm und wurde als Bodenschlamm entsorgt.

Tabelle 4.8: Schlammpegelhöhen und resultierende hydraulische Verweilzeit im schlammfreien Volumen

	Schlammpegelhöhen											HRT im schlammfreien Volumen		
	VKB [cm]	ABR										VKB [h]	ABR [h]	Gesamt [h]
		K1 [cm]	K2 [cm]	K3 [cm]	K4 [cm]	K5 [cm]	K6 [cm]	K7 [cm]	K8 [cm]	i. M. [cm]				
Betriebsphase	43	34	29	35	26	21	21	20	20	26	8,2	41	50	
Einfahrtrieb	53	40	33	31	28	20	20	20	27	4,7	20	25		
Betriebsphase 1	63	45	43	39	37	26	21	20	31	3,5	13	17		
Betriebsphase 2	56	75	39	44	51	42	41	45	37	2,6	9,8	12		
Betriebsphase 3	74	69	44	55	53	68	58	61	59	2,2	7,3	9,5		

Tabelle 4.9: Schlammpegelhöhen und Schlammfall von Mai – September 2013

Parameter	Einheit	VKB	ABR							
			K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8
Schlammpegel	Minimum	[cm]	35	20	34	35	30	20	30	20
	Maximum	[cm]	154	60	80	100	90	80	80	80
	Mittelwert	[cm]	78	39	49	52	53	47	51	47
Schlammentsorgung	Anzahl Entnahmen	[-]	6	7	5	8	6	6	7	7
	Menge	[m ³]	9,8	3,1	1,9	3,1	2,4	2,1	2,8	2,5
	TM	[kg]	302	17	12	23	26	10	15	11
	TR (gewichtetes Mittel)	[g/l]	31	5,5	6,7	7,4	11	4,8	5,3	4,6
	GV (gewichtetes Mittel)	[%]	66	56	59	55	56	55	53	51

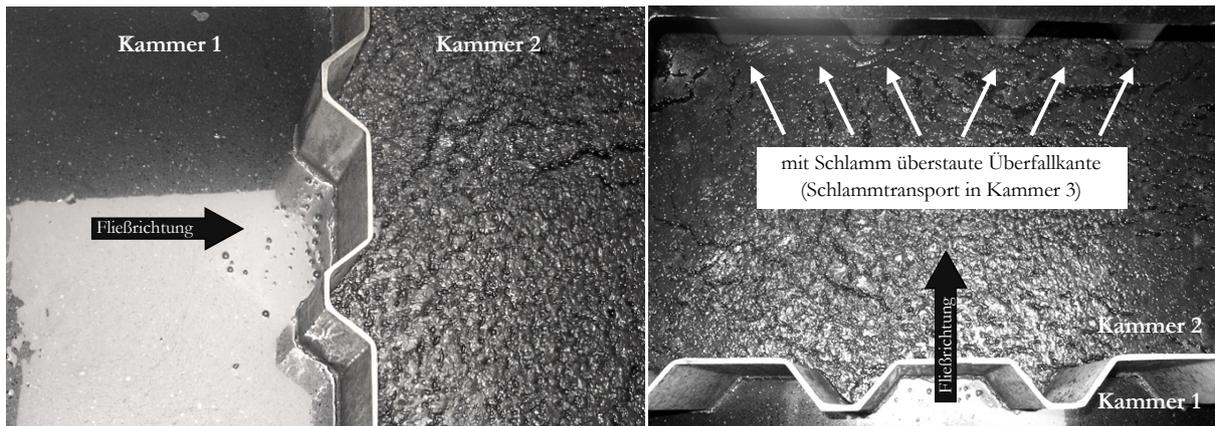


Abbildung 4.17: Schwimmsschlamm-Bildung in Kammer 2 im Vergleich zu Kammer 1

Die Schlammpegel und entsorgten Feststofffrachten waren im eingefahrenen Zustand (stabile Schlammpegel in allen Kammern) im ABR mit Ausnahme der ersten Kammer weitgehend gleich (Tabelle 4.9). Das zur Einhaltung der maximalen Schlammpegelhöhe notwendige Entsorgungsintervall liegt unter den vorliegenden Randbedingungen (Mischsystem, kommunales Abwasser) bei i. M. 3 – 4 Wochen, mit einer teilweisen Verkürzung auf wöchentliche Abstände (Anhang I – Abbildung I.7). Im gesamten Zeitraum wurden aus der Anlage 76 m³ Schlamm mit 1.200 kg TR und 825 kg oTR entsorgt. 80 % der entsorgten Feststofffracht (Anhang I – Abbildung I.7) und 55 % der entsorgten Schlammmenge entfielen auf das Vorklärbecken.

Hydraulische Verweilzeit im schlammfreien Volumen

Die Verweilzeit im schlammfreien Volumen wurde für die Tage ermittelt, an denen die Anlage gewartet wurde (einmal pro Woche) und auf Grundlage des stündlichen Zuflusses berechnet. Die geforderte HRT von mindestens 8 h im wurde bei hohen Schlammpegeln in Einzelfällen unterschritten. Die minimale Verweilzeit in der Gesamtanlage sank infolge des zeitweise hohen Eintrags von Schlamm aus dem Kanalnetz (Mischsystem) auf 7,6 h, im ABR auf 6,3 h. In der letzten Betriebsphase betrug die HRT in der beschickten Phase im ABR i. M. 7,3 h, im VKB 2,2 h. Ausgehend von der zulässigen Aufstromgeschwindigkeit und der geforderten HRT im schlammfreien Volumen der Gesamtanlage ergibt sich für den untersuchten ABR ein zulässiger Schlammpegel von 0,5 m. Dieser Forderung konnte auch bei wöchentlicher Kontrolle nicht in jedem Fall entsprochen werden.

Schlammumwälzung

Ab dem Frühjahr 2013 wurde mehrfach eine selbsttätige Umwälzung in den Kammern des ABR und im VKB beobachtet. Die Ereignisse waren jeweils von kurzer Dauer. Die Umwälzung begann mit einem verstärkten Aufstieg von Gasblasen, danach trieb der Bodenschlamm unter starken Turbulenzen an die Oberfläche. Es ist anzunehmen, dass der Druck von im Schlammbett angesammeltem Gas zur Schlamm-entgasung und zur Expansion des Schlammbetts führte. Etwa 15 Sekunden nach Beginn des Ereignisses war die Entgasung beendet und das Schlammbett sank wieder zusammen. Durch die Expansion wird die Biomasse in den Kammern umgewälzt, so dass nicht durchmischte Zonen aktiviert werden. Darüber hinaus wird Biomasse in die folgende(n)

Kammer(n) transportiert, was deren Animpfung unterstützt, aber auch zum Verlust von Biomasse aus der letzten Kammer führt. Inwieweit die interne Umwälzung bei höheren Feststoffkonzentrationen und Schlammspiegelhöhen auftritt, kann nicht beurteilt werden. Da mehrfach über die Bildung von Strömungskanälen berichtet wurde (vgl. NACHAIYASIT UND STUCKEY, 1997A; LANGENHOFF ET AL., 2000; FOXON ET AL., 2006; KRISHNA ET AL., 2009), ist nicht auszuschließen, dass die Umwälzung infolge Schlammmentgasung von den Betriebsbedingungen der Anlage abhängig ist. Die Schlammmentgasung mit nachfolgender Schlammverlagerung gilt als wahrscheinliche Ursache für die mehrfach festgestellten Schwimmschlammprobleme in ABR-Kammer zwei und die vollständige Füllung von ABR-Kammer eins mit Schlamm.

oTR-Abbau

Aus dem VKB wurden im gesamten Untersuchungszeitraum 42 m³ Schlamm bzw. 940 kg TR abgezogen, aus dem ABR 34 m³ mit 260 kg TR. Der auf die zugeführte Feststofffracht bezogene Schlammanfall der Gesamtanlage erreichte 0,65 kg TR/kg TR_{zugeführt}. Insgesamt 35 % der eingetragenen Feststoffe wurden abgebaut bzw. über den Ablauf des ABR abgeführt. Zur Berechnung des oTR-Abbaugrades wurde ein oTR-Gehalt im Rohschlamm von 70 – 82 % angesetzt, mit niedrigen Werten im Sommer und höheren im Winter, analog dem Jahresgang der oTR-Konzentrationen des rohen Primärschlammes der KA Dresden-Kaditz.

Der aus dem Vorklärbecken entfernte Schlamm wies oTR-Konzentrationen von 58 – 78 % auf (i. M. 71 %) und ist damit überwiegend als nicht stabilisiert einzuschätzen (oTR-Abbau: 20 – 40 %). Je häufiger Schlamm entsorgt wurde, desto geringer war der Stabilisierungsgrad. Ab Mai 2013 sank der oTR im entsorgten Schlamm auf i. M. 61 %, infolge der Stabilisierung des Vorklärbeckenbetriebs mit längeren Entsorgungsintervallen durch Entfernung der zulaufseitigen Tauchwand.

Aufgrund des größeren Entsorgungsintervalls im ABR traten niedrigere oTR-Konzentrationen auf als im Vorklärbecken, wobei in den ersten beiden Kammern höhere Werte als in den anderen Kammern festgestellt wurden. Ausgehend vom entsorgten Schlamm lag der oTR-Abbau ab Mai im gesamten ABR bei rd. 45 %, der oTR-Gehalt im Schlamm bei 56 %. Dies entspricht etwa dem in Ausfaulgruben bei Temperaturen von 10 – 20 °C erreichbarem Stabilisierungsgrad [SCHALK ET AL., 2016].

Für den letzten Monat des Betriebs wurde der oTR-Abbau unter Zugrundelegung eines oTR/TR-Verhältnisses im Rohschlamm von 0,7 ermittelt (Tabelle 4.10). Der oTR-Abbaugrad stieg von 24 % im Vorklärbecken auf 51 % in Kammer 8. In Kammer 2 und Kammer 3 lag der oTR-Abbau bei 34 % bzw. 36 %, in den übrigen Kammern zwischen 40 und 51 %. Auffällig ist der hohe TR im Schlamm von Kammer 5.

Für die Schlammstabilisierung ist die Lagerungsdauer von primärer Bedeutung. Für Emscherbrunnen wird eine für die Schlammstabilisierung erforderliche Mindestverweilzeit von zwei bis drei Monaten angegeben (Tabelle 4.3). Diese Dauer konnte aufgrund der vorgegebenen Schlammspiegel (max. 0,5 m) nicht eingehalten werden.

Tabelle 4.10: TR- und oTR-Gehalt im entsorgten Schlamm sowie oTR-Abbau im letzten Monat der Untersuchungen

Parameter	Einheit	VKB	ABR							
			K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8
TR	[g/l]	16,1	6,6	3,9	6,0	5,0	14,3	4,9	5,8	5,7
oTR	[% TR]	64,0	60,5	60,0	58,2	55,8	56,1	54,9	54,9	53,1
oTR-Abbau	[%]	24	34	36	40	46	45	48	48	51
TR-Abzug	[kg]	61,0	13,2	4,7	7,2	8,0	22,8	7,8	11,7	9,1

Eine direkte Verwertung des abgezogenen Schlammes ist unter Zugrundelegung des oTR-Abbaugrades nur für die letzten fünf Kammern möglich. Für den abgezogenen Schlamm aus dem Vorklärbecken und aus den ABR-Kammern 1 – 3 ist eine Nachbehandlung erforderlich. Eine Verlängerung der Lagerungszeit kann durch die Erhöhung des zulässigen Schlammspiegels in den vorderen ABR-Kammern erreicht werden, in Verbindung mit höheren Feststoffkonzentrationen im Schlammbett.

4.2.5.5 Eliminationsleistung

Vorklärbecken

Die mittleren Ablaufkonzentrationen des VKBs (Abbildung 4.18) lagen im gesamten Untersuchungszeitraum i. M. bei:

- 323 ± 79 mg CSB_{hom.}/l,
- 159 ± 43 mg CSB_{mf}/l,
- 136 ± 56 mg BSB₅/l,
- 124 ± 39 mg AFS/l.

Der Wirkungsgrad erreichte i. M.:

- 67 % für die Feststoffelimination,
- 41 % für die CSB_{hom.}-Elimination und
- 44 % für die BSB₅-Elimination.

Durch Gruppierung der hydraulischen Verweilzeiten (bezogen auf das schlammfreie Volumen im VKB) und der zugehörigen Eliminationsleistung ergibt sich ein leichter Anstieg des Wirkungsgrades mit zunehmender hydraulischer Verweilzeit (Tabelle 4.11).

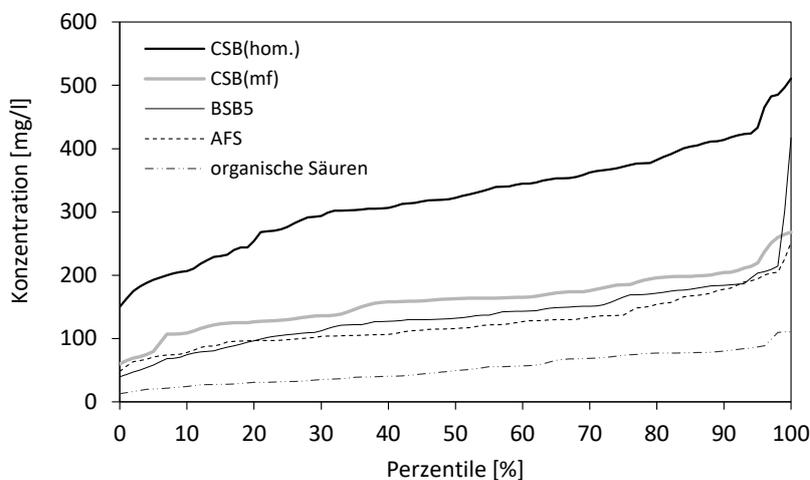


Abbildung 4.18: CSB_{hom.}-, CSB_{mf}-, BSB₅- und AFS-Konzentrationen im Ablauf des VKB

Der BSB₅-Wirkungsgrad des VKBs liegt im oberen Bereich von in der Literatur veröffentlichten Absetzkurven (Abbildung 4.19). Größere Unterschiede bestehen zu von SIERP zit. in IMHOFF UND IMHOFF (1999) angegebenen Werten. Ein Zusammenhang zwischen Wirkungsgrad und Abwassertemperatur war nicht nachweisbar. Der Wirkungsgrad für die Abscheidung der Feststoffe (Abbildung 4.20) liegt bis zu einer Absetzzeit von 4 h in sehr guter Übereinstimmung zu Literaturangaben, bei darüber hinausgehenden Absetzzeiten dagegen im oberen Bereich. Die Angaben von SIERP zit. in IMHOFF UND IMHOFF (1999), STEUERNAGEL (1904) und LESPERANCE (1958) liegen oberhalb der bestimmten Wirkungsgrade. Die Abweichungen zwischen den dargestellten Absetzkurven werden einerseits durch die unterschiedlichen Versuchsbedingungen

(Laborversuche, technische Untersuchungen, Beckengeometrie, Beckentiefe [BABBITT UND BAUMANN, 1958; OKE ET AL., 2006]) verursacht, andererseits beeinflussen die TS- bzw. BSB₅-Konzentrationen im Zulauf das Absetzverhalten [SCHROEPFER, 1933; WITTWER, 1940; WAHLBERG ET AL., 1997]. Tendenziell ergeben sich bei niedrigen Zuflusskonzentrationen geringere Wirkungsgrade [SCHROEPFER, 1933; WITTWER, 1940; WAHLBERG ET AL., 1997] (vgl. Anhang J). Die angegebenen Kurven sind Mittelwerte und weisen damit einen nicht dargestellten Schwankungsbereich auf (vgl. SCHROEPFER, 1933; WITTWER, 1940; FAIR UND GEYER, 1959).

Tabelle 4.11: Wirkungsgrad des VKB in Abhängigkeit der hydraulischen Verweilzeit im schlammfreien Volumen im gesamten Untersuchungszeitraum

HRT _{schlammfrei} [h]	η_{AFS} [%]	$\eta_{\text{CSB}_{\text{hom.}}}$ [%]	η_{BSB_5} [%]	Anzahl der Werte [-]
< 3	63	40	43	10
3 – 3,5	61	36	44	5
> 3,5 – 4,5	67	43	44	5
> 4,5 – 10	75	45	46	10
i. M.	67	41	44	30

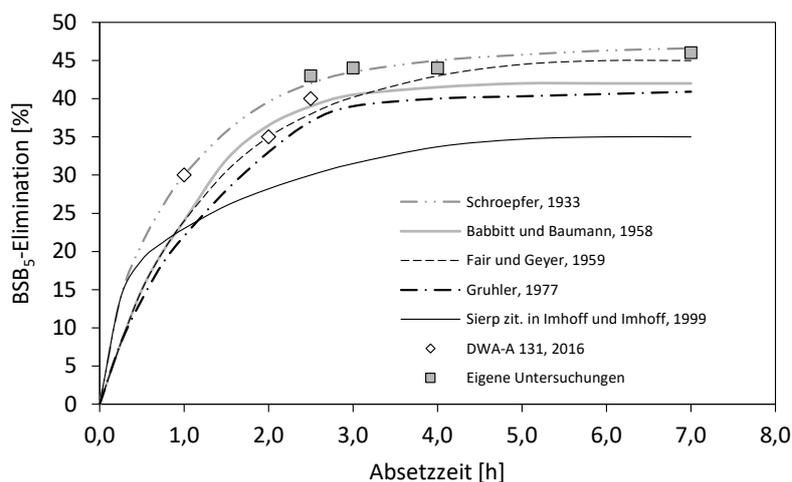


Abbildung 4.19: Gegenüberstellung des BSB₅-Wirkungsgrades⁵⁸ des VKB mit Literaturangaben

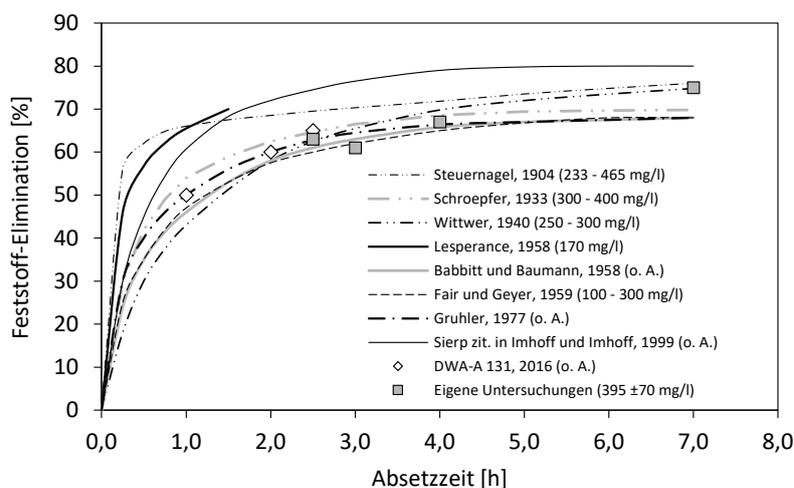


Abbildung 4.20: Gegenüberstellung des Feststoff-Wirkungsgrades des VKB mit Literaturangaben

⁵⁸ Übertragung des im DWA-A 131 (2016) angegebenen CSB_{hom.}-Wirkungsgrades auf den BSB₅-Wirkungsgrad.

Anaerobic Baffled Reactor

Im Ablauf des ABR lagen die mittleren Konzentrationen in Kammer 8 in den Betriebsphasen 1 – 3 (Abbildung 4.21) bei:

- 253 ± 56 mg CSB_{hom.}/l,
- 148 ± 34 mg CSB_{mf}/l,
- 103 ± 39 mg BSB₅/l und
- 72 ± 20 mg AFS/l.

Die Konzentration der absetzbaren Stoffe unterschritt im Regelfall 0,1 ml/l. Die im Jahresmittel erreichten Wirkungsgrade sind mit rd. 20 % für BSB₅ und CSB_{hom.} und rd. 2 % für die Elimination des gelösten CSB gering, für AFS mit i. M. 47 % höher. Der Wirkungsgrad wurde mit Ausnahme für AFS von der Temperatur beeinflusst (Abbildung 4.22).

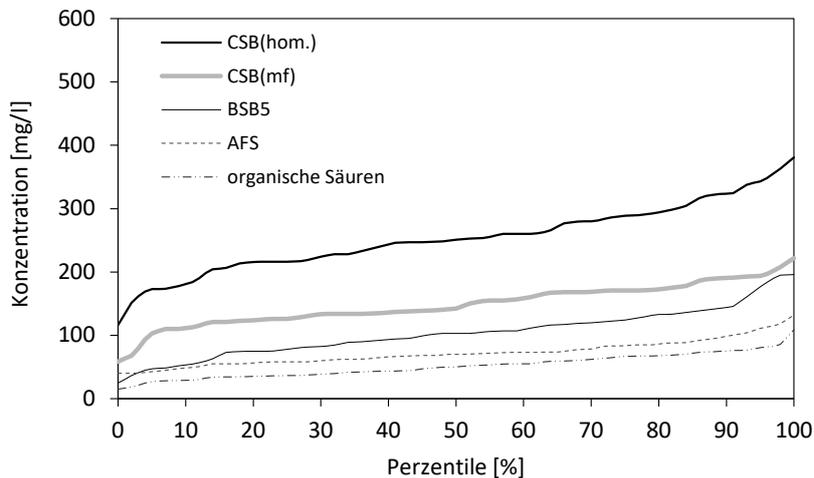


Abbildung 4.21: CSB_{hom.}-, CSB_{mf}-, BSB₅- und AFS-Konzentrationen in der letzten Kammer des ABR

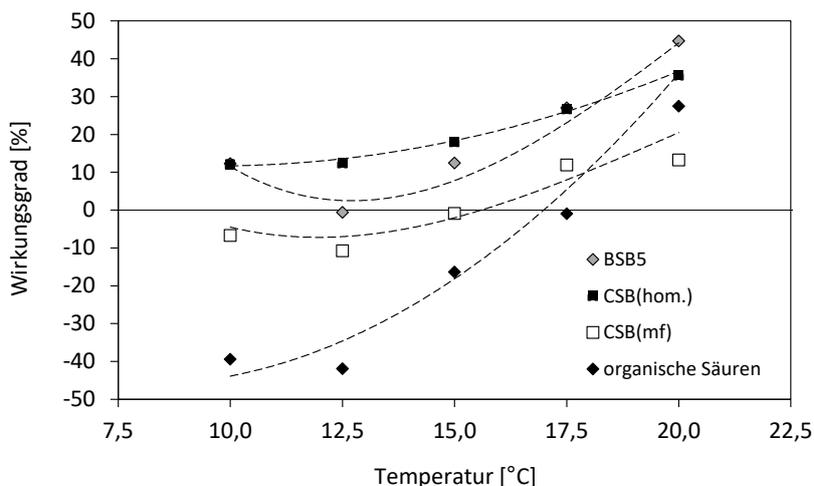


Abbildung 4.22: Einfluss der Temperatur auf den Wirkungsgrad des ABR

Aufgrund der Streuung der Messdaten ergab sich bei der direkten Gegenüberstellung von Temperatur und Wirkungsgrad kein Zusammenhang. Die Wirkungsgrade wurden daher in Abhängigkeit

der Temperatur gruppiert. Den mittleren Wirkungsgraden liegen jeweils 4 – 9 Werte zugrunde. Die Wahl anderer Bezugstemperaturen ändert den Anstieg der Kurven, nicht aber deren Tendenz. Die Ursache für das empfindliche Verhalten des Kurvenverlaufs liegt in erster Linie an der während der Wartung durchgeführten stichprobenartigen Temperaturmessung. Infolge der Aufstellungsbedingungen und des Temperaturtagesgangs repräsentieren die Temperaturen zum Zeitpunkt der Messungen nicht die mittlere Temperatur, die über 24 h in der Anlage herrschte und sich in Korrespondenz zu den zur Bestimmung der Eliminationsleistung entnommenen 24-h-MP befand. Änderungen ergeben sich insbesondere in den Übergangszeiten im Herbst und im Frühjahr, in denen sich die Anlage zum einen tagsüber unter Sonneneinstrahlung erwärmte und zum anderen nachts abkühlte.

Zur Minderung dieses Einflusses wurde die Temperatur in den betreffenden Zeiträumen mit der mittleren Temperatur der Zulaufmessung der KA Dresden-Kaditz abgeglichen (Mittelwert der Online-Messung). Lag die Abweichung zwischen vor-Ort-Messung und Online-Messung bei mehr als 20 % wurde die vor-Ort-Messung als Mittelwert aus Stichprobe und Online-Messung korrigiert. Diese vereinfachende Vorgehensweise berücksichtigt nicht die diskontinuierliche Beschickung, allerdings wird die Zuordnung einiger Wirkungsgrade zu den Bezugstemperaturen plausibler als bei Ansatz der Vor-Ort-Temperaturen. Bei ausgeprägten Temperaturtagesgängen ist es daher günstiger, eine Online-Temperaturmessstelle einzurichten. Von den zwischen Anfang Oktober und Ende April vorliegenden 28 Messungen wurden 7 Messungen i. M. um $1,9 \pm 0,46$ K korrigiert. Aufgrund dieser Korrektur wurde auf die Angabe der Bestimmtheitsmaße und der Funktionsgleichungen verzichtet.

Unter den der Untersuchung zugrundeliegenden Randbedingungen erreichte der $CSB_{\text{hom.}}$ -Wirkungsgrad bei 10 °C rd. 10 % und stieg mit zunehmender Temperatur auf rd. 35 %. Für den BSB_5 wurde bei 10 °C ebenfalls ein Wirkungsgrad von 10 % erreicht, allerdings lag das Minimum bei 12,5 °C. Die Kurvenverläufe für den gelösten CSB und die organischen Säuren sind dem des BSB_5 ähnlich. Der jeweils niedrigste Wirkungsgrad der drei Parameter liegt bei 12,5 °C. Es ist möglich, dass durch die Streuung der Messwerte das Minimum von 10 °C auf den höheren Wert verschoben wurde. Allerdings können bei Temperaturen < 12,5 °C Hydrolyse und Versäuerung soweit gehemmt sein, dass die Konzentration der gebildeten Säuren sinkt. Da der Abbau der organischen Säuren durch methanogene Bakterien bei niedrigen Temperaturen ebenfalls gehemmt ist (vgl. Abschnitt 4.2.5.3), führt die Säurebildung oberhalb von 10 °C zunächst zur scheinbaren Produktion von BSB_5 und CSB_{mf} . Sinkt die Säurebildung durch die verminderte Versäuerung, sinkt auch die mit der Säurebildung einhergehende scheinbare BSB_5 -Bildung. Der Wirkungsgrad für die Elimination der leicht abbaubaren Substanzen wird dadurch beeinflusst. Er sinkt infolge der Anreicherung leicht abbaubarer Produkte aus der Versäuerung und steigt bei Hemmung der Versäuerung. Als Resultat liegt der Wirkungsgrad aus der Elimination der gelösten Substanzen bei 10 °C im Bereich von null. Die positiven Wirkungsgrade von BSB_5 und $CSB_{\text{hom.}}$ sind Ergebnisse des Rückhalts partikulärer Substanzen, der ohne nachweisbaren Temperatureinfluss i. M. 47 ± 11 % erreichte.

Prinzipiell sinkt durch die Hydrolyse die Konzentration der partikulären Stoffe. Da die Hydrolyse rate temperaturabhängig ist, wird auch die Konzentration der AFS von der Temperatur beeinflusst. Im praktischen Test wurde dieser Zusammenhang nicht nachgewiesen. Zum einen wirkt sich die Hydrolyse ausschließlich auf den organischen Teil der Feststoffe aus, zum anderen ändert sich der anorganische Anteil der im Zufluss enthaltenen Feststoffe abhängig von der Jahreszeit (z. B. Streumittel im Winter) und den Witterungsbedingungen (Niederschlag, Oberflächenabschwemmung). Das betrifft nicht nur die absetzbaren Stoffe, sondern auch die kolloidalen und suprakolloidalen Substanzen, die durch die Hydrolyse im ABR aufgeschlossen werden. Infolgedessen werden Änderungen am Gehalt der organischen Feststoffe durch den Eintrag anorganischer Substanzen überlagert. Unabhängig davon sind Hydrolyse, Versäuerung und Abbau der gebildeten Säuren bei Temperaturen von 10 °C nicht vollständig gehemmt, aber so weit beeinträchtigt, dass die Zwischenprodukte akkumuliert werden, auch wenn sich das Maximum der Akkumulation nicht mit der tiefsten Temperatur überschneidet. Die Versuchsergebnisse werden durch Untersuchungen von NACHAIYASIT UND STUCKEY (1997B), LANGENHOFF UND STUCKEY (2000), FENG ET AL. (2008) und GAO ET AL. (2011) im Wesentlichen bestätigt.

Gesamtanlage

Für die Gesamtanlage wurde ein relativ hoher und weitgehend stabiler Feststoffrückhalt von rd. 80 % erreicht, für BSB₅ und CSB_{hom.} temperaturabhängige Wirkungsgrade von i. M. 57 % bzw. 52 % (Betrachtungszeitraum ohne Einfahrtbetrieb). Die Kurven für BSB₅ und CSB_{hom.} sind durch den Einfluss der hydraulischen Verweilzeit des VKB flacher als bei den temperaturabhängigen Kurven beim ABR (Abbildung 4.24).

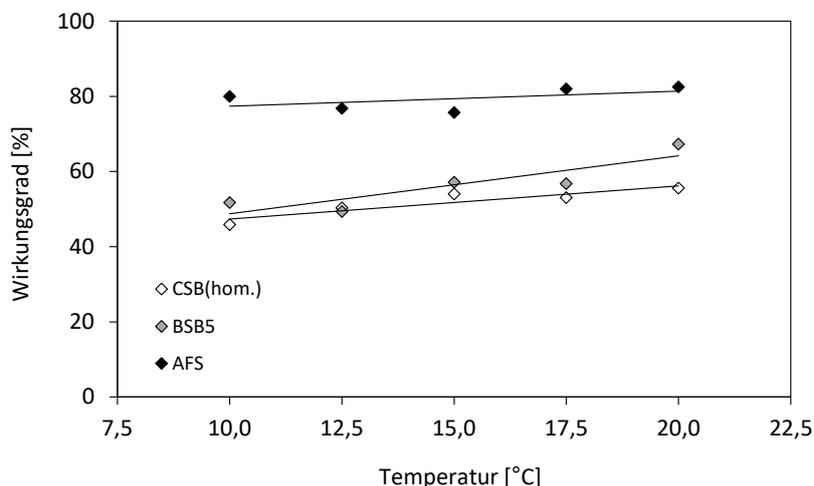


Abbildung 4.23: Gesamtwirkungsgrad von Vorklärbecken und ABR

Die Bewertung der Eliminationsleistung im Vergleich zu publizierten Daten (Tabelle 4.12) führt zu keinen belastbaren Ergebnissen, da wesentliche Randbedingungen wie HRT, Temperatur und Abwasserbeschaffenheit, technischer Maßstab der Kläranlagen (Laboranlagen, großtechnische Anlagen) und die Art der Abwasservorbehandlung in den Untersuchungen z. T. deutlich voneinander abweichen. Über die Aufstromgeschwindigkeit liegen überwiegend keine Daten vor.

Tabelle 4.12: Eliminationsleistung von ABR-Anlagen bei der Behandlung von kommunalem und häuslichem Abwasser, inkl. vorgeschalteter Stufen

	Gesamtwirkungsgrad		Betriebsbedingungen				Abwasserbeschaffenheit		Bauart		Literatur
	η_{TS} [%]	$\eta_{CSB_{hom}}$ [%]	$B_{R,CSB(hom)}$ [kg/m ³ /d]	HRT [h]	T ¹ [°C]	CSB _{hom, zu} [mg/l]	CSB _{hom, ab} [mg/l]	V [m ³]	Kammern [-]		
										$\eta_{CSB_{hom}}$ [%]	
Abwasser	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Häusliches Abwasser	68	76	0,2	12	12 – 16	344	84	0,075	11	-	OROZCO, 1988
Häusliches Abwasser ¹⁾	89	47	0,2	100	-	1.422	254	42	-	-	SINGH ET AL., 2009
Häusliches Abwasser ^{1b)}	-	84	0,42	20	i.R. > 25	-	-	-	5	-	SABRY, 2010
Häusliches Abwasser ¹¹¹⁾	-	93	-	43	-	-	122	19	5 + 3	-	REYNAUD ET AL., 2010
Häusliches Abwasser ^{1V)}	91	63	0,5	8,6	24	187	62	0,1	9	-	GOMEZ ET AL., 2009
Häusliches Abwasser ^{1V)}	91	75	0,3	9,5	18	187	47	0,1	9	-	GOMEZ ET AL., 2009
Häusliches Abwasser ^{1V)}	65 – 71	30	-	61 + 49	20 – 25	90 – 150	-	130 + 104	-	-	YE ET AL., 2012
Häusliches Abwasser ^{1V)}	-	63	-	-	23	456	171	6 + 5	-	-	MÜLLER, 2009
Häusliches Abwasser ^{1V)}	-	30	-	-	25	1.426	993	9 + 10	12	-	MÜLLER, 2009
Kommunales Abwasser	-	68 – 84	0,9 – 2,4	4 – 10	17 – 28	386 – 482	64 – 203	0,011	3	-	YU UND ANDERSON, 1996
Kommunales Abwasser ^{1VIII)}	-	72 (SP) 58 (MP)	0,6	22	-	564	238	3	8	-	FOXON ET AL., 2004
Kommunales Abwasser	50 – 52	17 – 23	-	4	21 – 28	448 – 462	356 – 372	140	5	-	KRUGER, 2005
Kommunales Abwasser	72	50	0,3 – 0,7	12	18 – 28	566	284	1,0	4	-	AYAZ ET AL., 2015
Kommunales Abwasser ^{1X)}	-	71 – 84	-	107	22 – 31	826 – 1.012	236 – 162	156	12	-	REYNAUD, 2015A
Kommunales Abwasser ^{1X)}	-	62	-	17	29	766	236	10	4	-	REYNAUD, 2015A
Kommunales Abwasser ^{1X)}	-	84	-	27	29	852	135	21	6	-	REYNAUD, 2015A
Kommunales Abwasser ^{1X)}	-	74	-	32	29	678	174	32	5	-	REYNAUD, 2015A
Kommunales Abwasser ^{1XIII)}	79	52	0,5	rd. 24	14,5	430	253	3,5 + 10	1 + 8	-	Eigene Untersuchungen

unterstrichen, kursiv gedruckte Werte wurden auf Grundlage der in den Veröffentlichungen enthaltenen Angaben berechnet

¹⁾ 400 EW, Nepal, 6 Proben im Jahresverlauf

^{1b)} 80 EW, Ägypten, Anlagenaufbau: ABR mit 5 Kammern, davon Kammern 2 – 5 mit Kies gefüllt

¹¹¹⁾ 277 EW, Indonesien, Anlagenaufbau: ABR + anaerober Filter (Zulaufkonzentrationen berechnet)

^{1V)} Abwasser eines Universitätscampus¹

^{1V)} Abwasser aus einem chinesischen Dorf, Anlagenaufbau: Faulbehälter (L x B x h_{WT} = 10 x 10 x 1,1 m) + ABR (L x B x h_{WT} = 8 x 10 x 1,1 m), HRT bei Inbetriebnahme und in der Regenzeit, Abwasser durch Regenwasser beeinflusst, Wirkungsgrad für die gesamte anaerobe Vorbehandlung

^{1V)} 4 EW, Anlagenaufbau: Faulbehälter + ABR, Mittelwert aus 8 Proben

^{1V)} Faulbehälter + ABR, 1 Probe

^{1VIII)} Südafrika, Abwasser der Kläranlage Kingsburgh

^{1X)} Ausbaugröße 600 EW, Auslastung: 96 %, Anlagenaufbau: Faulung + ABR, Berechnung CSB im Zulauf mit Wirkungsgrad 50 % gemäß REYNAUD (2015)

^{1X)} Ausbaugröße 200 EW, Auslastung: 98 %, Anlagenaufbau: Faulung + ABR, Berechnung CSB im Zulauf mit Wirkungsgrad 50 % gemäß REYNAUD (2015)

^{1X)} Ausbaugröße 350 EW, Auslastung: 71 %, Anlagenaufbau: VKB + ABR, Berechnung CSB im Zulauf mit Wirkungsgrad 50 % gemäß REYNAUD (2015)

^{1X)} Ausbaugröße 350 EW, Auslastung: 129 %, Anlagenaufbau: VKB + ABR, Berechnung CSB im Zulauf mit Wirkungsgrad 50 % gemäß REYNAUD (2015)

^{1XIII)} B_T bezogen auf das Gesamtvolumen, HRT-Berechnung ohne Berücksichtigung des Schlammpegels, V_{VKB} = 3,5 m³, V_{ABR} = 10 m³

Der Wirkungsgrad von ABR wird durch die Elimination partikulärer Substanzen in vorgeschalteten Absetzbecken oder Faulräumen beeinflusst. Die Vernachlässigung vorgeschalteter Stufen führt im Vergleich zu ABR, die ohne Grobentschlammung ausgeführt sind (einstufig), zu einem scheinbar

niedrigeren Wirkungsgrad, da in einstufigen ABR der Wirkungsgrad durch den höheren Anteil partikulärer Substanzen im Zulauf höher ist. Aussagefähiger wäre die Bestimmung des Wirkungsgrades auf Grundlage des gelösten CSB, der aber im Regelfall nicht angegeben ist.

Die Elimination der partikulären Substanzen erreichte mit einer Ausnahme (vgl. KRUGER, 2005) mindestens rd. 70 %. In Anbetracht des Wirkungsgrades von Absetzanlagen entspricht dies den Mindestanforderungen. Der niedrige, von KRUGER (2005) festgestellte Wirkungsgrad, resultiert nur zum Teil aus der vglw. geringen Zulaufkonzentration von i. M. 230 mg AFS/l, da die Feststoffelimination in einer parallel betriebenen großtechnischen Absetzanlage bei i. M. 70 % lag. Welche Rolle in diesem Zusammenhang die hydraulischen Bedingungen spielten, kann aufgrund fehlender Daten zur Aufstromgeschwindigkeit und zur Anlagenkubatur nicht beurteilt werden. Da die HRT mit 4 h aber sehr gering war, ist es nicht unwahrscheinlich, dass auch die Aufstromgeschwindigkeit in einem Bereich lag, der den Austrag von Feststoffen fördert.

Die CSB-Elimination weist erhebliche Unterschiede auf, da sie wesentlich stärker als die Elimination der Feststoffe von temperaturabhängigen biologischen Prozessen beeinflusst wird. Es sind zwar in der Literatur mit den erzielten Ergebnissen vergleichbare Resultate von rd. 50 % angegeben [SINGH ET AL., 2009; AYAZ ET AL., 2015], die Randbedingungen sind aber nicht immer miteinander vergleichbar (HRT) oder z. T. nicht angegeben (Temperatur). Bei ähnlichen Temperaturverhältnissen, bspw. zwischen 20 und 25 °C, wird der Wirkungsgrad durch die Verweilzeit (4 – 20 h) beeinflusst (Abbildung 4.24). Die Raumbelastung spielt in dem angegebenen Bereich eine untergeordnete Rolle. Lange Verweilzeiten führen allerdings nicht zwangsläufig zu hohen Wirkungsgraden, wenn sich die Anlage in gemäßigten Gebieten mit ausgeprägten Temperaturschwankungen befindet (vgl. SINGH ET AL., 2009) oder Regenwasser den Reinigungsprozess beeinflusst (vgl. YE ET AL., 2012). Der unter Laborbedingungen, im Temperaturbereich von 12 bis 16 °C von OROZCO (1988) erzielte mittlere $CSB_{\text{hom.}}$ -Wirkungsgrad von 76 % zeigt das theoretisch bestehende Potential. Ungeachtet dessen konnte die von OROZCO (1988) ermittelte Leistung in der Praxis auch bei höheren Temperaturen nicht in jedem Fall bestätigt werden.

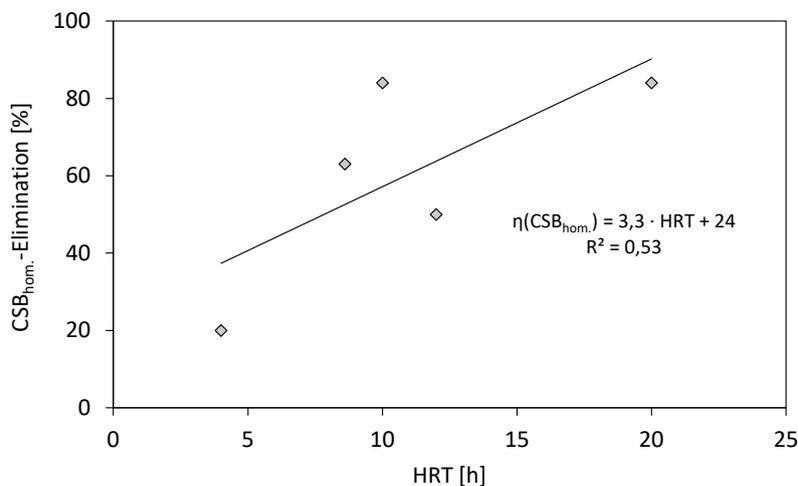


Abbildung 4.24: Beeinflussung des $CSB_{\text{hom.}}$ -Wirkungsgrades im Bereich von 20 – 25 °C durch die hydraulische Verweilzeit (Daten: YU UND ANDERSON, 1996; KRUGER, 2005; GOMEZ ET AL., 2009; SABRY, 2010; AYAZ ET AL., 2015)

4.2.5.6 Einschätzung des Anlagenbetriebs

Einhaltung der Anforderungen an Anlagen der GK1

Bei Temperaturen von rd. 10 °C ist unter den vorliegenden Bedingungen (HRT, B_R) keine nennenswerte Elimination organischer Substanzen (CSB_{hom} und BSB_5) zu erwarten. Kolloidale organische Substanzen werden hydrolysiert, infolge der niedrigen Temperaturen aber nicht abgebaut. Organische Säuren reichen sich an (negativer Wirkungsgrad), und damit verbunden, gelöster CSB bzw. BSB_5 (leicht abbaubares Substrat), während die Konzentration des partikulären CSB durch die Hydrolyse sinkt. Die Verringerung des Gesamt-CSB erfolgt zum einen durch den unvollständigen Abbau der organischen Säuren und zum anderen durch den Rückhalt partikulärer Substanzen im ABR. Die Abgabe des Abwassers mit einem höheren Gehalt an organischen Säuren führt zu einem höheren Sauerstoff-Sofortbedarf in der folgenden Behandlungsstufe als dies ohne Hydrolyse der Fall wäre.

Die unter gemäßigten Bedingungen bei der anaeroben Kommunalabwasserbehandlung erreichbaren Ablaufkonzentrationen sind zu hoch, um die Anforderungen an Kläranlagen der GK1 zu erfüllen. Unter gemäßigten Klimabedingungen sind ABR daher primär als Abwasservorbehandlungsanlagen einzustufen, die ab höheren Temperaturen (in diesem Fall: $T > 17$ °C) eine teilbiologische Wirkung entwickeln können. Im Vergleich zu Absetzanlagen ohne teilbiologische Wirkung im entschlammten Abwasser können mit ABR, abhängig von der Temperatur, höhere Wirkungsgrade für die Elimination der organischen Substanzen erzielt werden.

Der mittlere Gesamtwirkungsgrad (ABR + VKB) liegt im Bereich von konventionellen Ausfallgruben (25 – 60 % BSB_5 nach FLECKSEDER UND KREJCI, 1982 sowie MANG zit. in MANG UND LI, 2010, vgl. Tabelle 3.3) bzw. etwa 10 %-Punkte über dem von Vorklärbecken mit Verweilzeiten > 4 h (vgl. Abbildung 4.19 und Anhang J). Der wesentliche Anteil der Frachtverminderung in der untersuchten Anlagenkonfiguration erfolgt damit über den Rückhalt partikulärer Substanzen.

Aufgrund der Temperaturabhängigkeit des anaeroben Abbaus der nicht absetzbaren Substanzen im ABR kann ein über die Absetzwirkung hinausgehender Wirkungsgrad in der Bemessung, auch von nachgeschalteten Stufen, nicht berücksichtigt werden. Im Sommer lassen sich allenfalls moderate Frachtsteigerungen von 20 – 30 % abpuffern. Aufgrund der Empfindlichkeit des anaeroben Abbaus gegenüber dem Schlammregime sollte die Überlast nur dann eingeplant werden, wenn bei der Schlammentsorgung zu großer Schlammabzug ausgeschlossen ist.

Auswirkungen von Schlammabtrieb auf nachgeschaltete Anlagen

Partikuläre Substanzen wurden im ABR im Wesentlichen wirksam eliminiert. Allerdings war von der entgasungsbedingten Umwälzung des ABR (vgl. Abschnitt 4.2.5.4) auch die letzte Kammer betroffen, so dass für kurze Zeit starker Schlammabtrieb auftrat. Die entnommenen Ablaufproben sind zur Darstellung dieses Phänomens nicht repräsentativ. Zum einen ist nicht bekannt, wie häufig Entgasungsereignisse auftreten – anzunehmen ist eine Zunahme mit steigenden Temperaturen –

zum anderen ist die Dauer der Ereignisse mit rd. 5 min so kurz, als dass sie von der automatischen Ablaufprobenahme erfasst wurden (Probenahmeintervall: 15 min). Der ermittelte Wirkungsgrad beschreibt damit einen Zustand ohne Schlammabtrieb. Grundsätzlich erfüllen die Ablaufproben die Anforderungen an eine Vorbehandlungsstufe vor Bodenfilteranlagen. Die Forderung von AFS < 100 mg/l wurde zu 90 % eingehalten, allerdings schränkt das unkontrollierte Abtreiben von Schlamm, auch wenn es nur kurzzeitig auftritt, die Eignung von ABR in dieser Hinsicht ein. Unter Zugrundelegung eines fünfminütigen Ereignisses treiben bei einem Zufluss von 0,85 m³/h rd. 71 l Schlammwasser ab.

Die Feststoffkonzentration konnte aufgrund der Zufälligkeit der Ereignisse nicht erfasst werden. Dies gelang erst in einem Folgeprojekt (vgl. SCHALK UND AHNERT, 2016): Vor der Umwälzung lag die Feststoffkonzentration im Schlammbett bei 1,8 %, der Schlamm Spiegel bei rd. 30 cm. Während der Umwälzung erreichte die Feststoffkonzentration an der Wasserspiegeloberfläche 4,9 g/l. Das ist mehr als sich rechnerisch bei Homogenisierung des Kammerinhalts ergeben würde und weist auf schlagartiges Auftreiben des Bodenschlammes hin.

In der Praxis werden ABR in Kombination mit horizontal [AYAZ ET AL., 2015] und vertikal [SINGH ET AL., 2009] durchströmten Bodenfilteranlagen eingesetzt. In Hinblick auf Schlammabtrieb ist es günstiger, eine vertikale Anlage als erste Stufe nach einem ABR anzuordnen, da diese durch die große Anströmfläche weniger stark zu Kolmation neigt als horizontal durchströmte Bodenfilter. Zur Sicherheit sollte vor kolmationsgefährdeten Anlagen wie Bodenfiltern oder Festbettanlagen (Tropfkörper) eine zusätzliche Anlage zur zuverlässigen Feststoffabtrennung zwischengeschaltet werden oder die letzte Kammer des ABR weitgehend schlammfrei gehalten werden. Letzteres erfordert einen höheren Überwachungsaufwand oder die Installation eines automatisierten Schlammabzugs.

Auswirkungen anaerob gebildeter Produkte auf nachgeschaltete Anlagen

Ein potentielles Problem stellt die Bildung von Sulfid durch Desulfurikation von Sulfat dar, da Sulfid zur Hemmung der Nitrifikation führen kann (vgl. Abschnitt 4.3.5.4). Dies betrifft Biofilmsysteme [ÆSØY ET AL., 1998] ebenso wie Belebtschlammssysteme [ORTIZ ET AL., 2013; ZHOU ET AL., 2014]. Anlagen mit vorgeschalteter Denitrifikation sind von diesem Problem weniger stark betroffen, da Sulfid durch das rezirkulierte Nitrat oxidiert wird, insofern die Nitrifikation nicht vollständig gehemmt ist. Da bei kleinen Kläranlagen im Regelfall keine Forderungen zur Stickstoffelimination bestehen, sind zum einen wenige Anlagen mit vorgeschalteter Denitrifikation in Betrieb, in denen eine Sulfidentgiftung stattfinden kann, zum anderen findet bei vglw. wenigen Anlagen aufgrund der fehlenden Notwendigkeit (Mindestanforderungen) die Überwachung der Stickstoffkonzentrationen im Ablauf statt, so dass die Wahrscheinlichkeit sinkt, dass eine Sulfidhemmung nachgewiesen wird. Ungeachtet dessen führt die im Zuge der Hemmung auftretende Nitritanreicherung [ORTIZ ET AL., 2013] zum Anstieg des CSB im Ablauf, da Nitrit analytisch im CSB erfasst wird. Ist eine Nitrifikationshemmung nicht ausgeschlossen, sollte die mögliche Beeinflussung des CSB durch Bestimmung der Nitritkonzentration im Ablauf geklärt werden. Der

Eintrag von angefaultem Abwasser und Sulfid kann in nachgeschalteten aeroben Stufen zur Bildung von Blähschlamm führen, sowohl in Anlagen mit suspendierter Biomasse [YAMAMOTO ET AL., 1991], als auch bei Biofilmverfahren⁵⁹ [SCHALK UND KÜHN, 2012].

Feststoffgehalt

Die mittlere Feststoffkonzentration im entsorgten Schlamm lag mit 0,7 % TR (Abschnitt 4.2.5.4) deutlich unter in der Literatur dokumentierten Werten von 1 – 12 % [FOXON ET AL., 2006; REYNAUD, 2015A]. Der Betrieb mit hohem Feststoffgehalt erhöht den Biomasseanteil im System, wobei tendenziell der inaktive Teil bei niedriger Belastung aufgrund der Bildung von Kurzschlussströmungen zunimmt (vgl. Abschnitt 4.2.4.1). Der Betrieb mit maximaler Schlammspeicherkapazität senkt den Wartungs- und Entsorgungsaufwand, führt aber zu Problemen bei der Durchmischung und zur Verringerung der Kontaktzeit zwischen Biomasse und Substrat. Eine niedrige Feststoffkonzentration verbessert die Durchmischung, verkürzt aber das Entsorgungsintervall. Grundsätzlich besteht die Frage, ob das im psychrophilen Temperaturbereich bei der kommunalen Abwasserbehandlung entstehende Gas quantitativ für die Durchmischung des Schlammbetts bei hohen Feststoffkonzentrationen (TR > 5 %) ausreichend ist (vgl. Abschnitt 4.2.4.1). Die Verkürzung der Kontaktzeit kann zwar durch die Erhöhung des Reaktorvolumens gemindert werden, grundsätzlich ist aber zwischen den Optionen:

1. Wartungsarmer Betrieb mit Maximierung des Entsorgungsintervalls und
2. Weitergehender Abbau der gelösten Substanzen mit höherem Betriebsaufwand

abzuwägen.

Eine schwallartige Beschickung, z. B. über einen Beschickungsheber oder Schwallbeschicker, kann sich positiv auf die Durchmischung auswirken (Abbildung 4.25).

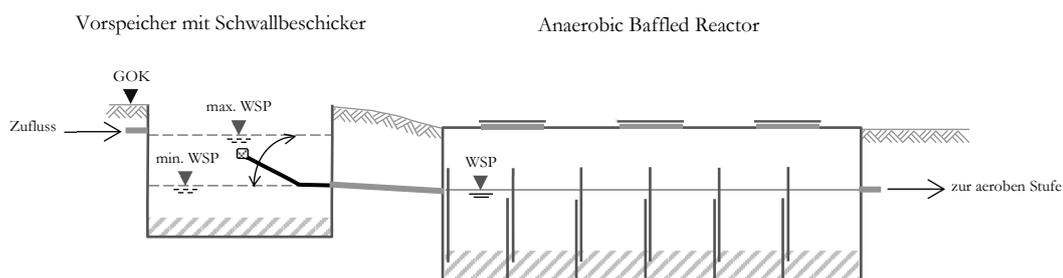


Abbildung 4.25: Einsatz eines Schwallbeschickers zur Beschickung von ABR (Prinzipiskizze)

Die Auslegung des Beschickungsvolumenstroms erfolgt auf die maximale Aufstromgeschwindigkeit, unter Beachtung der erforderlichen Verweilzeit im schlammfreien Volumen. Aufgrund des

⁵⁹ Der mehrfache Austrag von Schlamm aus einer anaeroben Vorbehandlungsanlage (VKB + 3 Kammern ABR) führte in der biologischen Stufe einer Containerkläranlage (Kaldnes K3) zur Bildung von Blähschlamm und Schaum. Da der Überschussschlamm in die Vorbehandlungsanlage gepumpt wurde, war ein Ausschleusen der blähschlammverursachenden Mikroorganismen nicht möglich, obwohl biologische Stufe und NKB mehrfach entleert wurden. Der ABR wurde ohne strikte Schlammspiegelkontrolle betrieben. Im Vergleich zur Menge des bei der Schlammmentgasung abtreibenden Schlammes, waren die Schlammbeinträge wesentlich massiver. Dies unterstreicht die Forderung nach strikter Schlammspiegelkontrolle in der letzten Kammer von ABR-Anlagen.

erforderlichen Mindestdurchmessers für Abwasserleitungen (Verstopfungsgefahr) ist der Einsatz von Heberleitungen bei sehr kleinen Anlagen ggf. nicht möglich. Die diskontinuierliche Beschickung führt zu einer gleichbleibenden hohen Aufstromgeschwindigkeit, ohne Gefahr der hydraulischen Überlastung. In der beschickungsfreien Zeit sedimentiert das Schlammbett, ähnlich wie bei geringen Nachtzuflüssen. Für die technische Umsetzung ist ein Vorspeicher notwendig, der mit variablem Wasserstand betrieben wird und ggf. gleichzeitig als Grobentschlammung dient. Daneben besteht die Möglichkeit den Impuls über einen Heber im Ablauf auszulösen und den ABR mit variablem Wasserspiegel zu betreiben.

Schlamm Spiegelkontrolle / Schlamm entsorgung

Die Schlamm Spiegelkontrolle ist zur Gewährleistung der minimalen hydraulischen Verweilzeit (8 h) im schlammfreien Volumen notwendig. Im eingefahrenen Zustand lag das Schlamm entsorgungsintervall bei 3 – 4 Wochen (kontinuierliche Beschickung, Mischsystem). Unter Ansatz der im Untersuchungszeitraum aufgetretenen Feststoffkonzentrationen (1 – 3 % TR) beträgt der Schlamm anfall etwa $1 - 4 \text{ l/E/d}^{60}$. Die Entsorgungsintervalle für die einzelnen Kammern sind uneinheitlich und im vorderen Anlagenbereich kleiner. Eine sichere Schlamm stabilisierung war aufgrund der häufigen Schlamm entsorgung für das Vorklärbecken nicht und für den ABR teilweise gewährleistet. Bei längeren Schlamm verweilzeiten kommt es durch Schlamm verdichtung zur Zunahme des nicht durchmischten Volumens. Inwieweit die Erhöhung der Biomassekonzentration bei hohen Schlamm spiegeln die Auswirkungen der Verkürzung der Verweilzeit auf den anaeroben Abbau kompensiert, ist offen.

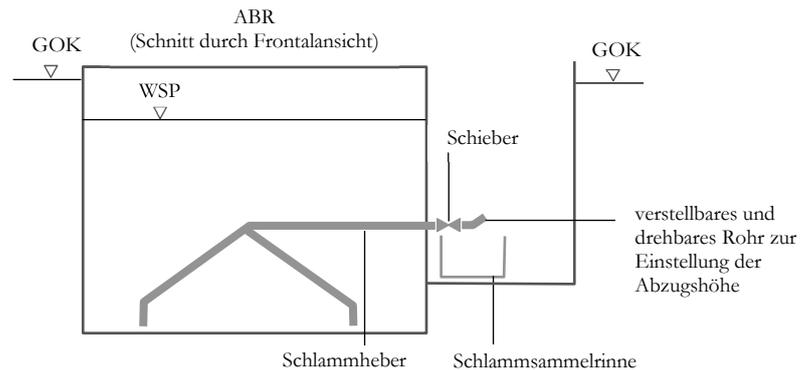
Im Vergleich zu Absetzgruben weisen ABR einen größeren Wartungs- und Kontrollaufwand auf. Die Schlamm entsorgung aus acht Kammern ist zeitintensiver als bei Mehrkammergruben. Darüber hinaus ist bei der Schlamm entsorgung ausschließlich Bodenschlamm zu entsorgen [GUTTERER ET AL., 2009] und genügend Impfschlamm in der Anlage zu belassen, da andernfalls der anaerobe Abbau gestört wird. Dies stellt bei der Schlamm entsorgung das Kernproblem dar. Als Impfschlamm menge werden analog eines Mindestschlamm spiegels von 30 – 50 cm etwa 20 – 25 % des Kammervolumens angegeben [GUTTERER ET AL., 2009]. Im Vergleich dazu werden bei Emscherbrunnen 15 % als notwendig [TRIEBEL, 1965], bei Faulgruben 10 – 20 % als zu wenig erachtet [FLECKSEDER UND KREJCI, 1982]. Prinzipiell ist im Vorfeld der Schlamm entsorgung zunächst in jeder Kammer der Schlamm Spiegel, und davon ausgehend, die zu entsorgende Schlamm menge zu bestimmen. Diese Verfahrensweise ist in der Praxis schwer realisierbar. Es ist absehbar, dass bei der Entsorgung über Schlamm saugwagen im Regelfall zu viel Schlamm oder zu wenig entsorgt wird.

Zur Verringerung des Schlamm anfalls im ABR und zur Einstellung eines praktikablen Entsorgungsintervalls ist die Vorschaltung einer Grobentschlammung mit automatischem Primärschlamm abzug sinnvoll. Im Vergleich zu einer Variante ohne Grobentschlammung kann das

⁶⁰ Annahmen: 70 g TS/E/d , Mittelwert/85%-Perzentile = 0,8, $\eta(\text{TS}_{\text{ABR}}) = 80 \%$, $\sigma_{\text{TS}_{\text{roh}}} = 75 \%$, $\sigma_{\text{TS-Abbau}} = 50 \%$

Entsorgungsintervall verdoppelt werden⁶¹. Unabhängig davon ist die Direktentsorgung aus den einzelnen Kammern nur bei sehr kleinen ABR akzeptabel, bei größeren Anlagen ist eine Mechanisierung des Schlammabzugs mit manuell bedienbaren oder automatisierten Lösungen in Betracht zu ziehen. In Anlehnung an Emscherbrunnen ist der Einsatz von hydrostatisch wirksamen Schlammhebern ($150 \leq D \leq 200$ mm, vgl. TRIEBEL, 1965; $D \geq 200$ mm, vgl. PÖNNINGER, 1962) möglich (Abbildung 4.26). Erfahrungsgemäß liegt der erforderliche Überdruck bei Emscherbrunnen bei etwa 1 m [PÖNNINGER, 1962] bzw. 1,5 m [MARTZ, 1990], so dass bei den vglw. flachen ABR (h_{WT} rd. 2 m) der Schlammabzug bei einem Viertel bzw. bei der Hälfte der Wasserspiegelhöhe erfolgt. Der abgezogene Schlamm wird anschließend über eine Sammelrinne einem Vorlageschacht zugeführt und von dort einem Schlammstapelbehälter/Eindicker (Abbildung 4.27). Die Schlammheber aus den einzelnen Kammern sind mit manuell bedienbaren oder automatisierten (z. B. Zeitplansteuerung, ggf. Kopplung an Schlammspiegelsonden) Schiebern zu sichern. Alternativen sind Druckluftheber (Abbildung 4.26) oder Exzentrerschneckenpumpen (vgl. KRUGER, 2005). Zur Minderung des technischen Aufwands können benachbarte Kammern über einen gemeinsamen Schlammheber entsorgt werden.

A Schlammabzug mit hydrostatisch wirksamem Heber



B Schlammabzug mit Druckluftheber

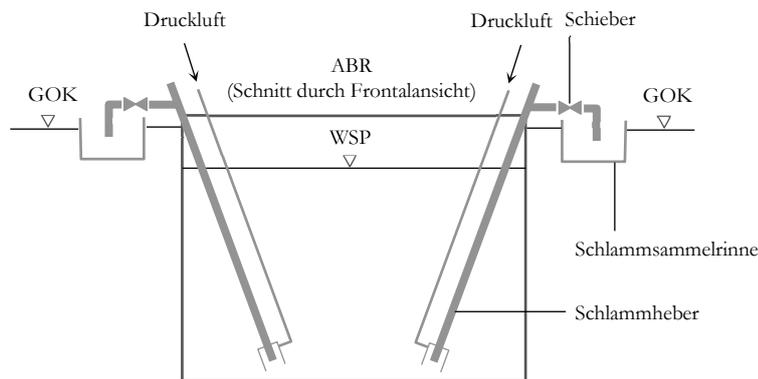


Abbildung 4.26: Möglichkeiten zum mechanisierten Schlammabzug aus ABR in Anlehnung an die Schlamm Entsorgung aus Emscherbrunnen gemäß PÖNNINGER (1962)

⁶¹ Bemessungsgrößen: 100 EW, $Q_{\text{Bem.}} = 3,75 \text{ m}^3/\text{h}$ gemäß DWA-A 222, TS = 70 g/E/d, Mittelwert/85%-Perzentile = 0,8, $\sigma_{\text{TS}} = 75 \%$ TS
 Grobentschlammung: $\eta(\text{TS}) = 50 \%$, HRT bei $Q_{\text{Bem.}} = 0,5 \text{ h}$
 Gesamtwirkungsgrad: $\eta(\text{TS}) = 80 \%$, $\sigma_{\text{TS Abbau}} = 50 \%$
 ABR: HRT_{min} = 8 h, Schlamm Spiegel = $1/3 h_{\text{WT}}$, $h_{\text{WT}} = 2 \text{ m}$, $n = 8$, $B_K = 3,2 \text{ m}$, $L_{\text{LAUF}} = 0,6 \cdot h_{\text{WT}}$

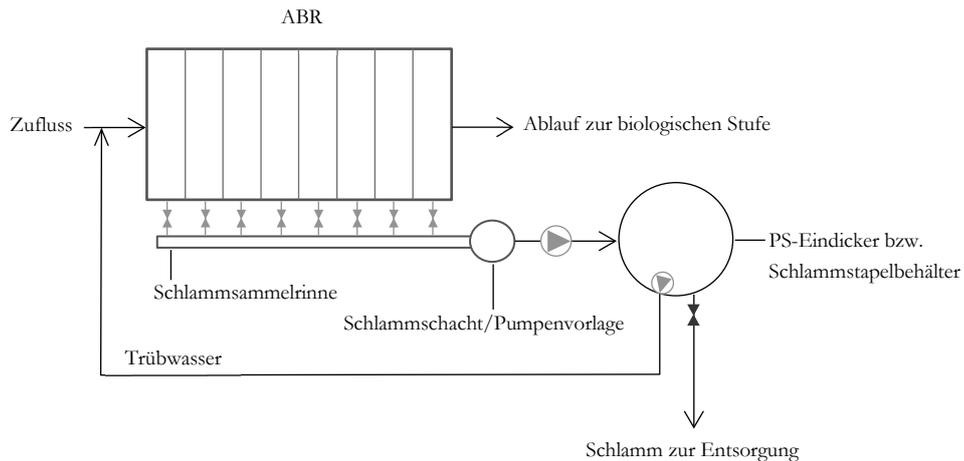


Abbildung 4.27: Technologische Einbindung des ABR in das Schlammregime einer kleinen Kläranlage

Auswirkungen geänderter Reaktorkonfigurationen auf die Feststoffkonzentration

Im September 2015 wurde der ABR im Auftrag der *Bremen Overseas Research and Development Association* nach vollständiger Entleerung und leichter Modifizierung erneut in Betrieb genommen (automatisierte Grobstoffabscheidung, $HRT_{VKB} = 30$ min, kontinuierliche Primärschlammräumung, vgl. SCHALK UND AHNERT, 2016). Der Betriebswasserstand im ABR wurde durch konstruktive Maßnahmen auf rd. 1,8 m erhöht, die Überläufe zwischen den Kammern befinden sich rd. 30 cm unter dem Wasserspiegel (Abbildung 4.28).



Abbildung 4.28: Geänderte Wasserführung nach Installation von PVC-Platten zwischen den Kammern (Zustand bei auf Höhe der Überfallkante abgesenktem Wasserstand) und Anhebung des Wasserstands durch Einsetzen eines Rohrbogens in die Ablaufleitung

Die Schlammspiegel entwickelten sich in den letzten vier Kammern ähnlich langsam wie im beschriebenen Projekt. Im Unterschied dazu fand auch in den ersten vier Kammern nur ein langsamer Schlammspiegelzuwachs statt, so dass auch nach zwölf Monaten keine Schlammentsorgung durchgeführt wurde. Der mittlere Feststoffgehalt im Schlammbett war deutlich höher als in der vorliegenden Studie und lag in den letzten vier Monaten der Untersuchung (9 – 12 Monate nach Inbetriebnahme) stabil bei 3,2 % (Tabelle 4.13), in zwei Monate zuvor durchgeführten Messungen

bei 4,7 bzw. 4,1 % (nach 7 bzw. 8 Monaten). Der oTR-Gehalt sank nach neun Monaten unter 70 % und nach elf Monaten unter 60 %. Der oTR-Abbau erreichte nach elf Monaten 43 %, nach zwölf Monaten 47 % und liegt damit zu diesem Zeitpunkt unter den Ergebnissen des Betriebs mit geringerem Feststoffgehalt im Schlammbett bei vergleichbarer Betriebszeit (Daten aus SCHALK UND AHNERT, 2016).

Tabelle 4.13: Schlammspiegelhöhen sowie TR- und oTR-Gehalte im Schlammbett (Mittelwerte nach 11 und 12 Monaten Betriebszeit, Daten aus SCHALK UND AHNERT, 2016)

Parameter	Einheit	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8
TR	[%]	5,5	2,0	1,7	1,7	2,7	2,7	2,7	1,8
oTR	[%]	55	56	55	56	56	55	55	56
SSP	[cm]	145	65	45	40	40	45	44	30

Nach einem Monat Betrieb waren in allen Kammern Schlamm Spiegel von > 25 cm nachweisbar, drei Wochen später waren die Schlamm Spiegel mit Ausnahme der ersten beiden Kammern zusammengebrochen. Ein ähnliches Ereignis trat im Februar/März auf, allerdings waren davon ausschließlich die letzten drei Kammern betroffen.

Der Anlagenbetrieb weist einige Unterschiede auf, die zur Beeinflussung des Schlamm Spiegels führen können und mögliche Ursachen für das geänderte Betriebsverhalten sind:

- die hydraulischen Verweilzeit stieg von i. M. 17 h auf 24 h,
- die Aufstromgeschwindigkeit sank von 0,8 – 1,0 m/h auf 0,4 – 0,6 m/h,
- die Strömungsverhältnisse änderten sich durch Erhöhung des Wasserstands von 1,5 m auf 1,8 m und die Verlegung der Verbindungen zwischen den Kammern von der Wasserspiegeloberfläche rd. 30 cm unter den Wasserspiegel,
- die Verweilzeit im VKB sank auf 30 min im Absetzraum. Dadurch gelangen mehr und leichter sedimentierbare Partikel in die ersten Kammern des ABR, die ggf. zur stärkeren Kompaktierung des Schlamm führen, als bei längerer Verweilzeit,
- Schlamm durchbrüche aus dem VKB wurden durch automatischen Schlammabzug verhindert,
- die Beschickung folgte einer Tagesganglinie anstelle einer konstanten Zuflussmenge.

Problematisch ist die unterschiedliche Feststoffentwicklung in den beiden Untersuchungen im Hinblick auf die Planung von Anlagen zur Schlamm Speicherung (Pumpen, Eindicker etc.). Unklar ist, inwieweit der hohe Feststoffgehalt zur Ausbildung von Kurzschlussströmungen im Schlammbett und damit zur Minderung der Kontaktzeit zwischen Biomasse und Substrat führt. Denkbar ist, dass infolge geringer Zuflüsse die Aufstromgeschwindigkeit unter die zur Expansion des Schlamm betts notwendige Geschwindigkeit sinkt. Sedimentation und Kompaktierung des Schlamm behindern grundsätzlich die Vermischung und führen zur Ausbildung der in der Literatur beschriebenen Kurzschlussströmungen (Strömungskanäle), die den Wirkungsgrad negativ beeinflussen.

Für die Optimierung der hydraulischen Verhältnisse sind die Festlegung eines zulässigen Feststoffgehalts und der für die Schlammexpansion notwendigen Aufstromgeschwindigkeit notwendig. Wenn die Schlammakkumulation zur Bildung von Kurzschlussströmungen führt, muss häufiger Schlamm entsorgt werden oder die Schlammakkumulation durch höhere Geschwindigkeiten unterbunden werden, insbesondere in den vorderen Kammern. Die Vergrößerung der letzten Kammer führt zur Senkung der Aufstromgeschwindigkeit und mindert den Schlammaustrag aus dem ABR.

Die Sinkgeschwindigkeit des Schlammes und damit die Aufstromgeschwindigkeit zur Erzeugung des Schlammbetts sind u. a. von der Feststoffkonzentration, der Größe der Schlammpartikel und dem mineralischen Anteil abhängig [FAIR zit. in IMHOFF UND IMHOFF, 1999; METCALF & EDDY, 1972]. Die einzelnen Partikel haben abhängig von ihren Eigenschaften verschiedene Sinkgeschwindigkeiten [vgl. FAIR zit. in IMHOFF UND IMHOFF, 1999; ATV-DVWK, 2003], allerdings beeinflussen sich die Partikel gegenseitig [ATV-DVWK, 2003], insbesondere bei höheren TR-Gehalten [METCALF & EDDY, 1972], so dass für das Schlammbett keine allgemeingültige Angabe der Sinkgeschwindigkeit möglich ist. Die Aufstromgeschwindigkeit muss größer als die Sedimentationsgeschwindigkeit des Schlammbetts sein. Für biologischen Flockenschlamm liegt die Sinkgeschwindigkeit bei etwa 0,75 m/h [BARJENBRUCH, 2015], für die Feststoffe im Rohabwasser (Primärschlamm) zwischen 1 und 5 m/h [BARJENBRUCH, 2015]. Da hohe Feststoffkonzentrationen den Absetzprozess behindern, sinkt die Absetzgeschwindigkeit [METCALF & EDDY, 1972] und damit die notwendige Aufstromgeschwindigkeit. Der im Vergleich zum Überschussschlamm höhere mineralische Anteil von Primärschlamm (z. B. Sand) wirkt sich dagegen sedimentationsfördernd aus. Vor diesem Hintergrund sollte die Feststoffkontrolle in ABR weitergehend untersucht werden, insbesondere in Hinsicht auf den zur Durchmischung notwendigen Zulaufimpuls bei hohen Feststoffkonzentrationen.

Einfahrbetrieb

Die Dauer des Einfahrbetriebs unter tropischen Bedingungen ist mit drei Monaten [GUTTERER ET AL., 2009] relativ kurz. Mit sinkender Abwassertemperatur steigt die Einfahrzeit. Bei vorgeschalteter Grobentschlammung ist aufgrund des reduzierten Feststoffeintrags in den ABR mit einer Verlängerung des Einfahrbetriebs zu rechnen. Schlamm Spiegel und TR-Gehalt im Schlammbett sind im Einfahrbetrieb bei sinkenden Temperaturen instabil. Bei gleichbleibenden hydraulischen Bedingungen verhindern sinkende Abwassertemperaturen die Etablierung einer stabilen Biomasse. Innerhalb eines Monats kann die Biomasse einer Kammer nahezu vollständig eliminiert werden.

Die für den Einfahrbetrieb von ABR aus Laborversuchen⁶² abgeleitete langsame Steigerung der hydraulischen Belastung zur Förderung der Ausbildung der anaeroben Biozönose [BARBER UND STUCKEY, 1998; GUTTERER ET AL., 2009] ist in der Praxis keine Option, da das zufließende Abwasser zu behandeln ist, unabhängig davon, in welchem Zustand sich der ABR befindet. Da auch in Trennsystemen ein unvermeidlicher Fremdwasseranteil enthalten ist, führt dies bei Drosselung

⁶² CSB = 4 g/l, mesophile Temperaturbedingungen [BARBER UND STUCKEY, 1998]

des Zuflusses zu einer Verstärkung der infolge der geforderten Einfahrbedingungen herrschenden Unterlast. Bei anhaltendem Fremdwasserzufluss, bspw. bei Tauwetter, gelangt bei hohen Verweilzeiten nahezu kein Substrat in die Anlage.

Aus den Versuchsergebnissen konnte kein Zusammenhang zwischen HRT und Eliminationsleistung abgeleitet werden. Mögliche, durch die HRT bedingte Einflüsse, wurden durch die Temperatur überlagert (Abbildung 4.29).

Aus praktischen Gesichtspunkten ist eine Begrenzung der hydraulischen Belastung für den Einfahrbetrieb nicht umsetzbar. Dessen ungeachtet gelten für den Einfahrbetrieb ähnliche Empfehlungen, wie für die Inbetriebnahme von Emscherbrunnen, wenn die entsprechenden Voraussetzungen vorliegen. Zur Beschleunigung der Etablierung der anaeroben Biozönose sollte der Betrieb in der warmen Jahreszeit, möglichst im Frühjahr oder im Frühsommer, aufgenommen werden [TRIEBEL, 1965]. Eine Animpfung kann durchgeführt werden, vorzugsweise mit Schlamm aus Faulgruben oder Emscherbrunnen, da die Milieubedingungen im Schlamm dieser Anlagen eher mit denen von ABR vergleichbar sind, als mit denen mesophiler Schlämme aus der anaeroben Schlammstabilisierung.

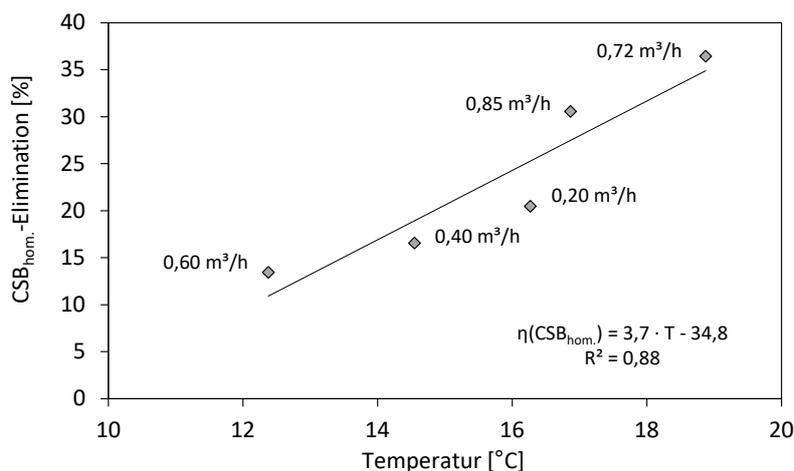


Abbildung 4.29: Einfluss der Temperatur auf die CSB_{hom.}-Elimination in Abhängigkeit der hydraulischen Bedingungen (gesamter Versuchszeitraum, inkl. Einfahrbetrieb)

Kanalnetz

ABR sind aus gegenwärtiger Sicht infolge der mehrfach aufgetretenen Schlammverlagerungs- und Schwimmschlammprobleme nur für den Einsatz im Trennsystem geeignet. Ist der Einsatz im Mischsystem geplant, sind eine Grobentschlammung mit automatisierter Räumung und/oder eine automatisierte Schlammräumung aus den Kammern des ABR erforderlich sowie die Begrenzung des Zuflusses zur Einhaltung der maximalen Aufstromgeschwindigkeit. Für Trennsysteme ist ebenfalls ein Nachweis zur Einhaltung der zulässigen Aufstromgeschwindigkeit zu erbringen.

Erhöhung der Betriebssicherheit / Eingrenzung des Anwendungsbereiches

Um den Anforderungen an die Betriebssicherheit und Wartungsfreundlichkeit von Kleinen Kläranlagen zu genügen, bestehen folgende Möglichkeiten:

- Vorschaltung einer Kurzvorklämung zur Grobentschlammung zur Erhöhung des Schlamm-entsorgungsintervalls,
- Mechanisierung und ggf. Automatisierung des Schlammabzugs aus dem ABR bei fehlender Grobentschlammung,
- Erhöhung der Sicherheit gegenüber Feststoffaustrag aus der letzten Kammer des ABR durch geeignete technische oder betriebstechnische Maßnahmen bei nachgeschalteten kolkationsgefährdeten Stufen,
- Schaffung einer Sicherung gegenüber zu großem Schlammabzug, bspw. durch entsprechende Schaltzeiten bei automatisiertem Schlammabzug (Öffnungszeiten Abzugsschieber oder Druckluftunterbrechung) oder durch konstruktive Maßnahmen, bspw. durch Installation drehbarer Aufsatzrohre auf den Endrohren der Abzugsheber zur Begrenzung der Abzugshöhe,
- Abschätzung möglicher Auswirkungen bei Erhöhung der Sofortzehrung in der nachgeschalteten aeroben Stufe bei gehemmttem Abbau der organischen Säuren im ABR bei niedrigen Temperaturen.

Für Kleinkläranlagen ist der Einsatz von ABR aufgrund der zu erwartenden Unzulänglichkeiten bei der Schlammmentsorgung eher ungeeignet.

Einsatz von ABR zur Behandlung saisonal anfallender Abwässer

In bestimmten Fällen können ganzjährig betriebene teilbiologische Anlagen saisonale Zusatzfrachten im Sommer kompensieren, ohne dass nachgeschaltete aerobe Stufen auf die Saisonbelastung ausgelegt werden müssen. Die anrechenbare Frachtreduzierung kann bei eingefahrenen Anlagen bei Temperaturen von mindestens 15 °C mit 20 % CSB angesetzt werden. Damit ist eine Anwendung auf Fälle mit geringer zusätzlicher Belastung begrenzt. Ungeachtet dessen ist aufgrund der beschriebenen Probleme beim Betrieb von ABR und der Unsicherheiten im Temperaturgang keine sichere Auslegung möglich.

Gegen den Einsatz von ABR zur Behandlung ausschließlich saisonal anfallender Abwässer sprechen gegenwärtig folgende Aspekte:

- nicht kalkulierbarer Wirkungsgrad des ABR durch starke Temperaturabhängigkeit des Abbaus,
- Abhängigkeit der Dauer des Einfahrbetriebs von Temperatur und Belastung,

- zu geringer Wirkungsgrad bei Überlagerung von Einfahrbetrieb und Hochlastphasen mit möglicher Überlastung nachgeschalteter aerober Stufen,
- unklare Auswirkungen von Betriebsstopps (Saisonende) auf die Wiederinbetriebnahme von ABR nach mehreren Monaten, vor allem in Hinblick auf die Leistungsfähigkeit der anaeroben Biomasse und die Schlammverdichtung im Schlammbett infolge langer Sedimentationszeiten ohne Schlammbettmobilisierung,
- große Empfindlichkeit des Wirkungsgrades des ABR gegenüber zu hohem Schlammabzug infolge von Unzulänglichkeiten bei der Schlammentsorgung.

Im Gegensatz zu ausschließlich saisonal belasteten ABR ist bei ganzjährig belasteten ABR im Winter zwar mit Leistungseinbußen zu rechnen, eine Verkürzung des Einfahrbetriebs nach der Kälteperiode ist dagegen nicht ausgeschlossen. Für die Schlammstabilisierung ist von einem ähnlichen Verhalten im Winter auszugehen wie bei Emscherbrunnen (Abschnitt 4.2.4.3). Lange Verweilzeiten führen auch bei niedrigen Temperaturen zum oTR-Abbau im Schlammbett, so dass eine Schlammstabilisierung bei geminderter Umsatzgeschwindigkeit stattfindet. Für die Elimination der gelösten Abwasserinhaltsstoffe ist bei niedrigen Temperaturen kein nennenswerter Wirkungsgrad zu erwarten, da die hydraulische Verweilzeit der gelösten Substanzen wesentlich kürzer als die der Feststoffe im Schlammbett ist.

Vermeidung von Methanemissionen

Durch die Intensivierung anaerober Prozesse steigt die Methanbildung. Da die Menge des anfallenden Methans für eine wirtschaftliche Verwertung zu gering ist, wird der gasförmige Anteil an die Umwelt abgegeben. Der gelöste Anteil kann unter aeroben, anoxischen und, bei Vorliegen von Sulfat, unter anaeroben Bedingungen, oxidiert werden [NAUHAUS ET AL., 2005; RAGHOEBARSING ET AL., 2006; MODIN ET AL., 2007]. Das ungefasste Gas stellt, ungeachtet der geringen Menge, eine vermeidbare Umweltbelastung dar, die bei Einsatz anderer Technologien nicht im selben Maße entsteht. Zur schadlosen Beseitigung kann das Gas gefasst und behandelt werden, bspw. in Biofiltern [STREESE UND STEGMANN, 2003; GEBERT UND GRÖNGRÖFT, 2006; PARK ET AL., 2009] oder in nachgeschalteten aeroben Abwasserbehandlungsanlagen. Die Oxidation des Methans ist in Belebtschlammssystemen [WERNER UND KAYSER, 1991; WAKI ET AL., 2005], mit Biofilmverfahren [MODIN ET AL., 2010], z. B. Tropfkörpern [WERNER UND KAYSER, 1991; HATAMOTO ET AL., 2010; VICTORIA UND FORESTI, 2011] oder in Bodenfilter [SCHALK ET AL., 2016] realisierbar. Ein theoretisch möglicher Beitrag zur Denitrifikation ist aber sowohl bei technischen [WERNER UND KAYSER, 1991] als auch bei naturnahen Systemen [SCHALK ET AL., 2016] nicht in nennenswertem Maße zu erwarten.

4.3 Kalkulierte Überlastung von Bodenfilteranlagen

4.3.1 Bauarten saisonal belasteter Bodenfilter

Das grundlegende Problem saisonal belasteter Anlagen besteht in der bemessungstechnischen Erfassung der besonderen Belastungsverhältnisse. Bei der Bemessung gemäß der in der Saison zu erwartenden Fracht ist die Anlage in einem wesentlichen Teil des Jahres entweder unter- oder nicht belastet. Bei ausschließlich im Sommerhalbjahr betriebenen Anlagen ist bei technischen Verfahren eine Anpassung der Bemessung über die Wahl der Bemessungstemperatur möglich. Bei naturnahen Verfahren wie Bodenfilteranlagen besteht diese Möglichkeit nicht, allerdings kann die erforderliche Oberfläche abgemindert werden.

Bodenfilteranlagen werden zur Behandlung saisonal anfallender Abwässer unterschiedlicher Herkunft eingesetzt. Dies umfasst Abwässer aus Ferieneinrichtungen, z. B. von Campingplätzen [REGELSBERGER ET AL., 2005; MASI ET AL., 2007; BOUTIN ET AL., 2010] oder aus Hotels [KRÜGER, 2002; LFU ST, 2005; MASI ET AL., 2007], aber auch Abwässer aus der Gastronomie [LFU ST, 2005; REGELSBERGER ET AL., 2005; LANGERGRABER ET AL., 2013] und Tagungs- bzw. Weiterbildungszentren [WÜBBENHORST ET AL., 2000]. Bei der Bemessung der Anlagen werden zwei Wege verfolgt, zum einen (hauptsächlich), die Bemessung auf die saisonal anfallende Fracht, zum anderen im Einzelfall und im Pilotmaßstab [FOLADORI ET AL., 2012], die schwerpunktmäßige Auslegung auf die außerhalb der Saison zu behandelnde Fracht unter Tolerierung einer zeitlich begrenzten Überlast während der Saison.

Die unterschiedlichen Bauformen (einstufige und mehrstufige Vertikal- und Horizontalbodenfilter) und eingesetzten Materialien (Sand 0/2 mm, Kies) führen zu unterschiedlichen Flächenansätzen, die zwischen 0,8 und 10 m²/EW_{Ausbau} liegen (vgl. Tabelle 4.14). Einige Anlagen wurden aufgrund der schwer kalkulierbaren Lastverhältnisse in der Saison überbemessen, während andere Anlagen mit reduziertem Flächenansatz errichtet wurden. Die Abminderung liegt zwischen 50 und 60 % und ist einerseits das Resultat der reduzierten spezifischen Fracht im Vergleich zum Einwohnerwert, d. h. keine Abminderung im eigentlichen Sinne, sondern eine Anpassung an die realen Frachtverhältnisse [BOUTIN ET AL., 2010], andererseits das Ergebnis einer gezielten Verringerung des Flächenbedarfs [FOLADORI ET AL., 2012]. Ein Teil der dokumentierten Anlagen wurde in zweistufiger Bauweise errichtet. Dies umfasst das französische Bodenfiltersystem mit vorgeschaltetem Rohschlammfilter [BOUTIN ET AL., 2010] und die österreichische Variante [LANGERGRABER ET AL., 2013]. Bei einigen individuellen Lösungen können die Beete abhängig vom Lastzustand parallel oder in Reihe betrieben werden [LFU ST, 2005], zum Teil kann gereinigtes Abwasser rezirkuliert werden.

Nach DWA-A 262 (2006) bemessene, einstufige vertikal durchströmte Bodenfilteranlagen mit Sand 0/2 mm haben einen spezifischen Flächenbedarf von 4 m²/EW ($A_{BF,gesamt} \geq 16 \text{ m}^2$). Die relativ große Oberfläche ist bei Sand-Filterkörpern zur Begrenzung der Kolmation notwendig, da aufgrund des eng abgestuften Korngefüges von 0/2-Sanden keine gleichmäßige Einlagerung von eingetragenen partikulären Substanzen im gesamten Filterbett stattfindet, sondern vorwiegend eine

flächenhafte Ablagerung in oberflächennahen Schichten [LUCKNER ET AL., 1998; GOETZ UND WINTER, 2002; TURKOVIĆ, 2009].

Als wesentliche Ursachen für die Kolmation gelten neben dem Eintrag partikulärer Substanzen mit dem zufließenden Abwasser die Verengung der Bodenporen infolge biologischer Stoffwechselprozesse, einerseits durch Biofilme und die damit verbundene EPS-Bildung [GOETZ UND WINTER, 2002], andererseits durch die Einlagerung von organischen Substanzen [GOETZ UND WINTER, 2002; MÜLLER, 2002].

Durch die Temperaturabhängigkeit biologischer Abbauprozesse werden bei niedrigen Temperaturen organische Substanzen verstärkt eingelagert und bei höheren Temperaturen abgebaut [GOETZ UND WINTER, 2002]. Im Jahresverlauf sind bei Vorliegen entsprechender Voraussetzungen Änderungen in der Sickerleistung zu erwarten. Insbesondere im Frühjahr kann es zunächst durch die Intensivierung biologischer Prozesse und dem Abbau von im Winter eingelagerten organischen Substanzen zu einer Reduzierung der hydraulischen Leistungsfähigkeit kommen [GOETZ UND WINTER, 2002]. Treten verstärkt Kolmationserscheinungen auf, kann durch Aussetzen der Beschickung der Bodenkörper regeneriert und die Sickerleistung wieder hergestellt werden [PLATZER, 1998; KAYSER, 2003]. Unabhängig davon wirken sich Belastungspausen positiv auf den Anlagenbetrieb aus [FEHR ET AL., 2003; LFU ST, 2005].

Unter Zugrundelegung dieser Zusammenhänge ist die kalkulierte Überlastung von Bodenfilteranlagen möglich, wenn die hydraulische Kapazität in einer Regenerationsphase wieder hergestellt wird. Der Betrieb einer derart bemessenen Anlage gliedert sich in eine Hochlastphase in der Saison und in eine Regenerationsphase, in der die Anlage mehrere Monate lang nicht beschickt wird. Durch die während der Hochlastphase (Sommerbetrieb) im Bodenkörper herrschenden höheren Temperaturen laufen Abbauprozesse schneller als bei niedrigen Temperaturen ab, so dass die Kapazität zur Elimination organischer Substanzen maximiert wird. In der Hochlastphase unvollständig abgebaute bzw. eingetragene organische Substanzen werden in der Regenerationsphase mineralisiert. Eine entsprechende Lösung wurde an einem Saisonbetrieb in Lübbenau (Beschreibung siehe Abschnitt 3.3.2) umgesetzt und untersucht.

Tabelle 4.14: Einsatz von Bodenfilteranlagen zur Behandlung von Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen

Nr.	Einsatzgebiet	Inbetriebnahme	Ausbaugröße [E]	Gesamtfläche [m ²]	Abwassercharakteristik	Abwasser-vorbehandlung	Bauform	Material der Filterschicht	Flächenreduktion (gesamt) ¹⁾ [%]	Flächenansatz [m ² /EW]	Anzahl Beete	Literatur
1	Campingplatz	keine Angabe	900	744	Abwasser	Rohschlammfilter	zweistufig RSF + VBF	Kies + Sand	60	0,8 0,5 + 0,3	3 + 3	BOUTIN ET AL., 2010
2	Campingplatz	keine Angabe	800	651	Abwasser	Rohschlammfilter	zweistufig RSF + VBF	Kies + Sand	60	0,8 0,6 + 0,2	3 + 3	BOUTIN ET AL., 2010
3	Campingplatz	keine Angabe	375	755	Abwasser	Rohschlammfilter	zweistufig RSF + VBF	Kies + Sand	-	2,0 1,2 + 0,8	3 + 2	BOUTIN ET AL., 2010
4	Campingplatz	keine Angabe	1.000	1.044	Abwasser	Rohschlammfilter	zweistufig RSF + VBF	Kies + Sand	50	1,0 0,6 + 0,4	3 + 3	BOUTIN ET AL., 2010
5	Campingplatz	2004	80	116 126	Grauwasser Schwarzwasser	Fettabscheider Emscherbrunnen	einstufig, HBF einstufig, HBF	Kies Kies	k. A. k. A.	1,5 1,6	1 1	MASI ET AL., 2007
6	Touristengebiet (alpin)	2010	Pilotanlage	6,75	Abwasser	Emscherbrunnen	zweistufig VBF + HBF	Sand + Kies	60 ¹⁰⁾	3,9 1,3 + 2,6	1 + 1	FOLADORI ET AL., 2012
7	Gaststätte mit Pension	1997	66 (4)	210	Abwasser	Fettabscheider + Dreikammergrube (50,9 m ³)	einstufig, VBF	keine Angabe	-	3,2 ¹⁰⁾	1	LFU ST, 2005 KRÜGER, 2002
8	Bauerngut + Jugendhotel ^{IV)}	1998	80	403	Abwasser	Dreikammergrube (24,3 m ³)	einstufig, HBF	keine Angabe	-	5,0	4, Parallelbetrieb	LFU ST, 2005
9	Gaststätte ^{V)}	1997	25 49	240	Abwasser	Fettabscheider + Vierkammergrube (20,4 m ³)	dreistufig VBF + HBF + Teich zweistufig VBF/HBF + Teich	Sand + Sand	-	9,6 3,6 + 6,0	1 + 1 2, Parallelbetrieb	LFU ST, 2005
10	Gaststätte mit Gästebetten	2010	40	100	Abwasser	Fettabscheider + VKB	zweistufig VBF + VBF	Sand 2/4 + Sand 0/4	-	2,5 1,25 + 1,25	1 + 1	LANGERGRABER ET AL., 2013
11	Campingplatz + Restaurant ^{VI)}	2001	60	240	Abwasser	Fettabscheider + Dreikammergrube (20 m ³)	zweistufig, VBF + VBF, später Umbau zu Parallelbetrieb	Sand	-	4,0 2,0 + 2,0	1 + 1 2, Parallelbetrieb	eigene Untersuchungen
12	Tagungszentrum	1990	23	69	Abwasser	Mehrkammerausfaulgrube	zweistufig, VBF + VBF später Umbau zu Parallelbetrieb	keine Angabe	-	3,0 ¹⁰⁾	1 + 1 2, Parallelbetrieb	WÜBENHORST ET AL., 2000

Abkz.: RSF ... Rohschlammfilter, VBF ... Vertikalbodenfilter, HBF ... Horizontalbodenfilter

¹⁾ Flächenreduktion bezogen auf die dem Verfahren zugrundeliegende übliche Bemessung

¹⁰⁾ im Vergleich zum Betrieb außerhalb der Saison

¹¹⁾ Die Anlage wurde vor Erscheinen des DWA-A 262 (2006) errichtet. Die Flächenreduktion ergibt sich aus dem höheren Flächenbedarf nach Überarbeitung des ATV-A 262 (1998) bzw. des ATV-H 262 (1989).

^{IV)} Kläranlage nach Anschluss an Kanal stillgelegt

^{V)} VBF und HBF können in Abhängigkeit der Belastung in Reihe und parallel betrieben werden

^{VI)} Ausbaugröße nach Informationen des Betreibers; Anlage aufgrund Überlast, weitergehender Anforderungen an die N-Elimination (Nitrifikation/Denitrifikation) und des Flächenbedarfs für die Anlagenverweiterung durch einen SBR ersetzt

4.3.2 Bemessung und Ausführung der Bodenfilteranlage Kanuheim Lübbenau

Das Kanuheim in Lübbenau wird für jeweils rd. 6 Monate im Sommerhalbjahr betrieben. Außerhalb der Saison herrscht Betriebsruhe. Bis 2009 wurde das Abwasser in einer abflusslosen Grube gesammelt. Zur Minderung des Entsorgungsaufwandes wurde vom Betreiber eine Lösung gesucht, die den Anforderungen an diesem Standort gerecht wird. Als Lösungsvorschlag wurde ein vertikal durchströmter, bepflanzter Bodenfilter mit vorgeschalteter Dreikammergrube favorisiert, dessen Fläche aufgrund des halbjährlichen Betriebs um 50 % abgemindert wurde. Die zuständige Untere Wasserbehörde (UWB) in Senftenberg war frühzeitig in die Planung einbezogen worden und erteilte die Genehmigung für den Bau der vorgeschlagenen Anlage unter Zugrundelegung der Überwachungswerte für Kleinkläranlagen der Ablaufklasse C. Weitergehende Anforderungen bestanden bzw. bestehen nicht. Zur Selbstüberwachung werden pro Saison zwei Proben aus dem Kläranlagenablauf durch ein zertifiziertes Labor entnommen.

Als Bemessungsgrundlage dienten die Anzahl der vorhandenen Betten (19) und die Angaben des Betreibers zum Trinkwasserverbrauch der letzten Jahre. Für die Ermittlung der erforderlichen Beetoberfläche wurden die im Anhang der DIN 4261-1 enthaltenen Angaben für Campingplätze genutzt (1 Gast = 0,5 EGW). Die CSB-Bemessungsfracht wurde mit 10 EW, d. h. 1,2 kg/d angesetzt. Der saisonale Trinkwasserverbrauch lag bis 2009 bei rd. 550 l/d, entsprechend bei rd. 30 l/Bett. Der spezifische Verbrauch wurde mit 60 l/Gast abgeschätzt. Angaben zur Auslastung des Kanuheims lagen nicht vor.

Für eine konventionell bemessene Anlage sind bei 19 Betten rd. 10 EW anzusetzen. Bei einer fünfzigprozentigen Abminderung ergibt sich eine Auslegungsgröße von rd. 5 EW. In der Saison liegt die einwohnerspezifische Fläche bei 2 m²/EW, im Jahresmittel bei 4 m²/EW. Als Vorbehandlungsanlage wurde eine Dreikammerausfallgrube für 5 EW mit einem Gesamtvolumen von 7,5 m³ gewählt. Das spezifische Volumen beträgt in der Saison 750 l/EW bzw. 375 l/P. Die Oberfläche des vor-Ort errichteten Bodenfilters liegt mit 22 m² leicht über den Planungsvorgaben. Im Vergleich zu einer konventionell bemessenen Anlage (Bezug: DWA-A 262, 2006) ist die CSB-Flächenbelastung gemäß Bemessung doppelt so hoch wie der zulässige Wert aus dem DWA-A 262 (2006), während die kalkulierte hydraulische Belastung aufgrund des geringen spezifischen Abwasseranfalls die Vorgabe des DWA-A 262 nicht überschreitet (Tabelle 4.15).

Tabelle 4.15: Gegenüberstellung von Planung und Ausführung der KA Kanuheim Lübbenau (Auslegung: 20 Gäste, Gäste/EW = 2:1, 60 l/Gast)

Parameter	Einheit	DWA-A 262 (2006)	Planung		Ausführung
			konventionell	abgemindert	
Ausbaugröße	[EW]	-	10	5	5
Q _{d,Bemessung}	[m ³ /d]	-	1,2	1,2	1,2
B _{d,CSB,roh}	[kg/d]	-	1,2	1,2	1,2
Vorbehandlungsanlage	[m ³]	12,0 ¹⁾	12,0 ¹⁾	7,5 ¹⁾	6,4 + 1,1 ¹⁾
Spezifische Bodenfilteroberfläche	[m ² /EW]	≥ 4	4	2	2,2
Bodenfilteroberfläche	[m ²]	≥ 16	40	20	22
B _{A,CSB,Bem.}	[g/m ² /d]	≤ 20	20	40	36
q _A	[l/m ² /d]	≤ 80	30	60	55

¹⁾ nach DIN 4261-1, ¹¹⁾ 6,4 m³ in der Dreikammerausfallgrube, 1,1 m³ im Zulaufschacht

Die errichtete Anlage (Abbildung 4.30, Abbildung 4.31, vgl. auch Abschnitt 3.3.2) besteht aus:

- einer Dreikammerausfallgrube (MKA),
- einem Zulaufsammelschacht (ZS),
- einem vertikal durchströmten bepflanzten Bodenfilter (Ablaufklasse C, Oberfläche: 22 m², Besatz: Schilf) mit:
 - Beschickungsschicht (rd. 20 cm, Kies 2/8 mm) mit Zulaufleitungen,
 - Filterschicht (rd. 60 cm, Sand 0/2 mm (Überkornanteil rd. 5 %, $k_{fA} = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s, $U = 3$, Abbildung 4.32),
 - Drainageschicht (rd. 20 cm, Kies 2/8 mm) mit Ablaufleitung,
 - LDPE-Folie zur Abdichtung ($d > 1$ mm),
- einem Ablaufsammelschacht.

Die Dreikammerausfallgrube (MKA) besteht aus zwei LDPE-Behältern mit jeweils 3,2 m³ (GreenLife GmbH, Schwerin). Der zweite Behälter ist in zwei 1,6 m³ große Kammern geteilt.

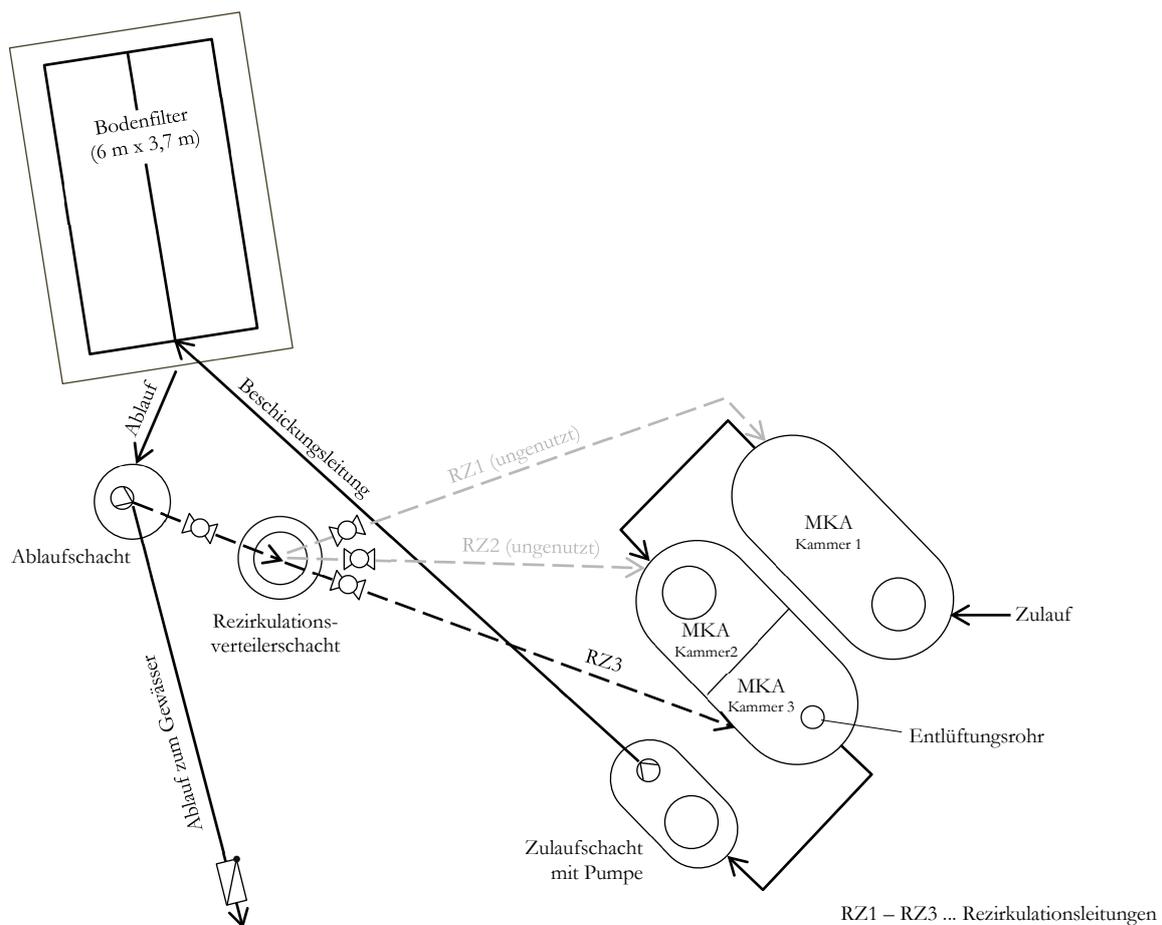


Abbildung 4.30: Lageplan der KA Kanuheim Lübbenau

Das Abwasser fließt der Mehrkammergrube im freien Gefälle zu, anschließend in den Zulaufsam-
 melschacht ($V = 1,1 \text{ m}^3$), aus dem es wasserstandsabhängig mit einer Schmutzwasserpumpe auf
 den Bodenfilter gefördert wird. Die Beschickung wird über eine Zeitschaltung in einem Zeitraum
 zwischen 0:00 h und 05:00 h freigegeben. Außerhalb der Beschickungsphase wird die Ablaufpumpe
 ausschließlich beim Überschreiten eines definierten Wasserstands zur Verhinderung von Überstau
 aktiviert (Fördervolumen: 200 l/Fördervorgang). Das gereinigte Abwasser wird in einem Ablauf-
 schacht gesammelt und über eine Tauchpumpe in das Leiper Fließ gepumpt. Die Einleitung erfolgt
 nach Vorgabe der Unteren Wasserbehörde unterhalb des Wasserspiegels und ist mit einer Rück-
 schlagklappe gesichert. Ein Teil des gereinigten Ablaufs wird bei jedem Pumpvorgang in die dritte
 Kammer der MKA rezirkuliert. Das Rezirkulationsverhältnis wird über einen Kugelhahn im Regel-
 fall auf 30 – 50 % eingestellt. Ein zusätzlicher Schacht zur Verteilung des rezirkulierten Abwassers
 auf die erste und zweite Kammer der MKA ist installiert, wurde aber nicht genutzt.



Abbildung 4.31: KA Kanuheim Lübbenau im Juli 2016 (rechts: Bodenfilter, Blickrichtung zur Vorbehand-
 lungsanlage)

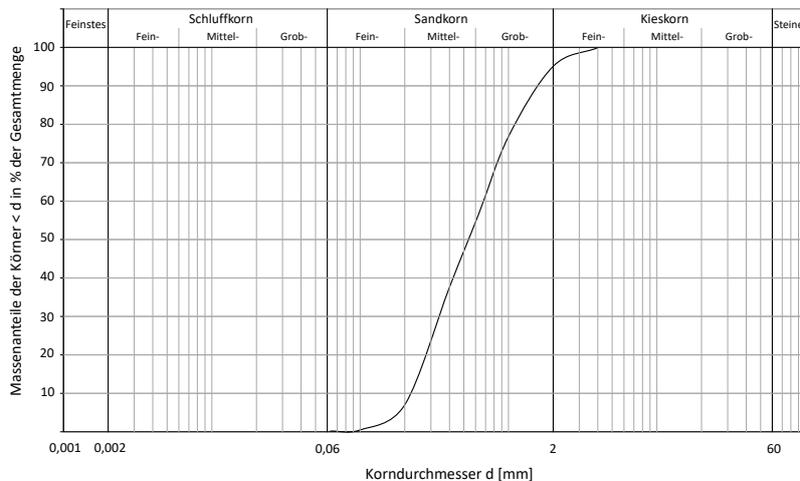


Abbildung 4.32: Sieblinie des frischen Filtersandes der KA Kanuheim Lübbenau (11/2009)

4.3.3 Probenahme und Auswertung

Im Zeitraum 2010 – 2013 wurden jeweils von April bis Oktober Stichproben im Abstand von zwei Wochen aus der ersten und zweiten Kammer der MKA sowie aus dem Zulauf- und Ablaufsammelschacht des Bodenfilters entnommen. Im Jahr 2014 wurden zwei orientierende Messungen durchgeführt, im Jahr 2015 sechs Messungen im Abstand von einem Monat. Trinkwasserverbrauch sowie Rezirkulations- und Ablaufvolumenstrom wurden mit Wasserzählern erfasst, die anfallende Niederschlagswassermenge mit einem auf dem Zeltplatz Lübbenau aufgestellten Regenmesser⁶³.

Die der MKA zugeführten Frachten wurden auf Grundlage des Trinkwasserverbrauchs ermittelt, die dem Bodenfilter zugeführten Frachten aus der Summe aus Ablaufmenge (Ab) und Rezirkulationsvolumenstrom (RZ), unter Berücksichtigung der Niederschlagsmenge (RW) über dem Bodenfilter:

- Zulauffracht zur Ausfallgrube: $B_{d,XXX,Zu} = Q_{TWZ} \cdot C_{XXX,MKA1}$
- Zulauffracht zum Bodenfilter: $B_{d,XXX,BF} = (Q_{Ab} + Q_{RZ} - Q_{RW}) \cdot C_{XXX,ZS}$
- Ablauffracht aus dem Bodenfilter: $B_{d,XXX,Ab} = Q_{Ab} \cdot C_{XXX,Ab}$
- Rezirkulierte Fracht: $B_{d,XXX,RZ} = Q_{RZ} \cdot C_{XXX,Ab}$
- Fracht aus MKA Kammer 3 ohne RZ: $B_{d,XXX,MKA3} = B_{d,XXX,BF} - B_{d,XXX,RZ}$

Das Belegungsmittel entspricht der Differenz der Zählerstände zwischen zwei Probenahmen und der Anzahl der Tage, an denen das Kanuheim belegt war. Die durchgeführten Vor-Ort-Messungen und Laboranalysen sind in Tabelle 4.16 dargestellt (vgl. auch Anhang A). Zur Bestimmung der Korngrößenverteilung wurden in einer Tiefe von 10 – 15 cm insgesamt sechs Proben aus dem Filtersand entnommen (11/2010, 04/2011, 11/2011, 10/2012, 04/2013).

Tabelle 4.16: Analyseplan Kanuheim Lübbenau (Analysemethoden vgl. Anhang A)

Parameter	MKA		Zulaufschacht	Ablaufschacht	Anmerkung	
	1. Kammer	2. Kammer				
Laboranalysen	CSB _{hom}	x	x	x	x	-
	CSB _{mf}	x	x	x	x	-
	BSB ₅	x	x	x	x	-
	TKN	x	x	x	x	-
	NH ₄ -N	x	x	x	x	-
	NO ₃ -N	-	-	x	x	-
	NO ₂ -N	-	-	x	x	-
	P _{ges}	x	x	x	x	-
	AFS	x	x	x	x	-
	SO ₄ ²⁻	x	x	x	x	A
	Sulfid	x	x	x	x	A, B
Säurekapazität	-	-	x	x	A	
Vor-Ort-Messungen	pH-Wert	x	x	x	x	-
	Temperatur	x	x	x	x	-
	Leitfähigkeit	x	x	x	x	-
	Redoxpotential	x	x	x	x	A

A ... Bestimmung im Zeitraum 2012 – 2013,

B ... Stabilisierung der Proben mit Zinkacetat. Sulfid = $\sum(\text{Sulfidionen (S}^{2-}), \text{ gelöster Schwefelwasserstoff (H}_2\text{S), Hydrogensulfid (HS}^-)$)

⁶³ Nutzung Regenmesser in den Zeiträumen: 01.09.2010 – 31.12.2010 und 01.06.2011 – 04.11.2013. In den übrigen Zeiträumen wurden Wetterdaten der Station Baruth genutzt (www.wetteronline.de).

4.3.4 Belastung

4.3.4.1 Abwasserbeschaffenheit im Zulauf der Kläranlage

Das Abwasser aus dem Kanuheim ist auch nach Sedimentation in der ersten Kammer der MKA vglw. hoch konzentriert⁶⁴. Die Konzentrationen lagen i. M. bei (vgl. Abbildung 4.33, Abbildung 4.34, Tabelle 4.17, Anhang L):

- $CSB_{\text{hom.}} = 752 \text{ mg/l}$,
- $BSB_5 = 400 \text{ mg/l}$,
- $P_{\text{ges.}} = 18 \text{ mg/l}$,
- $TKN = 174 \text{ mg/l}$.

Mit Ausnahme des TKN sind die ermittelten Werte mit denen von Kleinkläranlagen vergleichbar. Die Stickstoffkonzentrationen sind höher als bei Kleinkläranlagen. Die Analysen aus dem Kanuheim Lübbenau liegen in guter Übereinstimmung zu Proben von den Zeltplätzen Lübbenau (Abschnitt 3.3.1) und Hindenberg (Anhang B). Die Proben vom ZP Lübbenau⁶⁵ zeigen eine bessere Übereinstimmung als die Proben vom ZP Hindenberg, da der ZP Lübbenau von Lage und Ausstattung mit dem Kanuheim vergleichbar ist. Die Abwasserbeschaffenheit auf dem ZP Hindenberg wird durch eine ganzjährig betriebene Gaststätte beeinflusst. Abweichungen treten insbesondere bei geringer Auslastung auf. Die Gegenüberstellung der Analysen mit Literaturangaben weist auf eine höhere Konzentration an den untersuchten Standorten hin (Tabelle 4.18). Inwieweit dies auf die Installation von wassersparenden Armaturen oder auf die Ausstattung (Sportangebote, Schwimmbekken etc.) zurückzuführen ist, lässt sich nicht beurteilen. Im Vergleich zum Kanuheim ist das Abwasser aus Berghütten, abhängig von der sanitären Ausstattung und dem Wasserverbrauch, zum Teil stärker, zum Teil schwächer konzentriert (vgl. SCHREFF, 2001).

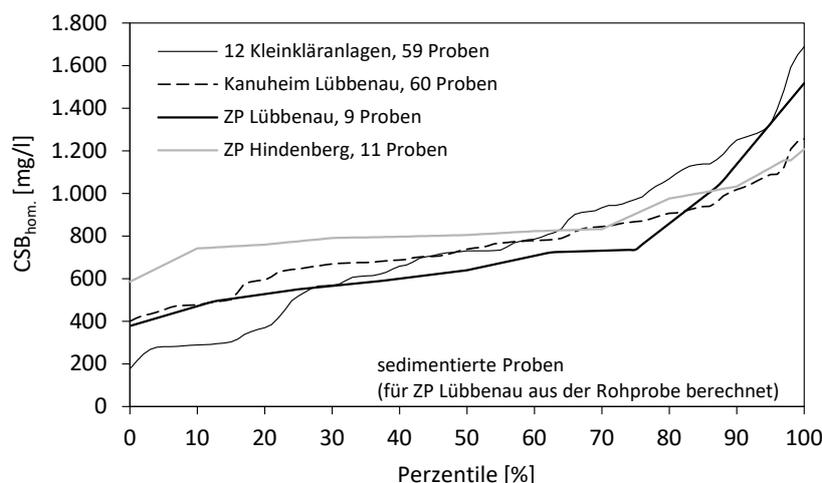


Abbildung 4.33: CSB_{hom.}-Konzentrationen im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von zwölf Kleinkläranlagen (Probenahme n. Vorklä rung)

⁶⁴ Die aus den Analysen abgeleiteten spezifischen Frachten sind in Abschnitt 3.4.3 dargestellt.

⁶⁵ Zur Vergleichbarkeit der Analysen wurden die Konzentrationen vom Zeltplatz Lübbenau nach Sedimentation aus den Rohproben berechnet ($\eta(CSB_{\text{hom.}}) = 33 \%$, $\eta(BSB_5) = 33 \%$, $\eta(P_{\text{ges.}}) = 11 \%$, $\eta(TKN) = 9 \%$).

Das $CSB_{\text{hom.}}/BSB_5$ -Verhältnis entspricht mit 1,9 dem bekannten Verhältnis für kommunales Abwasser (Anhang M). Während das $CSB_{\text{hom.}}/P_{\text{ges.}}$ -Verhältnis mit 42 leicht das von kommunalem Abwasser unterschreitet (nach Sedimentation $CSB_{\text{hom.}}/P_{\text{ges.}} = 50$), liegt das $NH_4\text{-N}/TKN$ -Verhältnis mit 0,88 über dem von kommunalem Abwasser, d. h. der Stickstoff im Zulauf liegt nahezu vollständig gelöst vor. Mechanisch gereinigtes kommunales Abwasser weist erfahrungsgemäß ein $NH_4\text{-N}/TKN$ -Verhältnis von 0,74 auf (11 g N/E/d · 0,67/10 g N/E/d). Das $TKN/P_{\text{ges.}}$ -Verhältnis ist mit rd. 10 (Abbildung 4.35) höher als im kommunalen Abwasser, aber geringer als bei Berghütten mit $N/P = 20$ [FRÖHLICH, 2001].

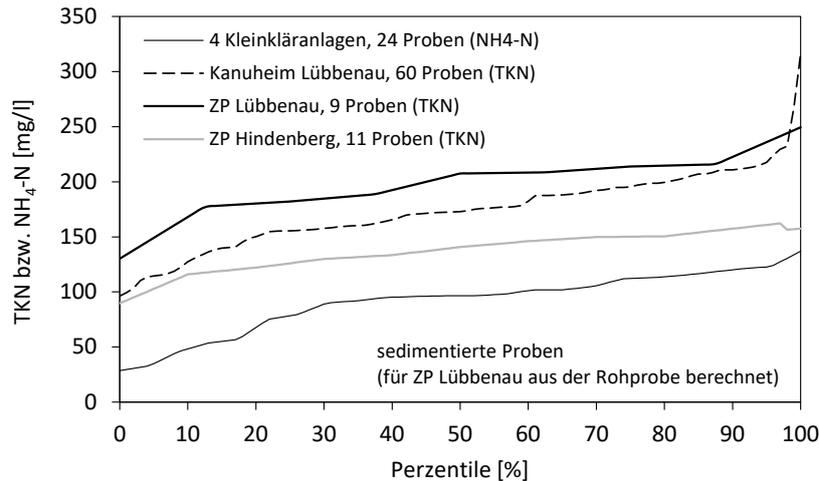


Abbildung 4.34: TKN-Konzentrationen im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von vier Kleinkläranlagen (Probenahme nach Sedimentation)

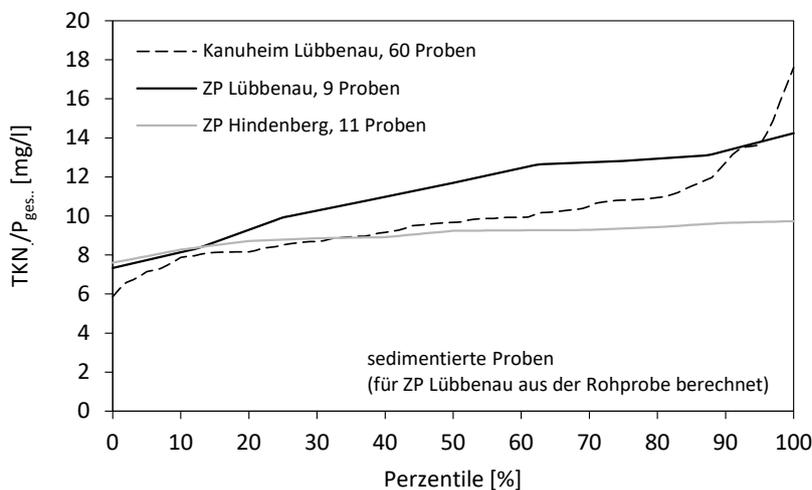


Abbildung 4.35: N/P-Verhältnisse im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen (Probenahme nach Sedimentation)

Auf dem Zeltplatz Lübbenau weicht das N/P -Verhältnis mit 12 ebenfalls vom kommunalen Verhältnis ab. Die an den Sanitärgebäuden ermittelten Konzentrationen sind teils erheblichen Schwankungen unterworfen (z. B. 300 – 2.000 mg $CSB_{\text{hom.}}/l$). Während bspw. bei der ersten Beprobung am Sanitärgebäude 1 ein CSB von rd. 300 mg/l gemessen wurde, lag der CSB in der Mischprobe vom Sanitärgebäude 2 bei 1.450 mg/l. Die $NH_4\text{-N}$ -Konzentrationen sind mit denen vom Kanuheim vergleichbar. Grundsätzlich sind die Abwässer aus dem Kanuheim und von den Zeltplätzen als nicht problematisch zu bewerten. Die $CSB_{\text{hom.}}/BSB_5$ -Verhältnisse weisen auf gut abbaubare

Abwässer hin. Die Konzentrationen schwanken vor allem beim Kanuheim stark, insbesondere beim TKN. Die höchste TKN-Konzentration lag im Kanuheim bei 316 mg/l (abgesetzte Probe), auf dem ZP Lübbenau bei 274 mg/l (217 ± 36 mg/l, Rohproben). Hohe Konzentrationen können auch bei hohen Wirkungsgraden zu Problemen bei der Einhaltung der Überwachungswerte führen (vgl. Abschnitt 2.1.1). Darüber hinaus ist bei nitrifizierenden Anlagen eine Denitrifikation sinnvoll, da andernfalls der pH-Wert deutlich sinken kann.

4.3.4.2 Hydraulische Belastung des Bodenfilters

Die aus dem Schmutzwasser resultierende hydraulische Flächenbelastung war in den untersuchten Jahren vergleichbar (Anhang N – Abbildung N.3). Die tatsächliche hydraulische Belastung weicht infolge hoher Rezirkulationsverhältnisse (RV) und Fremdwasserzutritt⁶⁶ in den ersten beiden Jahren von den folgenden Jahren ab (Abbildung 4.36, Anhang N – Abbildung N.2). 2010 und 2011 wurde die zulässige hydraulische Belastung zu jeweils etwa 40 % überschritten, in den Folgejahren zu 10 % und 5 %, 2015 wieder zu rd. 30 %. Die schmutzwasserbezogene hydraulische Flächenbeschickung lag zu mehr als 95 % unter der zulässigen hydraulischen Belastung von 80 l/m²/d. Die mittleren Rezirkulationsverhältnisse (Q_{RZ}/Q_{Ablauf} – Anhang N) lagen 2012 und 2013 bei i. M. 0,4, 2010 bei 0,5 und 2011 bei 0,9.

Im Jahr 2011 lag das RV infolge der zu weiten Öffnung des zur Regulierung genutzten Kugelhahns zu etwa einem Drittel der Saison deutlich über 0,5, das maximale RV bei 2,8. Dem gegenüber war die Kläranlage ab dem dritten Betriebsjahr gleichmäßiger hydraulisch belastet. 2015 lag das RV bei 0,1 und konnte aufgrund korrodierter Armaturen nicht mehr geändert werden. Ablauf- und Rezirkulationsarmatur wurden im Frühjahr 2016 getauscht (vgl. Abschnitt 4.3.8). Angaben zum Trinkwasserverbrauch sind in Abschnitt 3.4.3 enthalten.

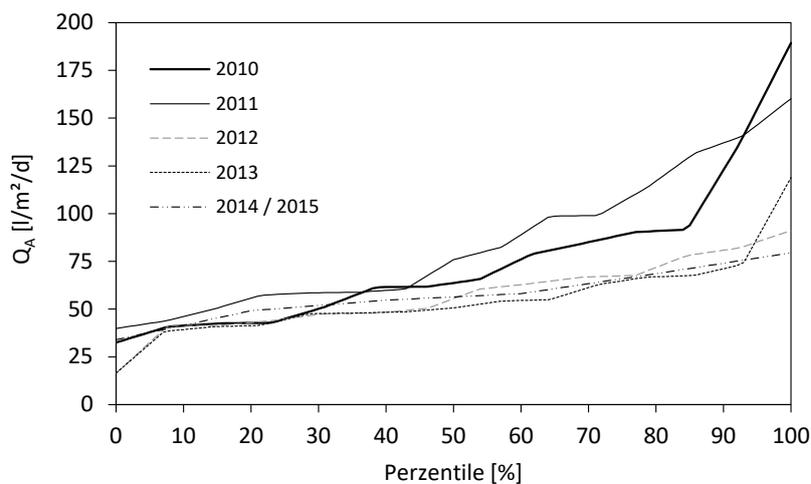


Abbildung 4.36: Hydraulische Flächenbeschickung unter Berücksichtigung der Rezirkulation

In nicht fremdwasserbeeinflussten Zeiträumen entsprach der Anlagenabfluss weitgehend dem Trinkwasserverbrauch zzgl. dem über der Anlage angefallenen Niederschlag. Hohe Fremdwasserzuflüsse traten ab 10/2010 auf (Anhang N – Abbildung N.1). Der kumulierte Fremdwasserzufluss lag bis 2012 bei 216 m³, der höchste Fremdwasserzutritt bei 2,5 m³/d. Ein wesentlicher Teil entfiel mit 94 m³ (rd. 1,3 m³/d) auf den Zeitraum 11/2010 – 01/2011. In der zweiten Saison entsprach der Abfluss weitgehend dem Anlagenzufluss, ein signifikanter Fremdwasserzufluss war nicht zu verzeichnen. Im dritten Betriebsjahr wurde zu Beginn der Saison Fremdwasserzutritt festgestellt.

⁶⁶ Fremdwasserzutritt wurde an der Vorbehandlungsanlage bei hohen Grundwasserständen infolge lang anhaltender Niederschläge oder bei Hochwasserereignissen festgestellt. Die Fugen der Schiebedomverlängerungen der Behälter waren nicht wasserdicht, so dass bei hohen Grundwasserständen Grundwasser in die Vorbehandlungsanlage gelangte. Derartige Ereignisse wurden durch Abgleich der Zählerstände von Trinkwasser- und Ablaufzähler identifiziert (Anhang N). Grundwasserbeeinflusste Proben wurden bei der Ermittlung der spezifischen Frachten nicht berücksichtigt.

Daneben traten vereinzelt Fremdwasserereignisse auf, die durch Defekte an der Rückschlagklappe verursacht wurden.

Die auf das Gesamtvolumen der MKA bezogene hydraulische Verweilzeit liegt im Mittel zwischen 4,2 d (2011) und 6,8 d (2014), die minimale HRT im schlammfreien Volumen zwischen 3,5 d und 5,6 d⁶⁷.

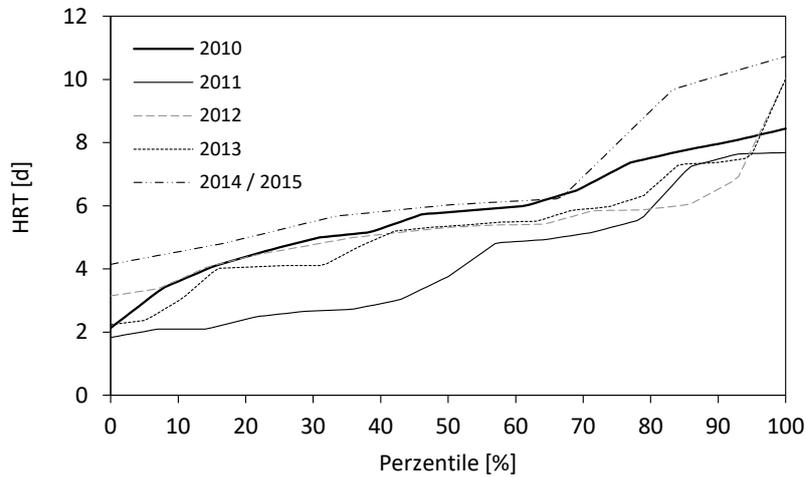


Abbildung 4.37: Hydraulische Verweilzeit in der MKA (Kammer 1 – 3) unter Berücksichtigung der Rezirkulation, bezogen auf das Gesamtvolumen

⁶⁷ Die Schlammensorgung erfolgte gemäß den Vorgaben des DWA-A 262, wenn der Schlamm Spiegel in der ersten Kammer etwa ein Drittel der Füllhöhe entsprach. In Kammer zwei war in den untersuchten Jahren kein Schlamm Spiegel > 20 cm nachweisbar.

4.3.4.3 Abwasserbeschaffenheit im Zulauf des Bodenfilters

Die Temperaturen im Zulauf des Bodenfilters folgten dem Jahresgang und lagen 10 % unter den in der ersten Kammer der Ausfallgrube gemessenen Temperaturen ($T_{ZS} = 0,90 \cdot T_{MKA1}$, $R^2 = 0,91$). Die pH-Werte waren im Zulaufschacht mit 7,6 etwas höher als in der ersten Kammer der MKA mit 7,4, die Leitfähigkeit mit i. M. 1.938 $\mu\text{S}/\text{cm}$ (ZS) gegenüber i. M. 2.219 $\mu\text{S}/\text{cm}$ (MKA – Kammer 1) etwas niedriger. Zwischen den pH-Werten bestand kein, zwischen der Leitfähigkeit ein schwacher Zusammenhang ($LF_{ZS} = 0,86 \cdot LF_{MKA1}$, $R^2 = 0,49$). Leitfähigkeit und pH-Wert werden vorwiegend durch das zufließende Abwasser und das über die Rezirkulation zurückgeführte gereinigte Abwasser beeinflusst, die Abwassertemperatur vorwiegend von der Luft- bzw. Bodentemperatur und von der Verweilzeit. Der Gehalt an suspendierten Stoffen war im Zulaufschacht im Regelfall kleiner als 100 mg/l und erfüllt damit im Wesentlichen die Anforderungen des DWA-A 262. In weniger als 5 % der untersuchten Proben traten höhere Werte auf (max. 162 mg/l).

Die Konzentrationen der Abwasserinhaltsstoffe (Tabelle 4.19, Anhang O) waren infolge der Rezirkulation gereinigten Abwassers geringer als im Anlagenzulauf. Die CSB- und BSB₅-Konzentrationen wurden durch die Denitrifikation des rezirkulierten Nitrits und Nitrats beeinflusst. Die Jahresmittelwerte der CSB_{hom.}-Konzentrationen lagen zwischen 317 und 374 mg/l, die der TKN-Konzentrationen zwischen 107 und 165 mg/l. Auch nach der Verdünnung des Abwassers mit Ablaufwasser sind die Stickstoffkonzentrationen höher als im kommunalen Abwasser.

Die Verhältnisse zwischen CSB_{hom.} und BSB₅, P_{ges.} und TKN, CSB_{hom.} und TKN, CSB_{hom.} und P_{ges.} weisen einen Offset auf, der durch die Rezirkulation bestimmt wird (Anhang P). Da über die Rezirkulation inerte CSB, aber nahezu kein BSB₅ zurückgeführt wird, ändert sich das Verhältnis im Vergleich zur ersten Kammer.

Stickstoff- und Phosphorverbindungen werden zwar zurückgeführt, allerdings abhängig von der Eliminationsleistung in unterschiedlichem Maße. Darüber hinaus werden rezirkuliertes Nitrit und Nitrat im Zulaufschacht bzw. in der dritten Kammer der Vorklärung denitrifiziert. Das NH₄-N/TKN-Verhältnis bleibt im Wesentlichen gleich ($\text{NH}_4\text{-N}_{ZS} = 0,91 \cdot \text{TKN}_{ZS}$, $R^2 = 0,98$), da das NH₄-N/TKN-Verhältnis im Ablauf ($\text{NH}_4\text{-N}_{\text{Ablauf}} = 0,93 \cdot \text{TKN}_{\text{Ablauf}}$, $R^2 = 0,99$) in einem ähnlichen Rahmen liegt wie das im Vorklärbecken ($\text{NH}_4\text{-N}_{MKA1} = 0,87 \cdot \text{TKN}_{MKA1}$, $R^2 = 0,89$). Der Verlust von vorwiegend leicht abbaubarem, gelösten CSB durch Denitrifikation wird durch inerten gelösten CSB aus dem Ablauf kompensiert ($\text{CSB}_{\text{mf,Ablauf}} = 0,83 \cdot \text{CSB}_{\text{hom.,Ablauf}}$, $R^2 = 0,72$). Das Verhältnis von CSB_{hom.}/CSB_{mf} ändert sich damit praktisch nicht und bleibt bei $\text{CSB}_{\text{mf,ZS}} = 0,65 \cdot \text{CSB}_{\text{hom.,ZS}}$, allerdings steigt die Vorhersagewahrscheinlichkeit von $R^2_{MKA1} = 0,62$ auf $R^2_{ZS} = 0,88$. Ungeachtet dessen senkt die Rückführung von inertem CSB aus dem Ablauf den Wirkungsgrad der CSB-Elimination. Die Konzentrationen waren im Zeitraum 2014/2015 höher und gleichmäßiger als in den ersten vier Jahren, allerdings wurden weniger Proben entnommen (Abschnitt 4.3.3).

Tabelle 4.19: Beschaffenheit des mechanisch gereinigten Abwassers des VBF der KA Kanuheim Lübbenau

Parameter	Zeitraum	pH-Wert	Temperatur [°C]	CSB _{5min} [mg/l]	CSB _{5min} [mg/l]	BSB ₅ [mg/l]	TKN [mg/l]	NH ₄ -N [mg/l]	P _{ges.} [mg/l]	AFS [mg/l]	Sulfid [mg/l]
Mittelwert	2010	7,8	16,4	374	258	176	107	94	10,5	75	n. b.
	2011	7,5	16,3	317	202	150	109	98	13,3	72	n. b.
	2012	7,5	16,8	330	216	125	130	121	14,8	67	46
	2013	7,6	15,5	323	201	123	114	104	15,0	68	39
Median	2014 / 2015	7,6	17,7	374	234	170	165	132	16,7	68	74
	2010	7,8	16,5	350	234	147	112	100	10,6	80	n. b.
	2011	7,5	17,4	312	179	130	127	115	13,6	71	n. b.
	2012	7,6	17,3	329	197	125	126	114	15,8	68	41
85.-94-Perzentil	2013	7,5	15,7	333	203	111	125	114	16,5	67	36
	2014 / 2015	7,6	17,6	373	241	165	163	144	16,4	69	69
	2010	8,2	20,1	504	387	290	144	124	13,5	95	n. b.
	2011	8,1	19,5	448	317	252	152	135	16,6	94	n. b.
2012		7,6	19,9	425	294	184	171	163	17,1	89	72
	2013	8,0	19,0	408	271	187	144	134	18,6	84	64
	2014 / 2015	7,7	19,8	445	307	225	188	174	18,2	72	86

4.3.4.4 Flächenbelastung des Bodenfilters

Unter Zugrundelegung der in der Saison belegten Tage ergibt sich eine ähnliche mittlere Auslastung des Kanuheims von i. M. 17 Gästen in den ersten beiden Jahren, 15 im Jahr 2012 und 19 Gästen in den Jahren 2013 und 2015. Im Mittel entsprach die Belegung im Gesamtzeitraum rd. 18 Gästen. Die Zahl der kalkulierten 19 Gäste wurde damit im Mittel bestätigt, im Jahresverlauf allerdings z. T. erheblich unter- und überschritten (7 – 30 Gäste).

Die Flächenbelastung unterliegt infolge der wechselnden Auslastung ausgeprägten Schwankungen. Im ersten Betriebsjahr traten jeweils die höchste CSB-, BSB₅- und Feststoffflächenbelastung auf, dafür die niedrigste P_{ges.}-Flächenbelastung (Tabelle 4.20, Anhang Q). In den folgenden Jahren war die Belastung des Bodenfilters in etwa gleich. Im Gegensatz zu den anderen Parametern war die mittlere TKN-Flächenbelastung im Zeitraum 2014/2015 am höchsten, aber gleichmäßiger als in den anderen Jahren. Die Belastungsdynamik ist zufällig, allerdings sind Einflüsse durch das 2015 abweichende Probenahmeintervall (Abschnitt 4.3.2) zu berücksichtigen. Die Feststoffflächenbelastung lag im Jahresmittel zwischen 4,0 und 5,4 g/m²/d. Die höhere Feststoffbelastung in den ersten beiden Jahren kann eine Folge der höheren hydraulischen Belastung der Vorklärung sein (vgl. Abschnitt 4.3.4.2).

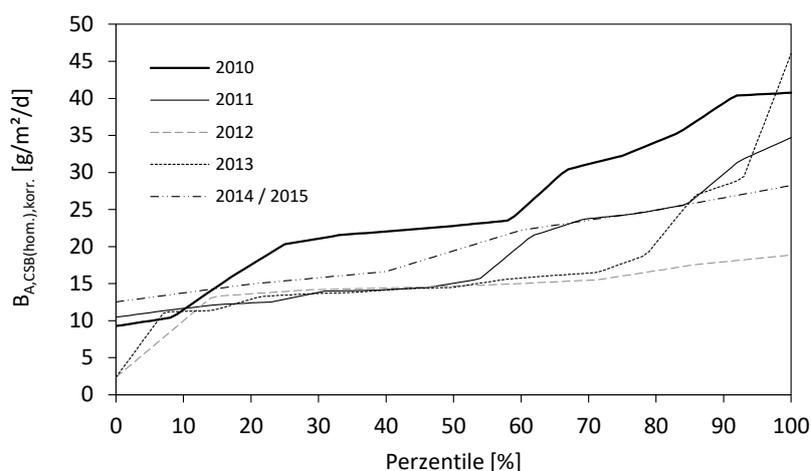


Abbildung 4.38: Korrigierte CSB_{hom.}-Flächenbelastung des Bodenfilters (Abzug des rezirkulierten inerten CSB)

Die CSB_{hom.}-Flächenbelastung (Abbildung 4.38) wurde um den rezirkulierten inerten Anteil⁶⁸ korrigiert, da dieser zu keiner abbaubaren Belastung beiträgt und liegt im Mittel im zulässigen Bereich des DWA-A 262 (20 g CSB_{hom.}/m²/d). Die zulässige CSB_{hom.}-Flächenbeschickung wurde im Jahr 2010 in 75 % der untersuchten Proben überschritten, das Maximum lag bei 41 g/m²/d. In den folgenden Jahren war die Belastung geringer. Die höchste CSB_{hom.}-Flächenbelastung wurde im Jahr 2013 mit 46 g/m²/d erreicht.

⁶⁸ Korrigierte CSB_{hom.}-Flächenbelastung i. M. 20 g/m²/d, nicht korrigierte CSB_{hom.}-Flächenbelastung i. M. 21 g/m²/d

Tabelle 4.20: Flächenbelastung des Bodensfilters Lübbenau

Parameter	Zeitraum	Q _A [l/m ² /d]	RV [-]	CSB _{hom.} [g/m ² /d]	CSB _{inf.} [g/m ² /d]	BSB ₅ [g/m ² /d]	TKN [g/m ² /d]	NH ₄ -N [g/m ² /d]	P _{ges.} [g/m ² /d]	AFS [g/m ² /d]	Sulfit [g/m ² /d]
Mittelwert	2010	76	0,5	25	16	11	7,5	6,6	0,7	5,4	n. b.
	2011	85	0,9	19	11	9,2	7,8	7,1	1,1	5,1	n. b.
	2012	57	0,4	18	11	7,6	6,7	6,2	0,8	4,4	2,6
	2013	58	0,4	20	12	8,0	7,2	6,6	1,0	4,3	2,7
	2015	57	0,1	20	12	7,6	9,3	8,6	0,9	4,0	4,3
Median	2010	64	0,3	23	16	8,5	7,2	6,4	0,7	5,2	n. b.
	2011	76	0,4	18	10	7,9	7,2	6,8	1,0	4,7	n. b.
	2012	55	0,4	15	8,8	6,9	6,9	6,5	0,8	4,2	2,2
	2013	52	0,4	16	9,9	6,4	6,2	5,6	0,8	4,1	2,0
	2015	56	0,1	19	12	7,9	8,5	7,6	0,8	4,0	4,0
85-%-Perzentil	2010	94	0,5	36	25	17	10	9,1	1,0	6,8	n. b.
	2011	130	1,8	28	18	15	9,2	8,4	1,6	6,6	n. b.
	2012	78	0,8	21	15	8,9	8,6	7,7	1,1	5,7	3,6
	2013	70	0,5	28	18	13	7,6	6,8	1,4	5,0	4,6
	2015	71	0,1	26	16	10	12,2	11,2	1,2	4,9	5,4

Aus dem Belastungsverlauf lassen sich drei Belastungszustände ableiten:

- Regellast zu Beginn und am Ende der Saison $B_{A,CSB_{hom.,korr.}} < 15 \text{ g/m}^2/\text{d}$,
- Grenzlast: $B_{A,CSB_{hom.,korr.}} = 15 - 25 \text{ g/m}^2/\text{d}$,
- Überlast: $B_{A,CSB_{hom.,korr.}} > 25 \text{ g/m}^2/\text{d}$.

Die maximale TKN-Flächenbelastung lag bei 17 g/m²/d, die mittlere TKN-Belastung (Abbildung 4.39) zwischen 2010 und 2013 bei 6,7 – 7,8 g TKN/m²/d. Auffällig ist die deutlich höhere Belastung im Jahr 2015 mit i. M. 9,3 g TKN/m²/d, wogegen die Belastung für CSB_{hom.}, BSB₅, AFS und

$P_{\text{ges.}}$ in etwa den Vorjahreswerten entspricht. Möglicherweise liegt dies am größeren Probenahmeintervall, in dem Phasen mit geringerer TKN-Belastung nicht erfasst wurden oder an Unterschieden bei der Berechnung durch Ansatz des hydraulischen Monatsmittels im Jahr 2015 im Vergleich zum 14-d-Mittel im Zeitraum 2010 – 2013.

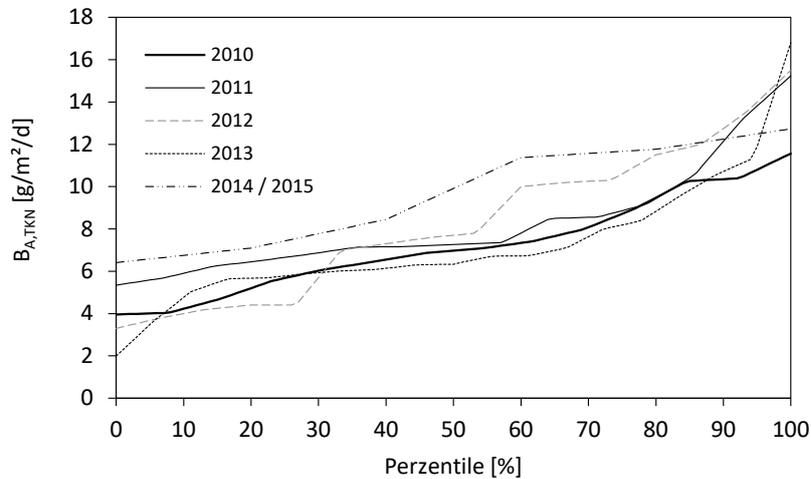


Abbildung 4.39: TKN-Flächenbelastung des Bodenfilters

Die Überlaststände sind kalkuliert, liegen aber unterhalb des Erwartungswertes. Theoretisch ergibt sich aus der mittleren Auslastung der Jahre 2010 – 2015 bei Ansatz der ermittelten spezifischen Frachten gemäß Tabelle 3.10 eine theoretische Flächenbelastung von:

- 33 g $CSB_{\text{hom.}}/m^2/d$,
- 7,7 g TKN/ m^2/d und
- 0,8 g $P_{\text{ges.}}/m^2/d$.

Ausgehend von den dem Bodenfilter zugeführten Frachten und unter Berücksichtigung der rezirkulierten Frachten ($CSB_{\text{hom.}}$, TKN, $P_{\text{ges.}}$) liegen die spezifischen Frachten im Zulauf des Bodenfilters im Vergleich zu den für die erste Kammer der MKA ermittelten Frachten (Tabelle 3.10) bei:

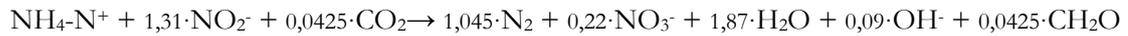
- 26 g $CSB_{\text{hom.,korr.}}/P/d$,
- 9,4 g TKN/ P/d und
- 0,9 g $P_{\text{ges.}}/P/d$.

Die spezifische TKN-Fracht entspricht nahezu dem für die erste Kammer der MKA berechneten Wert (Abweichung: 2,0 %, Tabelle 3.10). Für $P_{\text{ges.}}$ ergibt sich ein Mehrbefund von 15 %, für $CSB_{\text{hom.}}$ ein Verlust von 37 %.

Ein Teil der Frachtänderung ist auf die Rezirkulation gereinigten Abwassers zurückzuführen, in dessen Folge gelöster Sauerstoff und oxidierte Stickstoffverbindungen in die dritte Kammer der MKA rezirkuliert wurden. Dadurch wurden zum einen leicht abbaubare organische Kohlenstoffverbindungen eliminiert (Denitrifikation), zum anderen gelöstes Sulfid oxidiert. Beides führt zur Verringerung des CSB. Ein Teil des Defizits ergibt sich auch aus der weitergehenden Sedimentation

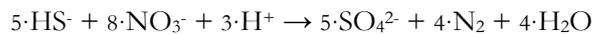
partikulärer Bestandteile in der zweiten Kammer. Die TKN-Fracht wird ebenfalls durch die Rezirkulation beeinflusst. Ohne Rückführung von TKN ergibt sich ein theoretisches Defizit von rd. 11 %.

Theoretisch bestehen durch das parallele Auftreten von $\text{NH}_4\text{-N}$, $\text{NO}_2\text{-N}$ und Sulfid (Abschnitt 4.3.5.3) Wege zur autotrophen Stickstoffelimination, zum einen durch anaerobe Ammoniumoxidation:



[VAN DE GRAAF ET AL., 1996],

zum anderen durch autotrophe Denitrifikation über Sulfid:



[MANCONI ET AL., 2006; PÉREZ ET AL., 2007].

Es ist unwahrscheinlich, dass die anaerobe Ammoniumoxidation in der Vorklärung in nennenswertem Maß stattfindet, da im Absetzraum der Vorklärung vglw. wenig Biomasse enthalten ist, so dass die zur Verfügung stehenden Kontaktflächen gering sind und der Prozess in Konkurrenz zur konventionellen Denitrifikation steht. Das Abklingen der Nitritkonzentrationen mit fortschreitender Betriebszeit schließt diesen Eliminationspfad praktisch aus. Eine autotrophe Denitrifikation mit Sulfid ist dagegen nicht ausgeschlossen, wurde aber auch nicht untersucht.

4.3.5 Eliminationsleistung

4.3.5.1 CSB-Elimination

Die Ablaufwerte des Bodenfilters (43 – 127 mg CSB_{hom.}/l, < 5 – 19 mg BSB₅/l, CSB nitritbereinigt), lagen in allen untersuchten Proben unter den für Anlagen mit Typ-C-Zulassung geltenden Überwachungswerten (Abbildung 4.40, Anhang R). Die Unterschiede zwischen den Jahresmittelwerten sind mit 15 mg/l für CSB_{hom.} und 10 mg/l für CSB_{mf} gering und für BSB₅ vernachlässigbar. Der Konzentrationsverlauf ist in den einzelnen Jahren weitgehend ähnlich (Anhang S). Die eliminierte Fracht zeigt zwar deutlichere Unterschiede (Abbildung 4.42), aufgrund ihrer Abhängigkeit von der Zulauffracht sind die Abweichungen der Jahresmittelwerte ein Zeichen für unterschiedliche Belastungszustände.

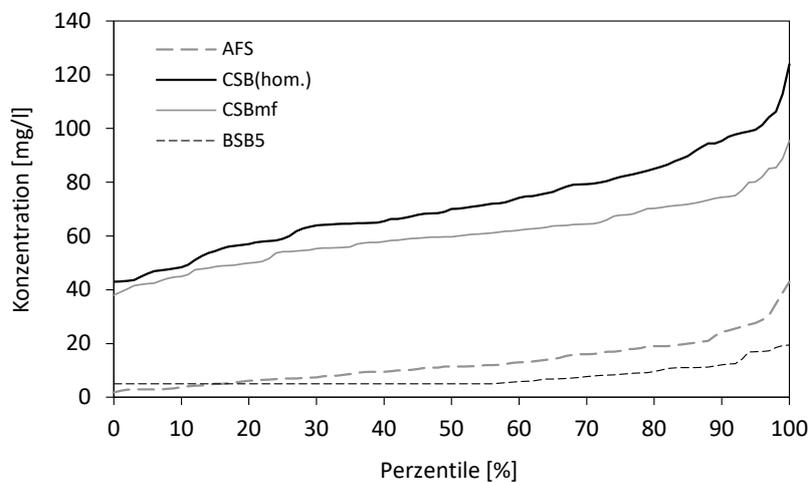


Abbildung 4.40: Ablaufwerte (CSB_{hom.}, CSB_{mf}, BSB₅, AFS) des Bodenfilters 2010 – 2015

Der Anstieg der Jahresmittelwerte der CSB_{hom.}- und CSB_{mf}-Ablaufkonzentrationen bis 2012 setzte sich in den Folgejahren nicht fort. Der nitritbereinigte partikuläre Anteil des CSB beträgt 17 %⁶⁹. Die ausgetragenen Feststoffe sind überwiegend organisch⁷⁰. Das Verhältnis von partikulärem CSB_{p.}⁷¹ zu AFS schwankt relativ stark. Es besteht kein belastbarer Zusammenhang zwischen dem CSB_{p.}/AFS-Verhältnis im Ablauf und der frachtbezogenen bzw. hydraulischen Flächenbelastung oder dem zeitlichen Verlauf. In den Jahren 2012 und 2014/2015 traten höhere Feststoffkonzentrationen im Ablauf auf, die im partikulären CSB nicht erfasst wurden, d. h. einen höheren anorganischen Anteil aufweisen. Die verstärkte Einlagerung von Feststoffen in den Porenraum des Bodenfilters wurde nicht festgestellt. Der Durchlässigkeitsbeiwert änderte sich seit Inbetriebnahme unwesentlich (Abbildung 4.41).

Die mittleren CSB- und BSB₅-Wirkungsgrade des Bodenfilters sind unabhängig von der Zulaufflächenbelastung hoch (vgl. Abbildung 4.42, Tabelle S.1, Tabelle S.2, Anhang S) und betragen:

$$- \eta(\text{CSB}_{\text{hom.}}) = 85 \%,$$

⁶⁹ $\text{CSB}_{\text{mf}} = 0,83 \cdot \text{CSB}_{\text{hom.}}$ ($R^2 = 0,72$, Anhang S)

⁷⁰ $\text{AFS} = 0,74 \cdot \text{CSB}_{\text{p.}} + 2,9$ ($R^2 = 0,79$, Anhang S)

⁷¹ $\text{CSB}_{\text{p.}} = \text{CSB}_{\text{hom.}} - \text{CSB}_{\text{mf}}$

- $\eta(\text{CSB}_{\text{mf}}) = 80 \%$,
- $\eta(\text{BSB}_5) = 97 \%$.

Die auf den Zufluss zur Kläranlage ermittelten Gesamtwirkungsgrade liegen bei:

- $\eta(\text{CSB}_{\text{hom.}}) = 93 \%$,
- $\eta(\text{CSB}_{\text{mf}}) = 85 \%$,
- $\eta(\text{BSB}_5) = 99 \%$.

Infolge der langen Verweilzeit des Abwassers in der Vorbehandlungsanlage liegen keine korrespondierenden Zu- und Ablaufproben für die Gesamtanlage vor. Für die Abschneidung der partikulären Substanzen in der ersten Kammer der Vorklärung wurde ein Wirkungsgrad von 40 % angenommen.

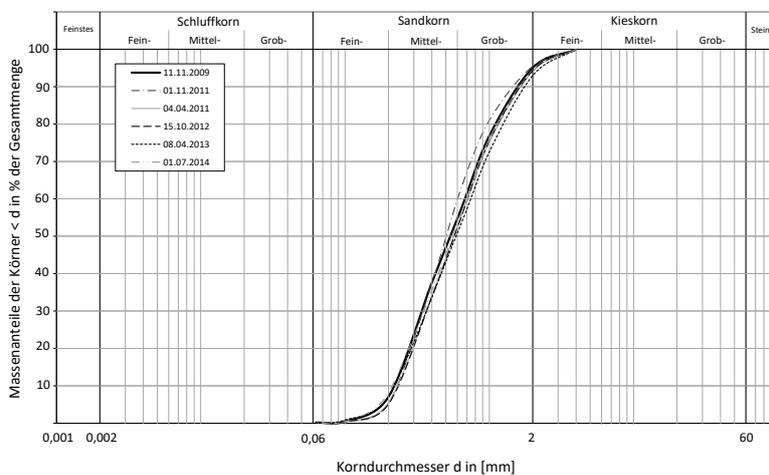


Abbildung 4.41: Sieblinien aus dem Filtermaterial der obersten Bodenschicht (rd. 25 cm)

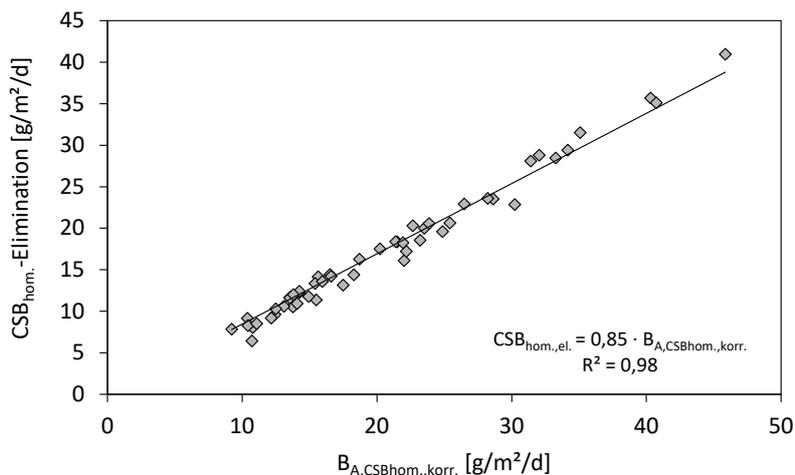


Abbildung 4.42: $\text{CSB}_{\text{hom.}}$ -Elimination im Bodenfilter

Die Leistungsfähigkeit des Bodenfilters wurde nicht überschritten. Der CSB-Wirkungsgrad ist etwas geringer als von in der Literatur beschriebenen, hochbelasteten Bodenfilteranlagen (Tabelle 4.21), allerdings unterscheiden sich die beschriebenen Anlagen in ihrer Bauweise (z. T. mehrstufig, Kies- bzw. Kies-Sand-Gemische) von der Anlage in Lübbenau. Unabhängig davon steigt der

Wirkungsgrad auch bei $B_{A,CSB_{hom.}} < 20 \text{ g/m}^2/\text{d}$ nicht an. Die höchste eliminierte $CSB_{hom.}$ -Fracht liegt bei $41 \text{ g/m}^2/\text{d}$.

Tabelle 4.21: Leistungsfähigkeit von hoch belasteten Bodenfiltern

Quelle	Art der Anlage, Abwasserherkunft	Aufbau des Bodenfilters	$B_{A,CSB}$ [g/m ² /d]	$CSB_{hom.}$ -Elimination	
				nach Stufe 1 [%]	gesamt [%]
FOLADORI ET AL., 2012	Versuchsanlage, häusliches Abwasser	Bauart: zweistufig, VBF + HBF	37	82	94
		1. Stufe: VBF $A_{spez.}$: 2,6 m ² /EW L x B x H: 3,0 m x 1,5 m x 0,6 m Zulauf: 0,5 m Kies 15/30 mm Mitte: 2,0 m Kies 3/7 mm Ablauf: 0,5 m Kies 15/30 mm 2. Stufe: HBF $A_{spez.}$: 1,3 m ² /EW L x B x H: 1,5 m x 1,5 m x 0,6 m 1. Schicht: 20 cm Kies 15/30 mm (= Drainage) 2. Schicht: 10 cm Kies 7/15 mm 3. Schicht: 30 cm Sand 1/6 mm	87	74	88
BOUTIN ET AL., 2010	4 Praxisanlagen, Zeltplätze mit Restaurants und Sportangeboten, Gesamtabwasser	Bauart: zweistufig, VBF + VBF 1. Stufe: 3 / 3 / 3 / 3 parallele VBF $A_{spez.}$: 0,53 / 0,57 / 1,21 / 0,61 m ² /EW A x H: 474 / 456 / 453 / 612 m ² x 0,8 m 3 Schichten: Kies 2. Stufe: 3 / 3 / 2 / 3 parallele VBF $A_{spez.}$: 0,30 / 0,24 / 0,81 / 0,43 m ² /EW A x H: 270 / 195 / 302 / 432 m ² x 0,8 m 3 Schichten: Kies	-	77	91
MASI ET AL., 2007	Praxisanlage, Zeltplatz, Schwarzwasser	einstufig HBF $A_{spez.}$: 1,5 m ² /EW A x H: 116 m ² x 0,7 m Kies 5/10 mm	11	-	89
MASI ET AL., 2007	Praxisanlage, Zeltplatz, Grauwasser	Bauart: einstufig, HBF $A_{spez.}$: 1,6 m ² /EW A x H: 126 m ² x 0,7 m Kies 5/10 mm	36	-	88
LANGERGRABER ET AL., 2007	Versuchsanlage, kommunales Abwasser der KA Ernsthofen (3.700 EW) ¹⁾	Bauart: einstufig, VBF $A_{spez.}$: 2,2 m ² /EW A x H: 20 m ² x 0,75 m 1. Schicht: 15 cm Kies 16/32 mm (= Drainage) 2. Schicht: 10 cm Kies 4/8 mm 3. Schicht: 50 cm Sand 0,06/4 mm	24	-	95 ¹⁾
KA Kanuheim Lübbenau	Praxisanlage, Ferienunterkunft, Gesamtabwasser	Bauart: einstufig, VBF $A_{spez.}$: 2,2 m ² /EW A x H: 22 m ² x 0,6 m 1. Schicht: 20 cm Kies 2/8 mm (= Drainage) 2. Schicht: 60 cm Sand 0/2 mm 3. Schicht: 20 cm Kies 2/8 mm (= Verteiler)	21	-	85 ¹⁾ 93 ⁴⁾

¹⁾ BMFLFUW, 2014

¹⁾ bei $T > 12 \text{ °C}$, bei $T < 12 \text{ °C}$ $\eta(CSB_{hom.}) = 91 \%$

¹⁾ Wirkungsgrad Bodenfilter

⁴⁾ Gesamtwirkungsgrad

Im Vergleich dazu lag der Wirkungsgrad an zwei Kleinkläranlagen mit ähnlichem Filteraufbau, aber niedrigerer $CSB_{hom.}$ -Flächenbelastung bei 95 % ($B_{A,CSB} = 11 \pm 2,1$ bzw. $12 \pm 4,2 \text{ g/m}^2/\text{d}$, Bestimmung der Eliminationsleistung aus 6 bzw. 8 24-h-MP). Als Ursache des geringeren Wirkungsgrades in Lübbenau kann ein negativer Einfluss des Sulfids im Zulauf nicht ausgeschlossen werden (vgl. Abschnitt 4.3.6.2), obwohl die BSB_5 -Elimination mit 97 % sehr hoch ist. Denkbar ist ein im Gegen-

satz zu häuslichem Abwasser erhöhter inerter CSB-Anteil durch einen geringeren Grauwasseranfall, da Urin und Fäzes hohe Inertanteile aufweisen [DWA-A 272, 2014]. Das festgestellte TKN/CSB-Verhältnis weist auf einen erhöhten Urinanfall hin. Dies ist auch eine mögliche Erklärung für die sehr guten Ergebnisse der mit kommunalem Abwasser betriebenen Versuchsanlagen (Tabelle 4.21) und die niedrigeren für Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen mit reduziertem Grauwasseranfall.

4.3.5.2 Phosphor-Elimination

Die $P_{ges.}$ -Konzentrationen im Ablauf (Abbildung 4.43) stiegen in den ersten Betriebsjahren parallel zu den Konzentrationen im Zulauf des Bodenfilters und blieben danach mit im Jahresmittel 12 – 13 mg/l in etwa gleich (Tabelle S.1, Tabelle S.2, Anhang S). Ähnliches gilt für die $P_{ges.}$ -Frachten. Ein verstärkter $P_{ges.}$ -Austrag mit zunehmender Betriebsdauer war nicht nachweisbar. Die $P_{ges.}$ -Elimination liegt im Bodenfilter überwiegend bei 13 % (Abbildung 4.44), bzw. $0,006 \pm 0,002$ g $P_{ges.}$ /g $CSB_{zugeführt}$. Unter Berücksichtigung des für das Pflanzenwachstum notwendigen Phosphors⁷² sinkt der P-Bedarf für die Abwasserreinigung auf $0,005$ g $P_{ges.}$ /g $CSB_{zugeführt}$ und liegt im Rahmen des im DWA-A 131 (2016) für suspendierte Biomasse angegebenen $P_{ges.}$ -Bedarfs ($0,005$ g $P_{ges.}$ /g $CSB_{zugeführt}$).

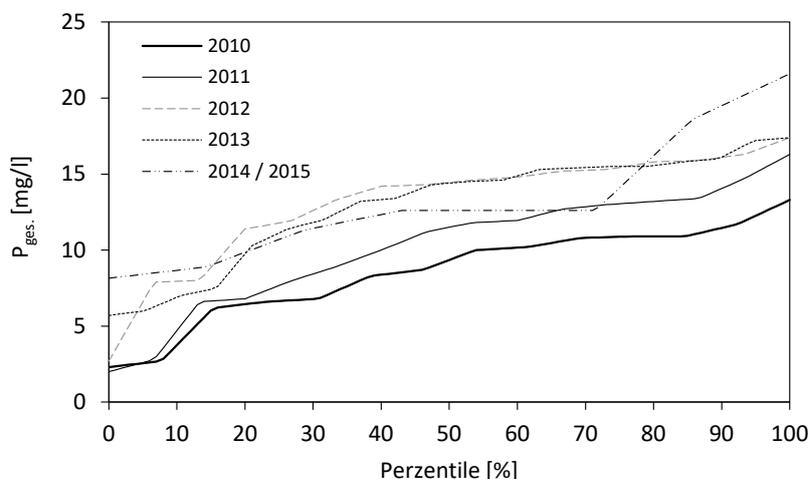


Abbildung 4.43: $P_{ges.}$ -Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters

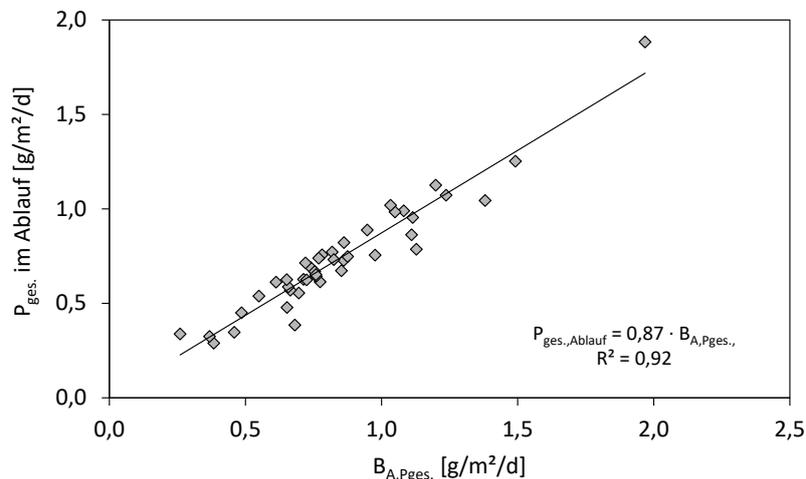


Abbildung 4.44: $P_{ges.}$ -Elimination ohne Zeiträume mit verstärkter Ad- und Desorption

Daneben tritt ein Bereich mit stärkerer $P_{ges.}$ -Elimination mit rd. 40 % ($P_{ges.,Ablauf} = 0,59 \cdot P_{ges.,Zulauf}$, $R^2 = 0,74$, $n = 12$, Anhang T) auf und ein Bereich mit höheren $P_{ges.}$ -Frachten im Ablauf als im

⁷² Nach Angaben von GELLER ET AL. (1992) werden rd. 5 % der zugeführten P-Fracht für das Pflanzenwachstum benötigt. Die Angaben beziehen sich auf einen Flächenbedarf von $5 \text{ m}^2/\text{EW}$. Bei einem geringeren Flächenansatz sinkt der P-Entzug über die Pflanzen in der Wachstumsperiode. Unter Annahme eines gleichen spezifischen Schilfbesatzes sinkt die aufgenommene P-Fracht von $0,08 \text{ g/E/d}$ theoretisch auf $0,06 \text{ g/E/d}$, d. h. auf 4 % der zugeführten P-Fracht. Da die spezifischen Frachten in Lübbenau höher sind und die Anlage kleiner bemessen wurde, ist der P-Entzug über die Pflanzen, bezogen auf die Zulauffracht, geringer und liegt rechnerisch i. M. bei weniger als 1,5 % der Zulauffracht. Das Ende der Vegetationsperiode fällt in etwa mit dem Ende der Saison zusammen. Der P-Entzug erfolgt über die Schilfmahd.

Zulauf des Bodenfilters enthalten sind ($P_{\text{ges.,Ablauf}} = 1,07 \cdot P_{\text{ges.,Zulauf}}$, $R^2 = 0,95$, $n = 11$, Anhang T). Höhere Wirkungsgrade sind auf verstärkte Adsorptions-, negative Wirkungsgrade auf Desorptionsvorgänge zurückzuführen.

Die P-Bindung wird neben den Bodeneigenschaften, insbesondere dem Gehalt an Eisen- und Aluminiumverbindungen [WOOD UND MCATAMNEY, 1996; HABERL ET AL., 1997; SAKADEVAN UND BAVOR, 1998], u. a. von der P-Zulaufkonzentration, dem pH-Wert und der Temperatur beeinflusst [YAMADA ET AL., 1986; HABERL UND JANAUER, 1987; SAKADEVAN UND BAVOR, 1998]. Je höher die P-Konzentration im Zufluss ist, desto mehr Phosphor wird adsorbiert [HABERL UND JANAUER, 1987]. Aufgrund der freien Adsorptionsplätze des Filtermaterials haben neue Anlagen zunächst eine höhere Adsorptionskapazität [WOOD UND MCATAMNEY, 1996]. Generell findet in Kiesen und Sanden keine relevante P-Elimination statt [BUCKSTEEG, 1987; HABERL UND JANAUER, 1987]. Nach Besetzung der Adsorptionsplätze ist für die P-Elimination der biologische Bedarf entscheidend. Darüber hinausgehende Änderungen in der Sorption werden durch Belastungswechsel verursacht. Steigende P-Zulaufkonzentrationen führen zur verstärkten Adsorption, sinkende P-Zulaufkonzentrationen zum Anstieg der P-Ablaufkonzentrationen durch P-Desorption vom Sand. Bei gleichmäßigen Zulaufbedingungen sind keine wesentlichen Änderungen im Sorptionsverhalten zu erwarten.

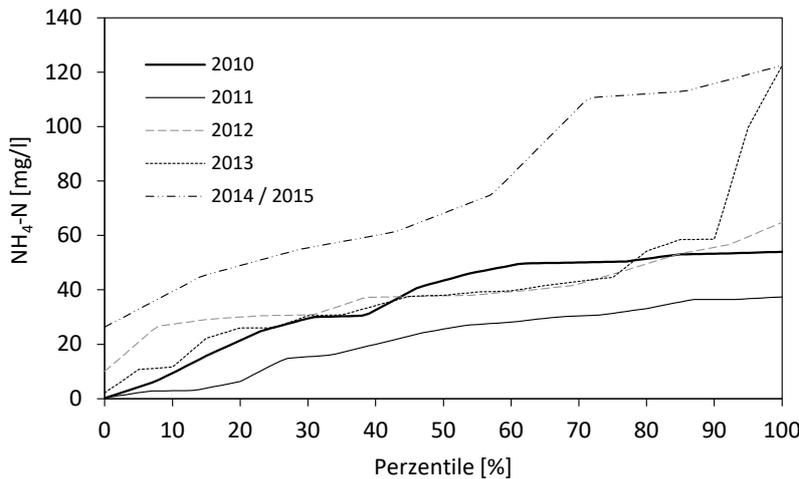
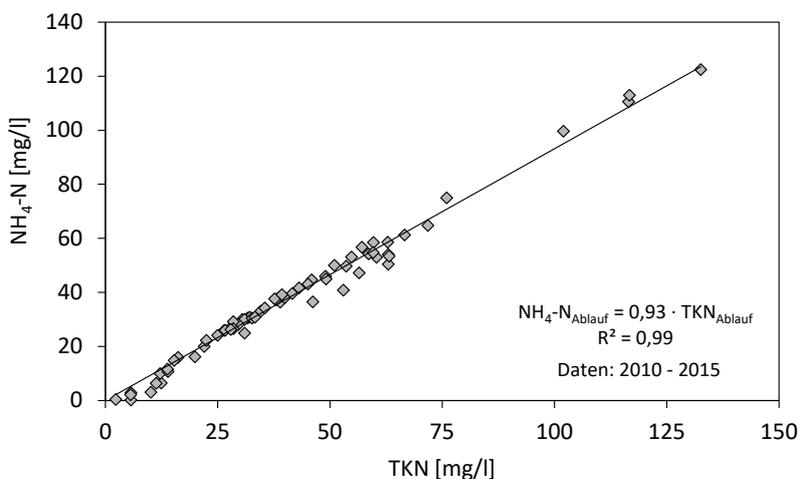
Bei Anlagen mit wechselnden Zulaufverhältnissen können Ad- und Desorption temporär eine größere Rolle spielen. Bilanztechnisch fallen Zeiträume mit geänderter Sorption durch scheinbar unplausible Ergebnisse auf, bspw. durch sehr hohe bzw. negative Eliminationsraten. Die Bilanzierung ist in diesen Fällen schwierig, da über die Belastung der Anlage vor der Probenahme keine Daten vorliegen.

An der KA Kanuheim Lübbenau änderte sich das Sorptionsverhalten bei konzentrationsbezogenen Zulaufschwankungen u. a. infolge von Fremdwassereintritt, Änderungen am RV, nach Schlammabfuhr aus der MKA mit Befüllung der MKA mit Spreewasser und infolge nutzerspezifischer Einflüsse. Eine generell zu Saisonbeginn verstärkte Adsorption wurde nicht festgestellt, da das Abwasser in der Vorklärung zu Saisonbeginn häufig geringe Konzentrationen aufwies als in der Hochsaison. Die im Laufe der Regenerationsphase frei gewordene Sorptionskapazität (Desorption bei Fremdwasser) wirkt sich bei Wiederinbetriebnahme daher nicht überproportional auf die P-Elimination aus. Eine Ausnahme bildete der Saisonbeginn 2011, bei dem im Zeitraum April/Mai eine deutlich höhere P-Elimination mit i. M. $0,58 \text{ g P/m}^2/\text{d}$ gegenüber $0,04 \text{ g P/m}^2/\text{d}$ in der restlichen Saison festgestellt wurde. Parallel dazu war auch die vom Bodenfilter adsorbierte Stickstofffracht deutlich erhöht (Abschnitt 4.3.5.3). Die Ursache dafür bildet massiver Fremdwassereintritt in der Regenerationsphase von November 2010 – April 2011 (vgl. Abschnitt 4.3.4.2, Anhang N). Die Spülung des Bodenfilters mit erheblichen Grundwassermengen führte zur weitergehenden Desorption von adsorbiertem Phosphor, so dass nach Wiederinbetriebnahme ein höheres Adsorptionspotential bestand. Vergleichbare Ereignisse sind in den folgenden Jahren während der Regeneration nicht aufgetreten.

4.3.5.3 TKN-Elimination, Nitrifikation

Bilanzierung

Die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen (Abbildung 4.45) sind im Vergleich zu Anlagen, die mit häuslichem Abwasser beschickt werden, relativ hoch. Die Jahresmittelwerte liegen zwischen 22 und 76 mg/l (vgl. Tabelle S.1, Tabelle S.2, Anhang R). Die Einhaltung entsprechender Überwachungswerte ist bei der Anlage (Ablaufklasse C) nicht erforderlich, wäre aber auch im Regelfall nicht möglich gewesen, obwohl die Abwassertemperatur mit wenigen Ausnahmen oberhalb von 12 °C lag und die TKN-Flächenbelastung im Regelfall 10 g TKN/m²/d unterschritt (Abschnitt 4.3.4.4). Die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen zeigen in den Jahren 2010, 2012 und 2013 mit wenigen Ausnahmen eine ähnliche Verteilung, im Zeitraum 2014/2015 waren sie aufgrund der stärkeren Belastung höher als in den Vorjahren, im Jahr 2011 infolge einer höheren Eliminationsleistung geringer. Der organisch gebundene Stickstoff beträgt 7 % bezogen auf $\text{TKN}_{\text{Ab.}}$, das $\text{NH}_4\text{-N}/\text{TKN}$ -Verhältnis liegt stabil bei $C(\text{NH}_4\text{-N}_{\text{Ab.}}) = 0,93 \cdot C(\text{TKN}_{\text{Ab.}})$ ($R^2 = 0,99$; Abbildung 4.46).

Abbildung 4.45: $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters der KA Kanuheim LübbenauAbbildung 4.46: $\text{NH}_4\text{-N}/\text{TKN}$ -Verhältnis im Ablauf des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

Aus der Bilanzierung⁷³ (Tabelle 4.22, Tabelle 4.23) ergibt sich, unabhängig von der Flächenbelastung, eine mittlere TKN-Elimination von rd. 70 % ($R^2 = 0,78$) im Bodenfilter. Die mittlere Nitrifikationsleistung beträgt, unter Berücksichtigung des Stickstoffbedarfs für den Biomasseaufbau im Bodenfilter sowie für das Pflanzenwachstum, i. M. 62 % ($N_{\text{nitrifiziert}} = 0,62 \cdot \text{TKN}_{\text{zugeführt}}$, $R^2 = 0,75$). Die mittleren jährlichen nitrifizierten Frachten liegen zwischen 4,0 und 5,4 g $N_{\text{nitrifiziert}}/\text{m}^2/\text{d}$, die höchste im Untersuchungszeitraum nitrifizierte Fracht bei 9,5 g $N_{\text{nitrifiziert}}/\text{m}^2/\text{d}$. Zwischen Nitrifikation und Temperatur bestand kein Zusammenhang. Die eliminierten Frachten waren in den untersuchten Jahren überwiegend ähnlich verteilt (Abbildung 4.47, Abbildung 4.48).

Tabelle 4.22: Stickstoffbilanz (Jahresmittelwerte) – Absolutwerte

Jahr	$N_{\text{ges.,ZS}}$ [g/m ² /d]	TKN_{ZS} [g/m ² /d]	TKN_{RZ} [g/m ² /d]	$\text{TKN}_{\text{Ablauf}}$ [g/m ² /d]	$N_{\text{nitrifiziert}}$ [g/m ² /d]	$\text{NO}_x\text{-N}_{\text{Ablauf}}$ [g/m ² /d]	$X_{\text{org,N,BM}}^{\text{D}}$ [g/m ² /d]	$N_{\text{Sorp.}} + N_{\text{DN}}$		
								gesamt $N_{\text{Sorp.}} + N_{\text{DN}}$	Bodenfilter $N_{\text{Sorp.}} + N_{\text{DN,BF}}$	Vorklämung $N_{\text{DN,MKA}}$
								[g/m ² /d]	[g/m ² /d]	[g/m ² /d]
2010	7,6	7,5	0,60	1,9	4,4	3,4	0,6	1,0	0,11	0,92
2011	8,2	7,8	0,81	1,1	5,4	2,8	0,5	3,0	0,76	2,2
2012	6,7	6,7	0,74	1,6	4,0	2,5	0,4	1,5	0,40	1,1
2013	7,2	7,2	0,62	1,6	4,6	2,5	0,5	2,1	1,0	1,0
2015	9,3	9,3	0,52	3,4	4,9	3,3	0,5	1,6	1,2	0,37

^D) Stickstoffbedarf für das Biofilmwachstum im Bodenfilter und das Pflanzenwachstum in der Vegetationsperiode

⁷³ Für die Bilanzierung genutzte Ansätze:

$$\text{TKN-Elimination:} \quad B_{\text{d,TKN,el.}} = B_{\text{d,TKN,ZS}} - (B_{\text{d,TKN,RZ}} + B_{\text{d,TKN,Ablauf}})$$

Differenz zwischen zugeführter TKN-Fracht und über Rezirkulation und Ablauf entlasteter TKN-Fracht.

$$\text{Nitrifizierte TKN-Fracht:} \quad B_{\text{d,N,nitrifiziert}} = B_{\text{d,TKN,ZS}} - (B_{\text{d,TKN,Ablauf}} + B_{\text{d,TKN,RZ}} + X_{\text{org,N,BM}})$$

Differenz aus zugeführtem TKN und der Summe aus entlastetem TKN und dem für den Biomasseaufbau erforderlichen Stickstoff.

$$\text{Denitrifizierte Fracht in der KA:} \quad B_{\text{d,DN,KA}} = B_{\text{d,Nges.,ZS}} - (B_{\text{d,TKN,RZ}} + B_{\text{d,TKN,Ablauf}} + B_{\text{d,NO}_x\text{-N,Ablauf}} + X_{\text{org,N,BM}})$$

Differenz aus $N_{\text{ges.}}$ im Zulaufschacht und der Summe aus entlastetem und rückgeführtem TKN, entlastetem $\text{NO}_x\text{-N}$ und dem für den Biomasseaufbau erforderlichen Stickstoff.

$$\text{Denitrifizierte Fracht im Bodenfilter:} \quad B_{\text{d,DN,BF}} = B_{\text{d,Nges.,ZS}} - (B_{\text{d,Nges.,Ablauf}} + B_{\text{d,Nges.,RZ}} + X_{\text{org,N,BM}})$$

Differenz aus zugeführtem $N_{\text{ges.}}$ und der Summe aus rezirkuliertem und entlastetem $N_{\text{ges.}}$ sowie dem für den Biomasseaufbau erforderlichen Stickstoff.

$$\text{In der MKA denitrifizierte Fracht:} \quad B_{\text{d,DN,MKA}} = B_{\text{d,DN,KA}} - B_{\text{d,DN,BF}}$$

Differenz aus der insgesamt denitrifizierten Fracht und der im Bodenfilter denitrifizierten Fracht (Indirekte Bestimmung, da für die direkte Berechnung die in der MKA und im Zulaufschacht gespeicherte Fracht zu berücksichtigen ist).

$$\text{Stickstoff-Inkorporation:} \quad X_{\text{org,N,BM}} = 0,02 \cdot B_{\text{d,CSBhom.,ZS,korr.}} + 0,015 \cdot B_{\text{d,TKN,ZS}}$$

Summe aus dem N-Bedarf der Biomasse für den CSB-Abbau und dem N-Bedarf für das Pflanzenwachstum.

Vereinfachte Berechnung des N-Bedarfs für den CSB-Abbau nach ATV-DVWK-A 131 (2000) mit 0,02 bis 0,025 $\cdot C_{\text{CSB,ZB}}$. Wahl der unteren Grenze durch den im Vergleich zu kommunalem Abwasser höheren inerten Anteil (vgl. Abschnitt 4.3.5.1).

Für kommunales Abwasser und einem Flächenansatz von 5 m²/E beträgt der N-Bedarf der Pflanzen etwa 5 % der N-Zulauffracht [GELLER ET AL., 1992]. Die Abminderung des Flächenbedarfs auf 4 m²/E mindert den potentiellen N-Entzug über das Schilf auf 4 %. Durch die gegenüber der theoretischen TKN-Fracht nach Sedimentation (10 g TKN/E/d / 4 m² = 2,5 g TKN/m²/d) höheren spezifischen Frachten an der KA Kanuheim Lübbenau ergibt sich ein potentieller N-Entzug von i. M. weniger als 1,5 % ($B_{\text{A,TKN}} = 7,5 \text{ g/m}^2/\text{d}$; $7,5 \text{ g/m}^2/\text{d} / 2,5 \text{ g TKN/m}^2/\text{d} \cdot 4 \% = 1,3 \%$).

Tabelle 4.23: Stickstoffbilanz (Jahresmittelwerte) – relative Darstellung

Jahr	TKN _{RZ} (bezogen auf TKN _{ZS})	TKN _{Ab.} (bezogen auf TKN _{ZS})	N _{nitrifiziert} (bezogen auf TKN _{ZS})			NO _x -N _{Ablauf} (bezogen auf TKN _{ZS})	X _{org,N,BM^{d)}} bezogen auf TKN _{ZS})	N _{Sorp.} + N _{DN} (bezogen auf N _{ges,ZS})		
			NO _x -N	NO ₃ -N	NO ₂ -N			gesamt N _{Sorp.} + N _{DN}	Bodenfilter N _{Sorp.} + N _{DN,BF}	Vorklärung N _{DN,MKA}
2010	7,9	25	58	30	28	46	8,5	14	1,4	12
2011	9,9	14	69	45	23	35	6,4	36	9,2	27
2012	11	24	59	52	7,9	38	5,7	22	6,0	16
2013	8,5	22	63	61	2,2	35	6,9	28	14	14
2015	5,6	36	52	52	0,7	35	5,6	17	13	4,0

^{d)} Stickstoffbedarf für das Biofilmwachstum im Bodenfilter und das Pflanzenwachstum in der Vegetationsperiode

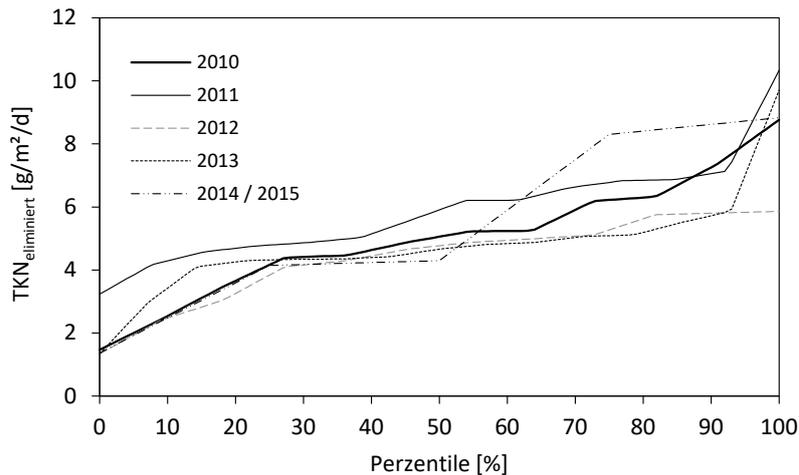


Abbildung 4.47: TKN-Elimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau

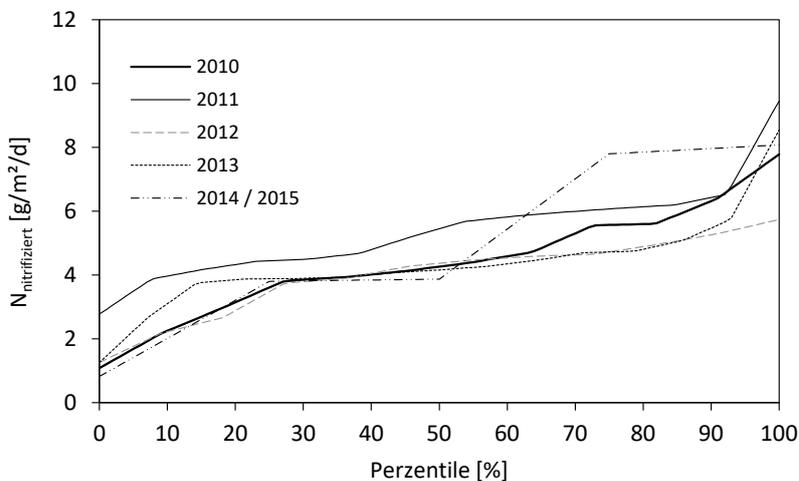


Abbildung 4.48: Nitrifikationsleistung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

Zwischen den einzelnen Jahren bestehen Unterschiede in der Eliminationsleistung. In den Jahren 2011 und 2013 lag die TKN-Elimination im Filter i. M. bei 76 %⁷⁴ (Abbildung 4.49) in den anderen Jahren bei i. M. 66 %⁷⁵, bezogen auf TKN_{ZS} (Abbildung 4.50). Als Ursache für die unterschiedlichen Wirkungsgrade wurde eine Nitrifikationshemmung durch das im Zulauf enthaltene Sulfid identifiziert (Abschnitt 4.3.5.4).

⁷⁴ $TKN_{el.} = 0,76 \cdot B_{A,TKN}$ ($R^2 = 0,83$)

⁷⁵ $TKN_{el.} = 0,66 \cdot B_{A,TKN}$ ($R^2 = 0,85$)

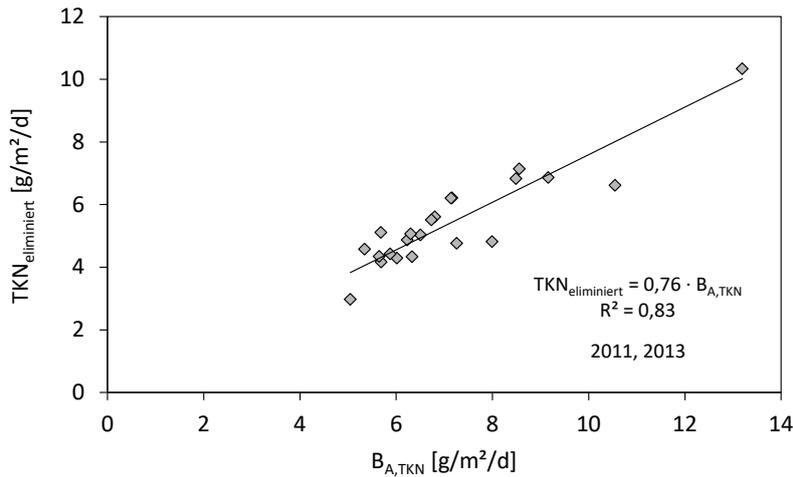


Abbildung 4.49: Wirkungsgrad der TKN-Elimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau in den Jahren 2011 und 2013

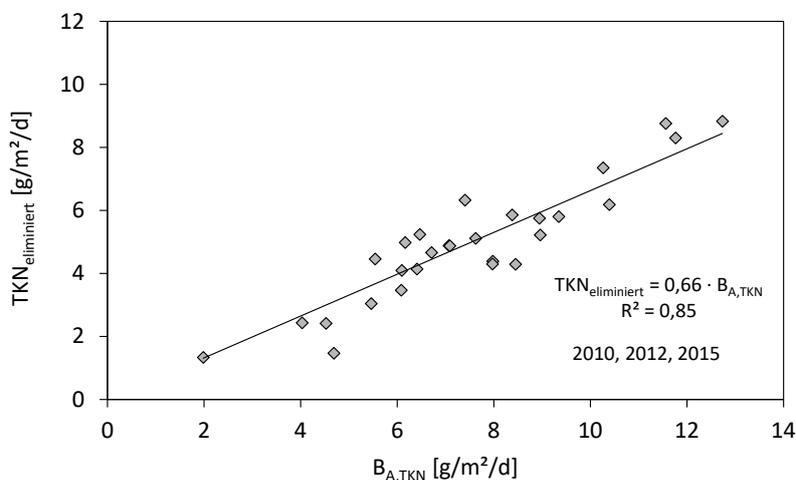


Abbildung 4.50: Wirkungsgrad der TKN-Elimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau in den Jahren 2010, 2012, 2015

Der aus nicht korrespondierenden Zu- und Ablaufproben (Zulauf Kläranlage – Ablaufschacht), unter Berücksichtigung eines Wirkungsgrades von 10 % für die Elimination von Stickstoffverbindungen durch Sedimentation, ermittelte Gesamtwirkungsgrad der Kläranlage für die TKN-Elimination liegt bei i. M. 80 %.

Einflüsse durch Ad- und Desorptionsprozesse

Die im Jahr 2011 festgestellte bessere Nitrifikationsleistung des Filters wird durch den massiven Fremdwassereintritt in der Regenerationsphase 2010/2011 und durch hohe RV beeinflusst. Wie Phosphor (vgl. Abschnitt 4.3.5.2) wird NH_4-N im Boden adsorptiv gebunden [RAO UND JESSUP, 1984; DESIMONE UND HOWES, 1998; BIRKINSHAW UND EWEN, 2000; MCBRIDE UND TANNER, 2000; KADLEC UND WALLACE, 2009] bis die Adsorptionsplätze besetzt sind und keine wesentlichen Unterschiede in der Zulaufkonzentration auftreten, die das Sorptionsverhalten beeinflussen.

Die Spülung mit Grundwasser führte in der Regenerationsphase zur Desorption von NH_4-N , so dass mit Beginn der Saison 2011 mehr Sorptionsplätze zur Verfügung standen, was zunächst zu

einer höheren Eliminationsrate führte. Die TKN-Elimination sank von 80 % zu Saisonbeginn auf 60 % ab, bevor sie parallel zur Steigerung des RV wieder auf > 70 % stieg. Die zu Saisonbeginn ebenfalls deutlich höhere Denitrifikation (vgl. Abschnitt 4.3.5.5) unterstützt die erhöhte adsorptive Bindung des $\text{NH}_4\text{-N}$ an die Bodenmatrix, da in den Wochen mit hohen RV, durch die Verdünnung des Anlagenzulaufs, wieder mehr $\text{NH}_4\text{-N}$ desorbierte. In den folgenden Jahren trat kein übermäßiger Fremdwasserzutritt auf, so dass die festgestellte Verbesserung der Nitrifikation auf die Adaptierung der Biomasse zurückzuführen ist. Das Jahr 2015 ist bei der Bilanzierung gesondert zu bewerten, da zum einen das Probenahmeintervall größer war (Probenahme monatlich, anstelle alle 14 Tage), so dass die auf Grundlage der aktuellen Konzentrationen zum Zeitpunkt der Probenahme und dem hydraulischen Belegungsmittel berechneten Frachten von den tatsächlichen Verhältnissen abweichen können und zum anderen sehr niedrige RV vorlagen, so dass die Sulfidkonzentrationen wesentlich höher als in den davor liegenden Jahren waren (Abschnitt 4.3.5.4).

Vergleichswerte

Der Wirkungsgrad der TKN-Elimination ist im Vergleich zu konventionell bemessenen Bodenfiltern niedriger, aber mit hochbelasteten Bodenfiltern vergleichbar. Im Belastungsbereich von rd. $10 \text{ g TKN/m}^2/\text{d}$ sind TKN-Eliminationsraten von 62 – 72 % realistisch [PLATZER, 1998; AYAZ UND AKCA, 2000; FEHR ET AL., 2003; FOLADORI ET AL., 2012] sowohl unter Versuchs- [AYAZ UND AKCA, 2000; FOLADORI ET AL., 2012] als auch unter Praxisbedingungen [PLATZER, 1998; FEHR ET AL., 2003].

Bei konventionell bemessenen, vertikal durchströmten Bodenfiltern ergibt sich nach der Vorklä rung eine rechnerische TKN-Flächenbelastung von $2,5 \text{ g/m}^2/\text{d}$ ⁷⁶. Die TKN-Elimination liegt bei Temperaturen > 12 °C typischerweise bei 85 – 95 % [LÖFFLER, 1992; VON FELDE UND KUNST, 1997; FEHR ET AL., 2003; XU ET AL., 2009; DWA-A 262]. Die maximale Flächenbelastung, bis zu der sich TKN-Zulauf und TKN-Wirkungsgrad linear verhalten, d. h. nicht limitiert sind, liegt abhängig von der Quelle zwischen $4,5 \text{ g/m}^2/\text{d}$ [KAYSER, 2003] und $6,5 \text{ g/m}^2/\text{d}$ [PLATZER, 1998] bzw. $8 \text{ g/m}^2/\text{d}$ [FEHR ET AL., 2003]. An der KA Kanuheim Lübbenau ist ein linearer Zusammenhang bis $B_{\text{A,TKN}} = 13 \text{ g/m}^2/\text{d}$ nachweisbar.

Bei gleichbleibendem Sorptionsverhalten des Bodenmaterials wird die Nitrifikationsleistung vom Stickstoffbedarf des Biofilms im Bodenkörper, d. h. von der CSB-Zulauf, vom Stickstoffbedarf der Pflanzen in der Vegetationsperiode und ggf. durch die Stickstofffreisetzung außerhalb der Vegetationsperiode beeinflusst. Bei häuslichen Abwässern⁷⁷ liegt die Nitrifikationsleistung, unter Annahme eines Stickstoffbedarfs für den CSB-Abbau von 2,5 %, bezogen auf $B_{\text{d,CSB}}$ (vgl. ATV-DVWK-A 131, 2000), bei einem NH_4/TKN -Verhältnis im Zulauf von 0,70 – 0,85 sowie einem $\text{NH}_4\text{-N}/\text{TKN}$ -Verhältnis im Ablauf von 0,90 – 0,95, etwa 10 – 20 Prozentpunkte unter der TKN-

⁷⁶ ländlich strukturierte Gebiete: $10 \text{ g TKN}_{\text{n,VK}}/\text{E}/\text{d}$, $4 \text{ m}^2/\text{E}$

⁷⁷ Untersuchungen an 2 Vertikalbodenfiltern zur Behandlung häuslicher Abwässer (Daten: Prüfamt ISI):
 VBF 1: $B_{\text{A,NH}_4\text{-N}} = 1,5 \text{ g/m}^2/\text{d}$, $B_{\text{A,CSB}} = 11 \text{ g/m}^2/\text{d}$, $\text{NH}_4\text{-N}$ -Elimination = 95 %, $A_{\text{spez.}} = 5,6 \text{ m}^2/\text{E}$
 VBF 2: $B_{\text{A,NH}_4\text{-N}} = 1,1 \text{ g/m}^2/\text{d}$, $B_{\text{A,CSB}} = 12 \text{ g/m}^2/\text{d}$, $\text{NH}_4\text{-N}$ -Elimination = 90 %, $A_{\text{spez.}} = 4,0 \text{ m}^2/\text{E}$
 TKN im Bereich der im Text angegebenen $\text{NH}_4\text{-N}/\text{TKN}$ -Verhältnisse berechnet

Eliminationsleistung. Unter diesen Voraussetzungen erreicht die Nitrifikationsleistung rd. 70 – 85 % (bezogen auf $\text{TKN}_{\text{zugeführt}}$ im Zulauf des Filters). Die an der KA Kanuheim Lübbenau ermittelte Nitrifikationsleistung liegt erwartungsgemäß unter diesen Werten. In Verbindung mit den hohen TKN-Zulaufkonzentrationen ergeben sich ungeachtet der z. T. hohen Flächenumsatzleistung relativ hohe $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen.

Unabhängig von der TKN-Flächenbelastung sind zur Einhaltung der Überwachungswerte für Anlagen der Ablaufklasse N ($10 \text{ mg NH}_4\text{-N}_{\text{Ab.}}/\text{l}$), unter zur KA Kanuheim Lübbenau vergleichbaren Bedingungen, Wirkungsgrade im Bodenfilter von $> 90 - 95 \%$ für die TKN-Elimination und $> 85 \%$ für die Nitrifikation erforderlich (Abbildung 4.51). Bei schwach belasteten Anlagen (häusliches und kommunales Abwasser) können hohe Wirkungsgrade erzielt werden, bei dauerhaft hoch belasteten Anlagen sind niedrigere Wirkungsgrade publiziert worden [PLATZER, 1998; AYAZ UND AKCA, 2000; FOLADORI ET AL., 2012]. Bei nicht dauerhaft hoch belasteten Anlagen traten auch höhere TKN-Eliminationsgrade von 90% bei zeitweise hohen TKN-Flächenbelastungen ($8 \text{ g TKN}/\text{m}^2/\text{d}$) auf, allerdings ist die betreffende Anlage, ausgehend von den angegebenen Belastungsparametern, mit i. M. $3 \text{ g TKN}/\text{m}^2/\text{d}$ und $8 \text{ g CSB}/\text{m}^2/\text{d}$ [FEHR ET AL., 2003] als i. M. schwach belastet einzuschätzen. Da die TKN-Flächenbelastung in Lübbenau im Wesentlichen oberhalb $5 \text{ g}/\text{m}^2/\text{d}$ liegt, ist eine Aussage über die Nitrifikationsleistung bei geringer Belastung nicht möglich.

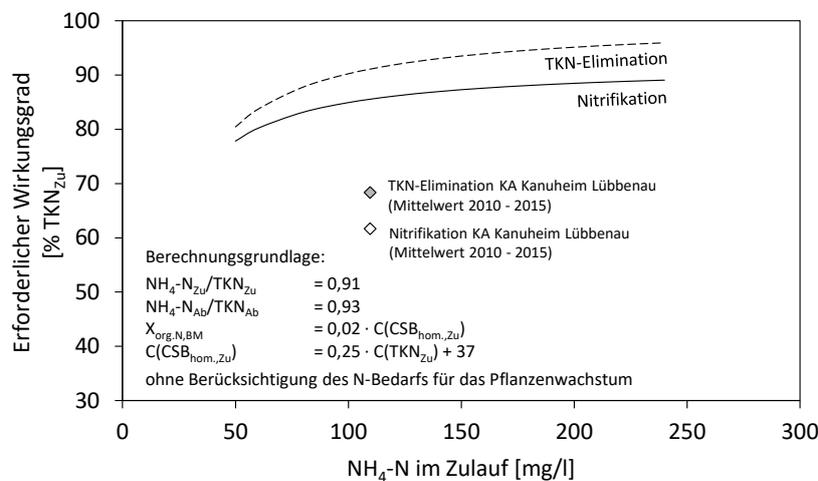


Abbildung 4.51: Erforderliche Wirkungsgrade für die TKN-Elimination und Nitrifikation zur Einhaltung des $\text{NH}_4\text{-N}$ -Überwachungswertes für Kleinkläranlagen der Ablaufklasse N bei der Behandlung stickstoffreicher Abwässer im Vergleich zur mittleren Eliminationsleistung der KA Kanuheim Lübbenau (Angaben bezogen auf den Zulauf zum Bodenfilter)

4.3.5.4 Nitrifikationshemmung

Potentielle Hemmstoffe

Im gesamten Untersuchungszeitraum waren beide Phasen der Nitrifikation gehemmt. Die bei der Nitrifikation erfolgte Säurebildung führte nicht zum vollständigen Verbrauch der Säurekapazität und scheidet als Ursache aus. Die Restsäurekapazität lag bei i. M. 3 – 6 mmol/l, entsprechend 23 – 33 % der Säurekapazität des Zulaufs. Dagegen kommen Sulfid und freies Ammoniak als Ursachen infrage.

Ammoniak und Sulfid beeinträchtigen sowohl Ammoniumoxidation als auch Nitritoxidation [ANTHONISEN ET AL., 1976; BERISTAIN-CARDOSO ET AL., 2010]. Aufgrund der stärkeren Empfindlichkeit der nitritoxidierenden Mikroorganismen im Vergleich zu den Nitritbildnern reichert sich Nitrit an, sowohl unter Einwirkung von Sulfid [ERGUDER ET AL., 2008; BERISTAIN-CARDOSO ET AL., 2010; BEJARANO ORTIZ ET AL., 2013] als auch von Ammoniak [ANTHONISEN ET AL., 1976].

Die Hemmung der Nitrifikation setzt ab Sulfidkonzentrationen von 0,5 mg/l ein [ÆSØY ET AL., 1998; SEARS ET AL., 2004; WIESSNER ET AL., 2007; WU ET AL., 2012], allerdings wird sie im Regelfall (Ausnahme: SEARS ET AL., 2004) nicht vollständig unterdrückt. In der Literatur angegebene Nitrifikationsraten unter Sulfideinfluss sind uneinheitlich: In technischen Biofilmanlagen (Kaldness, 12 % Füllgrad, Batchbetrieb) trat bei 13 mg S/l eine 50-%ige Hemmung auf (IC50) [BERISTAIN-CARDOSO ET AL., 2010], in naturnahen Anlagen (Bodenfilter) lag die Hemmung im Bereich bis 25 mg S/l bei etwa 30 % [WIESSNER ET AL., 2007]. Bei suspendierter Biomasse können geringere Konzentrationen zur Nitrifikationshemmung führen. Die Ammoniumoxidation kann ab 2,6 mg S/l zu 50 %, die Nitritoxidation ab 1,2 mg S/l zu 50 % gehemmt werden [BEJARANO ORTIZ ET AL., 2013].

Die Hemmung der Nitritoxidation durch freies Ammoniak beginnt ab 0,1 – 1 mg NH₃/l, die der Ammoniumoxidation im Bereich von 10 – 150 mg NH₃/l [ANTHONISEN ET AL., 1976]. Freies Ammoniak und Ammoniumionen stehen abhängig vom pH-Wert und der Temperatur im Gleichgewicht. Der Anteil des freien Ammoniaks ist von der NH₄-N-Konzentration, dem pH-Wert und der Temperatur abhängig. Die Berechnung erfolgt nach einem Ansatz von ANTHONISEN ET AL. (1976):

$$C_{NH3} = \frac{17}{14} \cdot \frac{C_{NH4-N} \cdot 10^{pH}}{e^{(6344/(273+T))} + 10^{pH}}$$

Sowohl Sulfid als auch Ammoniak führen in erster Linie durch Hemmung der Nitratbildung zur Anreicherung von Nitrit, das sich ebenfalls negativ auf die Nitrifikation auswirken kann. Die Hemmung wird primär über Sulfid und/oder Ammoniak eingeleitet und sekundär durch Nitrit verstärkt, allerdings liegen die Konzentrationen, bei denen die Nitrifikation effektiv durch Nitrit gehemmt wird, oberhalb von 100 mg NO₂-N/l [SILVA ET AL., 2011].

Höhe der Nitrifikationshemmung

Die Hemmung der Nitritoxidation in der KA Kanuheim Lübbenau war durch das Auftreten hoher Nitritkonzentrationen von bis zu 55 mg NO₂-N/l (Abbildung 4.52) in den ersten beiden Jahren gekennzeichnet. Die NO₂-N-Konzentrationen lagen, bei im Wesentlichen gleich bleibenden NO_x-N-Konzentrationen (Abbildung 4.54), zum großen Teil über den NO₃-N-Konzentrationen (Abbildung 4.53). In Einzelfällen erreichten die NO₂-N-Konzentrationen das zwei- bis dreifache der NO₃-N-Konzentrationen (Anhang U – Abbildung U.3). In den folgenden Jahren sanken die Nitritkonzentrationen auf < 2 mg NO₂-N/l und damit auf ein Niveau, das auch in anderen Bodenfiltern erreicht wird (Tabelle 4.24). Parallel dazu stiegen die Nitratkonzentrationen von i. M. 31 mg NO₃-N/l auf > 50 mg NO₃-N/l.

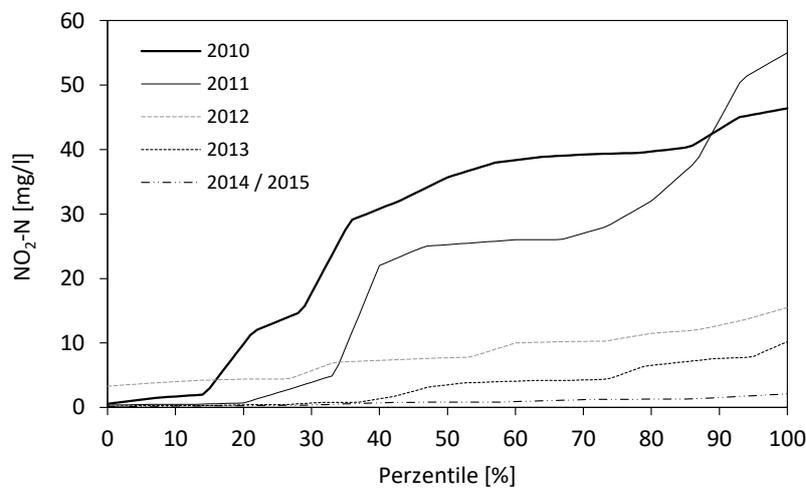


Abbildung 4.52: NO₂-N-Anreicherung in der KA Kanuheim Lübbenau

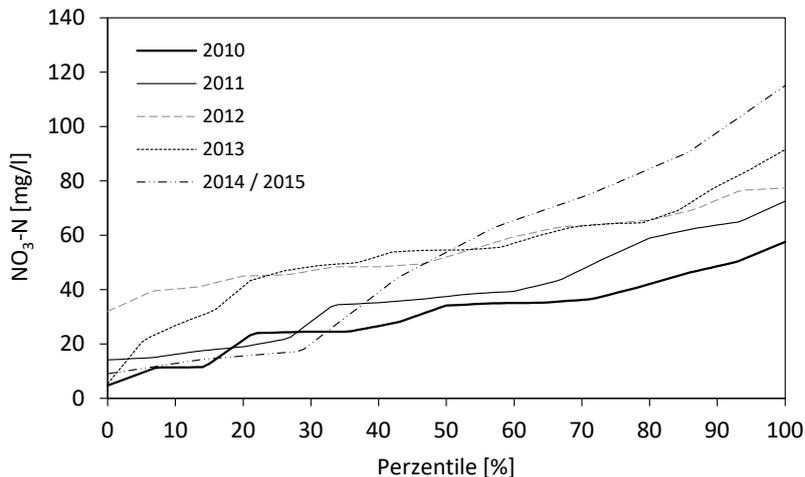


Abbildung 4.53: NO₃-N-Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

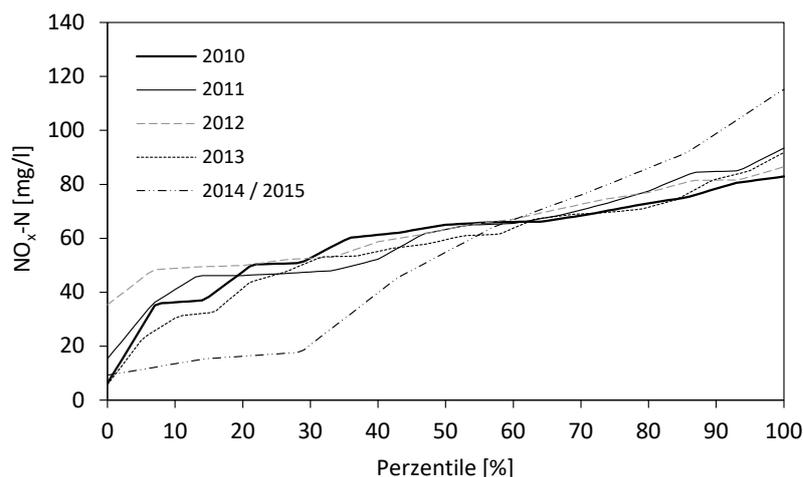


Abbildung 4.54: NO_x-N-Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

Tabelle 4.24: Nitritkonzentrationen im Ablauf von Vertikalbodenfiltern

Standort	Abwasser	Ausbaugröße [EW]	Bauart	A _{BF} [m ²]	Proben [-]	NO ₂ -N [mg/l]	Quelle
Flöha	häuslich	4	einstufig, VBF	22	7	0,3 (0,10 – 0,51)	Prüfamt ISI
Burg/Spreewald	häuslich	7	einstufig, VBF	28	3	0,1 (0,05 – 0,68)	Prüfamt ISI
Wiedersberg	kommunal	145	zweistufig, VBF + HBF ¹⁾	480	7	0,1 (0,02 – 0,13)	Eigene Messungen
Saalhausen	kommunal	175	einstufig, VBF	370	17	0,2 (0,02 – 2,1)	LÜTZNER ET AL., 1998
Löthain	kommunal	400	einstufig, VBF	800	16	0,5 (0,02 – 3,1)	LÜTZNER ET AL., 1998
Jiedlitz	kommunal	300	einstufig, VBF	600	30	0,9 (0,03 – 3,3)	LÜTZNER ET AL., 1998
Jiedlitz	kommunal	300	einstufig, VBF	600	43	1,0 (0,16 – 4,5)	LÜTZNER ET AL., 2001
Hindenberg ¹⁾	Zeltplatz	80	einstufig, VBF	320	7	0,3 (0,02 – 0,60)	Eigene Messungen
Lübbenau	Kanuheim ¹⁾⁾	5	einstufig, VBF	22	70	13 (0,12 – 55)	Eigene Messungen

¹⁾ Messung im Ablauf des VBF

¹⁾⁾ Beschreibung: vgl. Anhang B

¹⁾⁾ vgl. Anhang R

Berechnung der Hemmstoffkonzentration

Sulfid entsteht infolge von Desulfurikationsprozessen (Abschnitt 3.4.3) in der MKA. Für den Zeitraum der hohen Nitritanreicherung liegen keine Analysen vor. Ab 2012 wurde Sulfid zwar regelmäßig analysiert, die Nitritkonzentrationen begannen aber im selben Zeitraum zu sinken.

Die Sulfidkonzentrationen lagen im Zulaufschacht des Bodenfilters (Abbildung 4.55) im Jahresmittel zwischen 40 mg/l (2013) und 74 mg/l (2015). Die höheren Konzentrationen im Zeitraum 2014/2015 sind auf ein verringertes RV zurückzuführen. Mit sinkendem Redoxpotential stiegen die Sulfidkonzentrationen⁷⁸. Im Vergleich dazu lagen die Sulfatkonzentrationen im Zulaufschacht im Zeitraum 2012 – 2013 bei i. M. 201 bzw. 194 mg SO₄²⁻/l.

⁷⁸ $C(\text{Sulfid}_{\text{zs}}) [\text{mg/l}] = -0,42 \cdot \text{Redoxpotential} [\text{mV}] - 99,6$ ($R^2 = 0,79$, Datenerfassung ausschließlich im Jahr 2013)

Für den nicht messtechnisch erfassten Zeitraum 2010/2011 wurden die Sulfidkonzentrationen über die Leitfähigkeit und die CSB_{mf} -Konzentrationen abgeschätzt. Beide Parameter korrelieren im Zeitraum 2012 – 2015 mit Sulfid, wobei die Ergebnisse streuen⁷⁹. Beim Vergleich der auf Grundlage der Verhältnisse von Leitfähigkeit/Sulfid ('Methode 1') und von CSB_{mf} /Sulfid ('Methode 2') berechneten Werte mit den analysierten Sulfidkonzentrationen treten zum Teil große Abweichungen auf (Anhang U – Abbildung U.6, Abbildung U.7). Die Korrelation zwischen Sulfid und der Leitfähigkeit wird maßgeblich durch $\text{NH}_4\text{-N}$ beeinflusst, die Korrelation zwischen CSB_{mf} und Sulfid durch das wechselnde Konzentrationsniveau im Abwasser und durch die Temperatur. Das Bestimmtheitsmaß liegt jeweils bei rd. 0,6 (Anhang U – Abbildung U.6, Abbildung U.7). Die Ergebnisse beider Methoden führen zu relativ großen Unterschieden. Wird aus den mit beiden Methoden berechneten Wertepaaren jeweils das arithmetische Mittel gebildet, ergibt sich eine gute Korrelation mit der gemessenen Sulfidkonzentration⁸⁰.

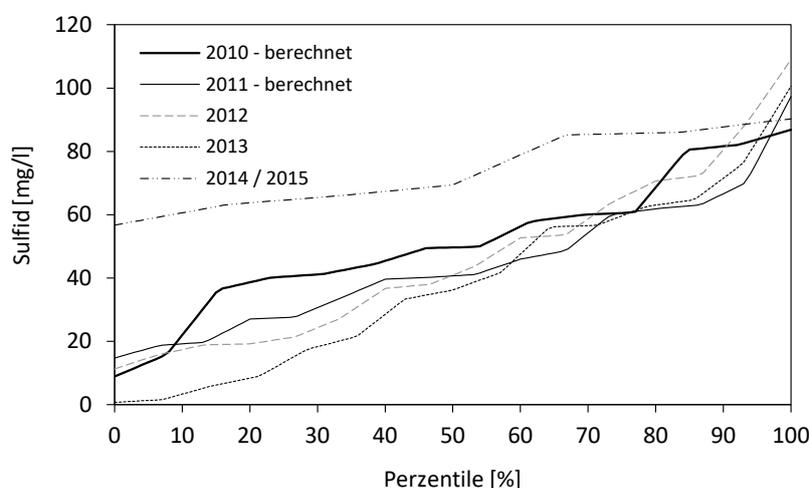


Abbildung 4.55: Sulfidkonzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

Die 2012 – 2015 gemessene und für 2010 – 2011 berechnete Sulfidflächenbelastung lag im Jahresmittel zwischen 3 und 4 g Sulfid/ m^2/d . Das dem Bodenfilter zugeführte Sulfid wurde in allen messtechnisch erfassten Fällen vollständig oxidiert. Die Sulfid-Ablaufkonzentrationen lagen unter 0,25 mg/l, die Sulfatkonzentrationen bei i. M. 350 mg $\text{SO}_4^{2-}/\text{l}$ (2012) und 330 mg $\text{SO}_4^{2-}/\text{l}$ (2013), das Redoxpotential bei i. M. +170 mV (Datenerfassung 2013). Die eliminierten Frachten erreichten, abhängig von der Zulauffracht, 0,03 – 9,0 g Sulfid/ m^2/d (Wirkungsgrad i. R. > 99 %) und befinden sich damit in Übereinstimmung zu Literaturangaben (max. 20 g/ m^2/d , GIRALDO UND ZÁRATE, 2001). Für horizontal durchströmte Bodenfilter sind niedrigere Sulfideliminationsraten dokumentiert (94 mg/ m^2/d , GONZALIAS ET AL., 2007).

⁷⁹ $C(\text{Sulfid}_{\text{ZS}}) [\text{mg}/\text{l}] = 0,06 \cdot \text{LF}_{\text{ZS}} [\mu\text{S}/\text{cm}] - 78,2$ ($R^2 = 0,64$, Anhang U – Abbildung U.5)

$C(\text{Sulfid}_{\text{ZS}}) [\text{mg}/\text{l}] = 0,32 \cdot C(\text{CSB}_{\text{mf,ZS}}) [\text{mg}/\text{l}] - 24,1$ ($R^2 = 0,74$, Anhang U – Abbildung U.4)

⁸⁰ $C(\text{Sulfid}_{\text{berechnet}}) [\text{mg}/\text{l}] = 0,64 \cdot C(\text{Sulfid}_{\text{analysiert}}) [\text{mg}/\text{l}] + 17,6$ ($R^2 = 0,80$, Anhang U – Abbildung U.8)

Nachweis der Hemmung

Da die Höhe der $\text{NO}_2\text{-N}$ -Konzentrationen von der Höhe der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Zulauf abhängig ist, kann ein Zusammenhang zwischen Sulfid- und $\text{NO}_2\text{-N}$ -Konzentrationen nur für vergleichbare $\text{NH}_4\text{-N}$ -Niveaus nachgewiesen werden. Bei stärker voneinander abweichenden $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen ist die Nitritbildung von variablen Sulfid- und Ammoniumkonzentrationen abhängig, so dass die Streuung zwischen $\text{NO}_2\text{-N}$ -Bildung und Sulfid zunimmt.

Für $\text{NH}_4\text{-N}$ -Zulaufkonzentrationen von i. M. $132 \pm 9,8 \text{ mg/l}$ ergibt sich ein linearer Zusammenhang⁸¹ (Abbildung 4.56) mit einem $\text{NO}_2\text{-N}$ -Offset von $13,4 \text{ mg/l}$. Außerhalb dieses Bereichs war kein Zusammenhang nachweisbar, da die Konzentrationen wesentlich stärker variierten und weniger Daten zur Verfügung standen ($86 \pm 33 \text{ mg NH}_4\text{-N}_{\text{ZS}}/\text{l}$, 6 Wertepaare). Die mittlere Nitritbildungsrate lag in den ersten beiden Betriebsjahren bei $0,9 \pm 0,2 \text{ g NO}_2\text{-N/g Sulfid}_{\text{zugeführt}}$. Unabhängig davon wirkt sich die Sulfidkonzentration direkt auf die Höhe der Nitritkonzentration und damit auch auf den Anteil des vollständig oxidiert vorliegenden Stickstoffs aus (Abbildung 4.57).

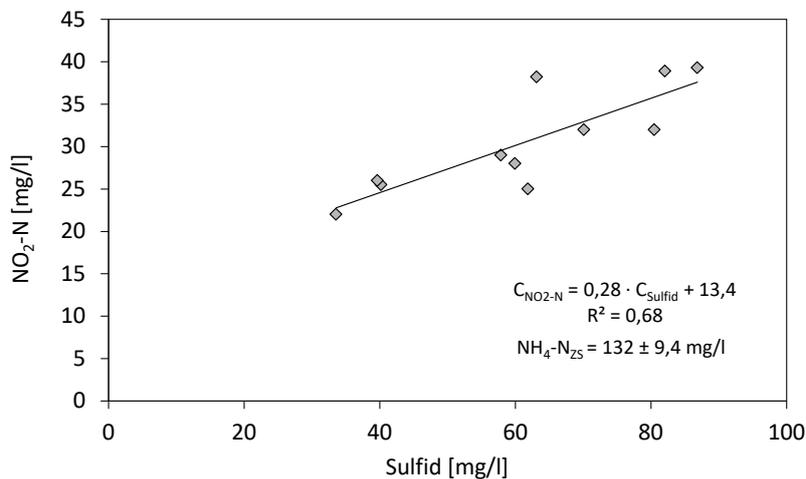


Abbildung 4.56: Einfluss der Sulfid-Zulaufkonzentration auf die Nitritanreicherung in Zeiträumen mit hohen $\text{NO}_2\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen und vergleichbaren $\text{NH}_4\text{-N}$ -Zulaufkonzentrationen

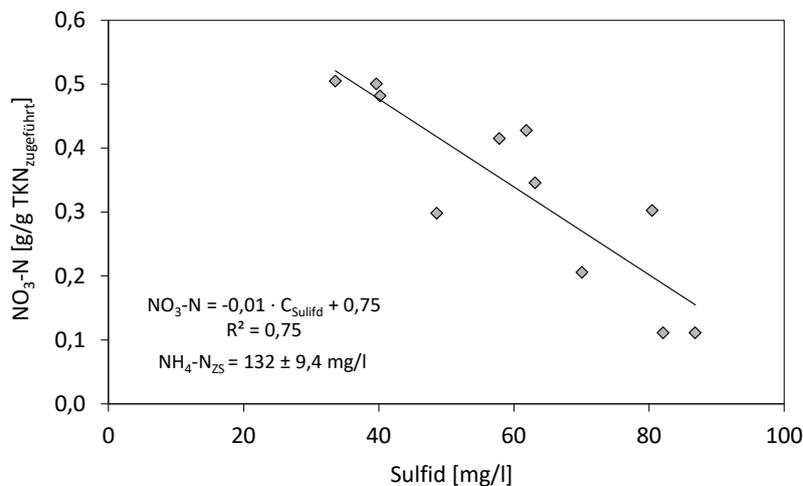


Abbildung 4.57: Hemmung der Nitratbildung mit steigender Sulfidkonzentration in Zeiträumen mit hohen $\text{NO}_2\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen und vergleichbaren $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen

⁸¹ $C(\text{NO}_2\text{-N}) [\text{mg/l}] = 0,28 \cdot C(\text{Sulfid}_{\text{ZS}}) [\text{mg/l}] + 13,4$ ($R^2 = 0,68$)

Der bei der Korrelation zwischen der flächenbezogenen Nitritbildung und der Sulfidflächenbelastung auftretende Offset⁸² (Abbildung 4.58) legt nahe, dass die Nitritbildung bei niedrigen Sulfidkonzentrationen bzw. -frachten entweder nicht linear ist oder durch einen weiteren Faktor beeinflusst wird, z. B. durch Ammoniak. Die berechneten NH₃-Konzentrationen liegen mit 0,1 – 9,8 mg/l (i. M. 2,2 mg/l, Anhang U – Abbildung U.10) im zur Hemmung der Nitritoxidation führenden Bereich, eine direkte Beeinflussung konnte für die zur Sulfidhemmung äquivalenten Wertepaare aber nicht nachgewiesen werden. Denkbar ist ein stärkerer Einfluss des Ammoniaks auf die Nitritanreicherung bei niedrigen Sulfidkonzentrationen und eine Überlagerung der Ammoniakhemmung durch Sulfid bei hohen Sulfidkonzentrationen. Die Hemmung der Ammoniumoxidation ist aufgrund der Höhe der berechneten NH₃-Konzentrationen dagegen unwahrscheinlich (vgl. ANTHONISEN ET AL., 1976).

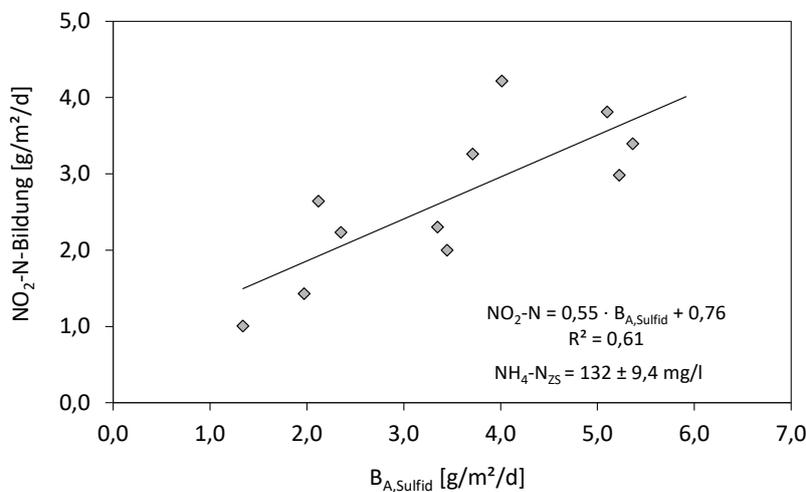


Abbildung 4.58: Nitritbildung in Abhängigkeit der Sulfidflächenbelastung in Zeiträumen mit hohen NO₂-N-Ablaufkonzentrationen und vergleichbaren NH₄-N-Zulaufkonzentrationen

Für die folgenden Jahre verlieren die Zusammenhänge an Stringenz, da die Nitritkonzentrationen sanken, während die Sulfidkonzentrationen gleich blieben bzw. 2015 aufgrund des geminderten Verdünnungseffektes durch die reduzierte Rezirkulation stiegen.

Der schwindende Einfluss der identifizierten Hemmstoffe auf die Nitritoxidation weist auf eine zunehmende Adaption der Nitratbildner hin, die aber unter den vorliegenden Bedingungen (schwankende Belastung, hohe NH₄-N-Konzentrationen, hohe Sulfidkonzentrationen) mehrere Jahre dauerte, bis akzeptable NO₂-N-Konzentrationen im Ablauf vorlagen.

Im Gegensatz zur überwundenen Hemmung der Nitratbildung besteht bis in das letzte Versuchsjahr eine RV-abhängige Hemmung der Ammoniumoxidation. Dabei wird umso mehr Stickstoff oxidiert, je höher das RV ist (Anhang U – Abbildung U.11). Der Zusammenhang ist ausschließlich für die Jahresmittelwerte⁸³ nachweisbar. Die Hemmung der Ammoniumoxidation durch Ammoniak wurde bereits ausgeschlossen, daher bildet Sulfid die naheliegende Ursache. Da das

⁸² $B_{A,NO_2-N} [g/m^2/d] = 0,55 \cdot B_{A,Sulfid} [g/m^2/d] + 0,76$ ($R^2 = 0,61$)

⁸³ Die Jahresmittelwerte für die RV wurden aus den Datensätzen gebildet, die zur Erstellung der N-Bilanz genutzt wurden. Daher weichen die in Abbildung U.11 (Anhang U) angegebenen mittleren RV von den aus dem tatsächlichen Jahresmittel gemäß Tabelle 4.20 gebildeten RV ab.

Sulfat im Zulauf aus dem Trinkwasser stammt und damit vglw. geringen Schwankungen unterliegt, ist bei vergleichbaren Bedingungen (mittlere Abwassertemperatur, keine Substratlimitierung, ähnliche pH-Werte) eine ähnliche Sulfidentwicklung zu erwarten. Die Sulfidkonzentrationen im Zulaufschacht werden damit maßgeblich über den Verdünnungseffekt durch das RV beeinflusst. Unter Vernachlässigung von großen $RV > 1$ ergibt sich für die Jahresmittelwerte ein gut nachweisbarer Zusammenhang mit $C(\text{Sulfid}_{zs}) = -124 \cdot RV + 94$ ($R^2 = 0,97$).

Aus den Betriebsdaten für das Jahr 2015 ergibt sich eine 50-%ige Hemmung der Ammoniumoxidation für Sulfidkonzentrationen von rd. 70 mg Sulfid/l (mittlere Sulfidkonzentration im Jahresmittel: 74 mg/l, mittlere Nitrifikationsleistung: 52 % $TKN_{zugeführt}$). Damit werden höhere Hemmstoffkonzentrationen toleriert als bei technischen Anlagen (vgl. BERISTAIN-CARDOSO ET AL., 2010; BEJARANO ORTIZ ET AL., 2013). Vertikalbodenfilter sind demzufolge unempfindlicher gegenüber Sulfid als andere Abwasserbehandlungsverfahren.

4.3.5.5 Denitrifikation

Die $N_{\text{ges.}}$ -Elimination durch N-Inkorporation und Denitrifikation erreichte im gesamten Untersuchungszeitraum i. M. 31 % (Tabelle 4.22, Tabelle 4.23). In den einzelnen Jahren weichen die erreichten Werte, abhängig von den Betriebsbedingungen, davon ab. Die Denitrifikation in der MKA wird durch die rezirkulierte Fracht bestimmt (Abbildung 4.59, Anhang V), die Denitrifikation im Bodenkörper durch die Flächenbelastung, die Zulaufkonzentration und damit verbunden, durch Ad- und Desorptionsprozesse. Die in der MKA denitrifizierte Fracht (Abbildung 4.60) liegt, bezogen auf die Beetoberfläche mit Ausnahme der Jahre 2011 und 2015, bei rd. 1 g N/m²/d bzw. bei rd. 12 – 16 % bezogen auf $N_{\text{ges.,ZS}}$ (RV = 0,4). Durch die hohen RV im Jahr 2011 von i. M. 0,9 stieg die in der MKA denitrifizierte Fracht auf 2,2 g/m²/d bzw. auf rd. 30 % bezogen auf $N_{\text{ges.,ZS}}$, im Jahr 2015 sank sie durch das niedrige RV (i. M. 0,1) auf 0,4 g/m²/d bzw. 4 % bezogen auf $N_{\text{ges.,ZS}}$.

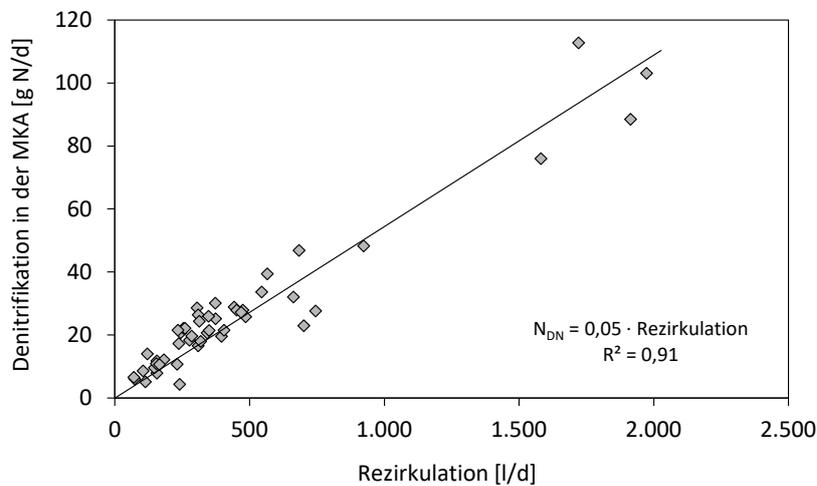


Abbildung 4.59: Einfluss der Rezirkulation auf die Denitrifikation in der MKA (flächenbez. Darstellung)

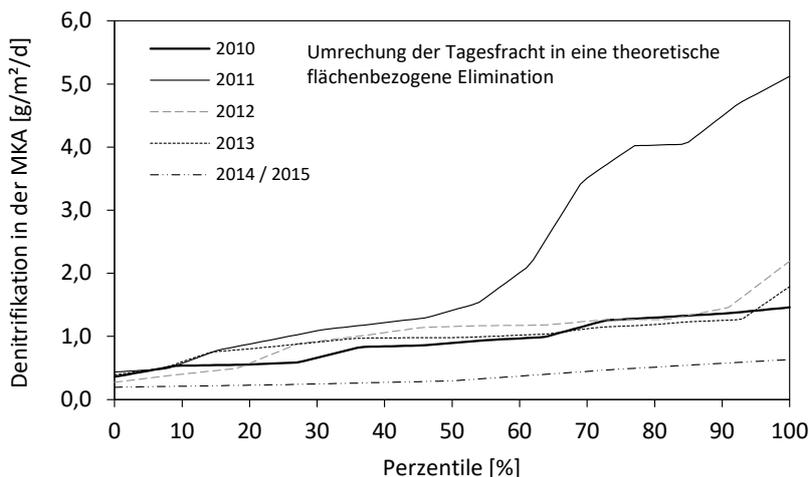


Abbildung 4.60: Denitrifizierte Fracht in der MKA – flächenbezogene Darstellung

Relevante Denitrifikationsraten mit 50 – 70 % $N_{\text{ges.,ZS}}$ wurden in Übereinstimmung mit Literaturangaben (vgl. ARIAS ET AL., 2005) bei sehr hohen RV (1,5 – 3) erreicht. Im Regelfall lagen die Denitrifikationsraten infolge des geringeren Nitrifikationswirkungsgrades unter Vergleichswerten aus der Literatur ($\eta(N_{\text{DN,VKB}}) = 25\%$ bei RV = 0,5 – 0,6; LABER ET AL., 1997).

Die Denitrifikation im Filterbett lag mit 1 – 14 % $N_{ges.,ZS}$ unterhalb der in der Literatur angegebenen 10 – 30 % [LABER ET AL., 1997; PLATZER, 1998; KAYSER, 2003], ist aber mit der Zeit von 0,1 g $N_{DN,BF}/m^2/d$ auf 1,2 g $N_{DN,BF}/m^2/d$ gestiegen (Tabelle 4.22, Abbildung 4.61). Zwischen $N_{ges.}$ -Zulauf und denitrifiziertem Stickstoff bestand kein verallgemeinerbarer Zusammenhang, da der Anteil des denitrifizierten Stickstoffs durch Ad- und Desorption von NH_4-N an bzw. von der Bodenmatrix [RAO UND JESSUP, 1984; DESIMONE UND HOWES, 1998; BIRKINSHAW UND EWEN, 2000; MCBRIDE UND TANNER, 2000; KADLEC UND WALLACE, 2009] sowie von den Sauerstoffverhältnissen beeinflusst wird. Bei Sauerstoffdefizit wird ein höherer Anteil des gebildeten NO_x-N denitrifiziert als in Schwachlastphasen; beim Wechsel von hohen NH_4-N -Konzentrationen zu niedrigen Konzentrationen wird adsorbiertes NH_4-N freigesetzt [SIKORA ET AL., 1995; TANNER ET AL., 1999; MCBRIDE UND TANNER, 2000]. Dieser Zusammenhang wurde in Laborversuchen nachgewiesen (vgl. Abschnitt 4.3.6.2) und auf die KA Kanuheim Lübbenau übertragen. Für einen direkten Nachweis ist die Kenntnis der Konzentrationen im Zu- und Ablauf vor der Probenahme notwendig. Tendenziell traten Desorptionsprozesse bei niedrigen NH_4-N -Konzentrationen im Zulauf auf (Abbildung 4.62).

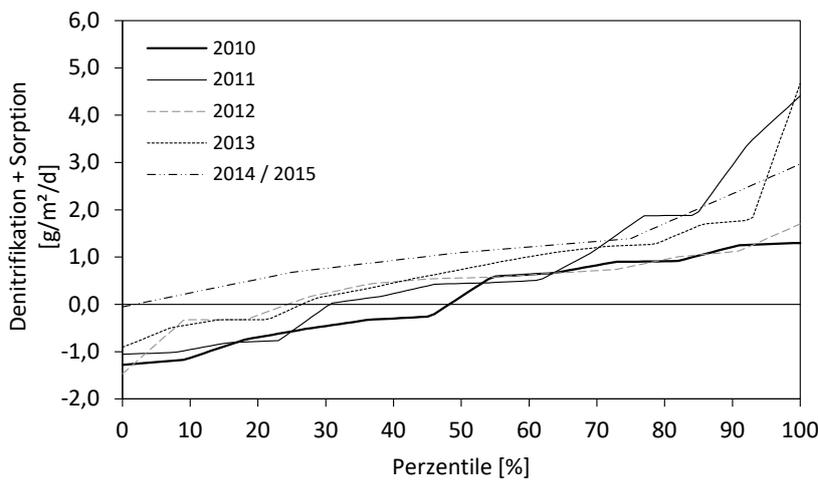


Abbildung 4.61: N-Elimination durch Denitrifikations- und Sorptionsprozesse im Filterbett

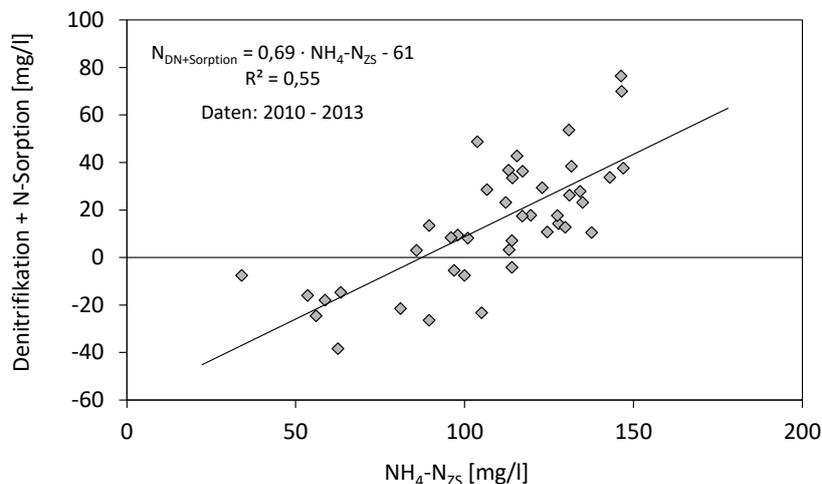


Abbildung 4.62: Beeinflussung von Sorptions- und Denitrifikationsprozessen durch die NH_4-N -Konzentration

Bilanziell werden Desorptionsprozesse durch scheinbar negative Denitrifikationsraten abgebildet, höhere Adsorptionsraten durch eine Steigerung der Denitrifikation, wenn die Zunahme sauerstoffzehrender Prozesse durch höhere Zulauffrachten oder der Abbau von eingelagertem organischen Material bei ansteigenden Temperaturen im Frühjahr ausgeschlossen werden können. Eine gesteigerte Adsorption wurde, wie bereits beschrieben (Abschnitt 4.3.5.3), zu Saisonbeginn 2011 als Folge von Fremdwasserzutritt in der Regenerationsphase festgestellt. Wird dieser Zeitraum in der Jahresbilanz vernachlässigt (Tabelle 4.25, Tabelle 4.26), sinkt die Denitrifikationsrate von 0,8 auf 0,1 g/m²/d bzw. von 9 % auf 1 % N_{ges.,ZS}.

Tabelle 4.25: Stickstoffbilanz für das Jahr 2011 unter Vernachlässigung des Saisonbeginns mit erhöhter NH₄-N-Adsorption (Absolutwerte) – Vergleich zu Tabelle 4.22

Jahr	N _{ges.,ZS}	TKN _{ZS}	TKN _{RZ}	TKN _{Ablauf}	N _{nitrifiziert}	NO _x -N _{Ablauf}	X _{org,N,BM} ¹⁾	N _{Sorp.} + N _{DN}		
								gesamt	Bodenfilter	Vorklärung
								N _{Sorp.} + N _{DN}	N _{Sorp.} + N _{DN,BF}	N _{DN,MKA}
	[g/m ² /d]	[g/m ² /d]	[g/m ² /d]	[g/m ² /d]	[g/m ² /d]	[g/m ² /d]				
2011	7,7	7,3	0,9	1,0	4,9	2,7	0,4	2,7	0,08	2,6

¹⁾ Stickstoffbedarf für das Biofilmwachstum im Bodenfilter und das Pflanzenwachstum in der Vegetationsperiode

Tabelle 4.26: Stickstoffbilanz für das Jahr 2011 unter Vernachlässigung des Saisonbeginns mit erhöhter NH₄-N-Adsorption (Relativwerte) – Vergleich zu Tabelle 4.23

Jahr	TKN _{RZ} (bezogen auf TKN _{ZS})	TKN _{Ab.} (bezogen auf TKN _{ZS})	N _{nitrifiziert} (bezogen auf TKN _{ZS})			NO _x -N _{Ablauf} (bezogen auf TKN _{ZS})	X _{org,N,BM} ¹⁾ (bezogen auf TKN _{ZS})	N _{Sorp.} + N _{DN} (bezogen auf N _{ges.,ZS})		
			NO _x -N	NO ₃ -N	NO ₂ -N			gesamt	Bodenfilter	Vorklärung
								N _{Sorp.} + N _{DN,BF}	N _{DN,MKA}	
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
2011	12	13	68	48	19	37	6,1	35	1,1	34

¹⁾ Stickstoffbedarf für das Biofilmwachstum im Bodenfilter und das Pflanzenwachstum in der Vegetationsperiode

4.3.5.6 Bilanztechnische Einordnung von Sorptionseffekten

Die Sorption beeinflusst nicht nur die bilanztechnische Erfassung der Denitrifikation, sondern auch die der Nitrifikation. Die sichere Ausweisung des reversibel gebundenen $\text{NH}_4\text{-N}$ -Anteils ($B_{d,\text{NH}_4\text{-N,Sorp.}}$) ist auf Grundlage der vorliegenden Messungen nicht möglich. Desorption wird durch die Erhöhung der Zulaufkraft im Folgenden als positive Fracht definiert, Adsorption als negative $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht:

$$\begin{aligned} \text{Desorption: } B_{d,\text{NH}_4\text{-N,Sorp.}} > 0 & \quad B_{d,\text{TKN,el.}} = B_{d,\text{TKN,ZS}} + B_{d,\text{NH}_4\text{-N,Sorp.}} - (B_{d,\text{TKN,RZ}} + B_{d,\text{TKN,Ablauf}}), \\ \text{Adsorption: } B_{d,\text{NH}_4\text{-N,Sorp.}} < 0 & \quad B_{d,\text{TKN,el.}} = B_{d,\text{TKN,ZS}} - (B_{d,\text{TKN,RZ}} + B_{d,\text{TKN,Ablauf}}). \end{aligned}$$

Die TKN-Elimination wird durch $\text{NH}_4\text{-N}$ -Desorption infolge der Steigerung der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht beeinflusst. Die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Adsorption spielt für die Bestimmung der TKN-Elimination im Grunde genommen keine Rolle, da es für die TKN-Elimination unerheblich ist, welcher Weg dafür genutzt wird. Allerdings beeinflusst die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Adsorption Zusammenhänge zwischen eliminiertes TKN-Fracht und TKN-Flächenbelastung. Zum Nachweis der aktiven, d. h. biologischen TKN-Elimination, sollte daher die Sorption berücksichtigt werden:

$$B_{d,\text{TKN,el.}} = B_{d,\text{TKN,ZS}} + B_{d,\text{NH}_4\text{-N,Sorp.}} - (B_{d,\text{TKN,RZ}} + B_{d,\text{TKN,Ablauf}}).$$

Bei der Ausweisung der nitrifizierten Fracht sind sowohl Adsorption als negative Fracht bzw. Verringerung der Zulaufkraft als auch Desorption als positive Fracht durch Erhöhung der Zulaufkraft zu berücksichtigen:

$$B_{d,\text{N,nitrifiziert}} = B_{d,\text{TKN,ZS}} + B_{d,\text{NH}_4\text{-N,Sorp.}} - (B_{d,\text{TKN,Ablauf}} + B_{d,\text{TKN,RZ}} + X_{\text{org,N,BM}}).$$

Die im Bodenfilter denitrifizierte Fracht ergibt sich ebenfalls unter Berücksichtigung von Adsorption und Desorption:

$$B_{d,\text{DN,BF}} = B_{d,\text{Nges.,ZS}} + B_{d,\text{NH}_4\text{-N,Sorp.}} - (B_{d,\text{Nges.,Ablauf}} + B_{d,\text{Nges.,RZ}} + X_{\text{org,N,BM}}).$$

Die getrennte Ausweisung von Denitrifikation und Sorptionsprozessen ist an Praxisanlagen nicht ohne Aufwand möglich. Daher ist es günstiger, beide Prozesse als Bilanzlücke oder als Summe aus Sorption und Denitrifikation zu betrachten. Da sich die Sorption aufgrund nicht erfasster Zeiträume (Probenahmeintervall) nicht immer aus den Betriebsdaten ableiten lässt, ist die Bestimmung der nitrifizierten und denitrifizierten Frachten unsicher. Die TKN-Elimination wird durch Desorptionvorgänge dagegen eher unterschätzt.

Sorptionseffekte beeinflussen die Höhe und Verteilung der Stickstofffraktionen im Ablauf und damit die Bewertung von Nitrifikation und Denitrifikation. Je ausgeglichener die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Zulauf sind, desto geringer sind Sorptionseffekte im Betrieb. Theoretisch ist die Überschreitung der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Überwachungswerte bei geforderter Nitrifikation möglich, wenn bei stark schwankenden $\text{NH}_4\text{-N}$ -Zulaufkonzentrationen $\text{NH}_4\text{-N}$ rückgelöst wird und in den Ablauf gelangt.

Die Desorption von $\text{NH}_4\text{-N}$ führt dazu, dass nach der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Freisetzung wieder mehr Adsorptionsplätze zur Verfügung stehen, die bei entsprechendem Konzentrationsniveau besetzt werden

können. Infolge dessen sollten sich im Mittel ad- und desorbierte Frachten ausgleichen, so dass sich über entsprechend lange Zeiträume konventionell bestimmte, mittlere Nitrifikations- und Denitrifikationsraten nicht von unter Berücksichtigung von Sorptionseffekten bestimmten Werten unterscheiden, wenn genügend und im Hinblick auf die Sorption gleich verteilte Proben zur Verfügung stehen.

4.3.6 Auswirkungen hoher Sulfid- und Ammoniumkonzentrationen auf den Betrieb von Bodenfilteranlagen

4.3.6.1 Versuchsbeschreibung

Zur Überprüfung des Einflusses hoher Ammonium- und/oder Sulfidkonzentrationen auf die Nitrifikation wurden in Ergänzung zu den Untersuchungen im technischen Maßstab (Abschnitt 4.3.5.4) Versuche an einer aus sechs baugleichen Glassäulen (S1 – S6, Abbildung 4.63) bestehenden Laboranlage im Rahmen des durch die Deutsche Bundesstiftung Umwelt geförderten Projektes "Vergleichende Untersuchung zur Leistungsfähigkeit von saisonal belasteten, klein bemessenen Pflanzenkläranlagen und des Einflusses hoher Sulfidkonzentrationen auf den Betrieb" (AZ 32535/01) durchgeführt. Die Versuchsbedingungen wurden aus den Betriebsbedingungen der KA Kanuheim Lübbenau im Zeitraum 2010 – 2013 abgeleitet.

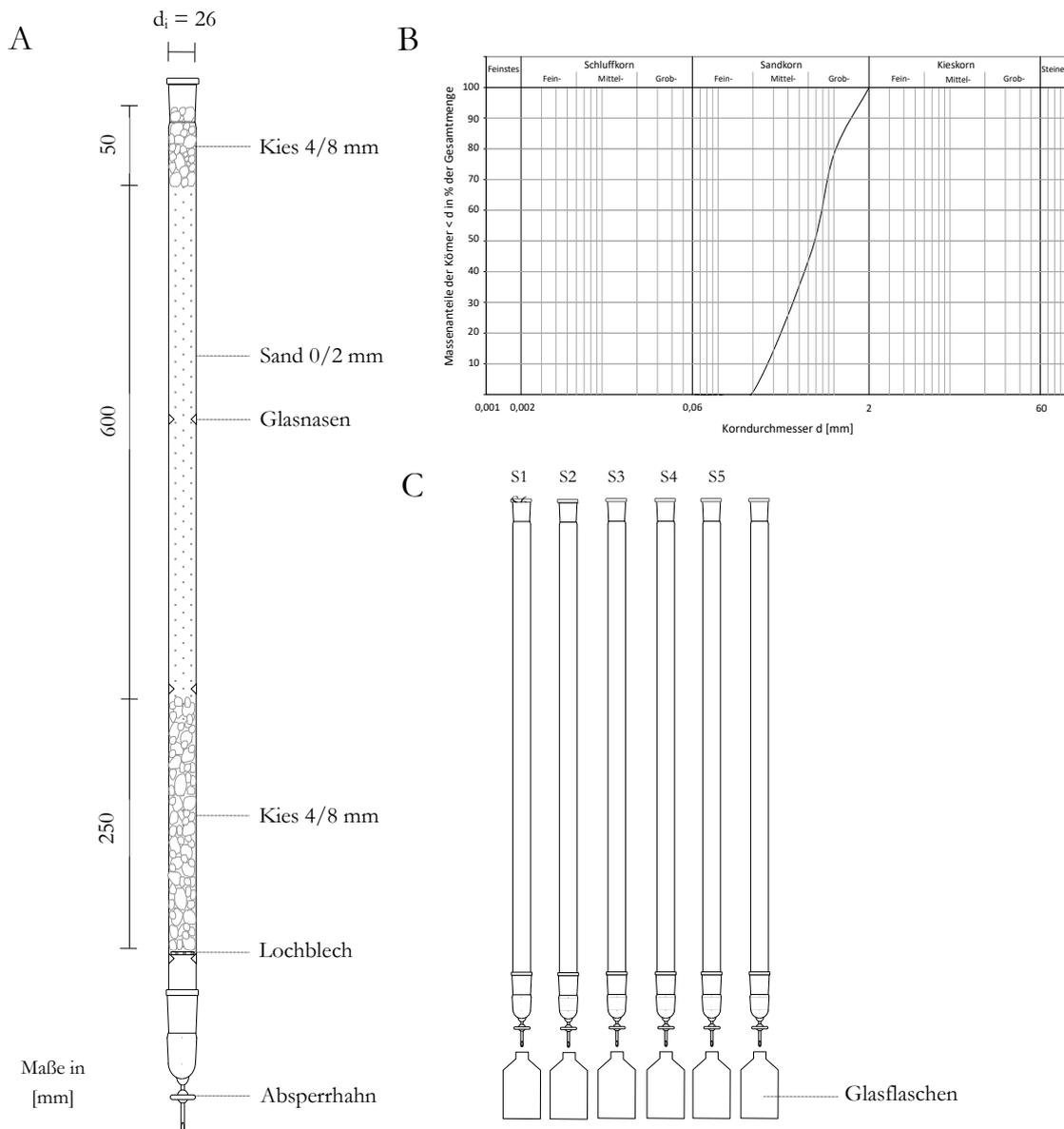


Abbildung 4.63: Aufbau der Bodensäulen (A), Sieblinie des Filtersandes (B), Versuchsaufbau (C)

Die Filtersäulen ($d_i = 26 \text{ mm}$) bestanden in Anlehnung an das DWA-A 262 aus einer 0,6 m hohen Filterschicht (Sand 0/2 mm) und einer 0,25 m hohen Drainageschicht (Kies 4/8 mm, Abbildung 4.63A). Zur Vermeidung von Auskolkung bei der Beschickung wurde über dem Filtersand eine 50 mm hohe Kiesschicht (4/8 mm) angelegt. Der Filtersand wurde vor dem Einbau gewaschen und mit einem Rotationsprobenteiler (PT100, Retsch GmbH) in sechs gleiche Teilmengen geteilt.

Der Sand wies eine homogene Struktur im Mittelkornbereich auf, mit geringem Feinkornanteil und entsprach den Anforderungen des DWA-A 262 mit $d_{10} > 0,2 \text{ mm}$, $U = 3,1$, $k_{fA} = 6,8 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ (Abbildung 4.63B). Zur Minimierung der Algenbildung wurden die Filtersäulen und die zum Auffangen des gereinigten Abwassers eingesetzten Glasflaschen mit Aluminiumfolie abgeklebt.

Die Beschickung der Säulen fand werktags mit mechanisch vorgereinigtem kommunalem Abwasser der KA Dresden-Kaditz statt (Absetzzeit: 2 – 3 h), ggf. nach Aufstockung mit $\text{NH}_4\text{-N}$ (Ansatz: 2 g/l, Merck KGaA, Darmstadt) und Natriumsulfid (Na_2S , Ansatz: 2 g Sulfid/l, Merck KGaA, Darmstadt). Die aufzustockende $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht war von der im Abwasser enthaltenen $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht und dem Belastungsziel abhängig. Die sich aus den Dosiermengen (Abwasser, $\text{NH}_4\text{-N}$, Sulfid) zwischen den Säulen ergebenden Mengenunterschiede wurden mit Leitungswasser ausgeglichen. Jeweils die Säulen 1 – 4 sowie die Säulen 5 und 6 wurden mit gleicher hydraulischer Belastung betrieben (Tabelle 4.27). S1 diente dabei als Referenzsäule, S2 wurde mit $\text{NH}_4\text{-N}$ aufgestockt, bei den übrigen Säulen wurde zusätzlich zum $\text{NH}_4\text{-N}$ Sulfid dosiert (Tabelle 4.28).

Die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Frachten der Säulen 2 – 4 wurden wöchentlich geändert. Die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Flächenbelastung der Säulen 2 und 3 waren gleich hoch, Säule 4 erhielt die doppelte Fracht von S2 und S3. Die Sulfidbelastung wurde alle 4 Wochen erhöht. Die Sulfidfrachten entsprachen dem 25-%-, 50-%- und dem 85-%-Perzentil sowie dem Mittelwert der an der KA Kanuheim Lübbenau erhobenen Daten. Säule 5 wurde mit konstanter Sulfidbelastung und ansteigender $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht, Säule 6 mit konstanter $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht und ansteigender Sulfidfracht betrieben.

Tabelle 4.27: Betriebsbedingungen der Bodenfiltersäulen

Parameter	Säule 1 (S1)	Säule 2 (S2)	Säule 3 (S3)	Säule 4 (S4)	Säule 5 (S5)	Säule 6 (S6)
Ziel	Referenz	$\text{NO}_2\text{-N}$ -Bildung bei hoher $\text{NH}_4\text{-N}$ -Belastung	$\text{NO}_2\text{-N}$ -Bildung bei hoher $\text{NH}_4\text{-N}$ - und Sulfid-Belastung	$\text{NO}_2\text{-N}$ -Bildung bei Verdoppelung der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Belastung von S3 bei gleicher Sulfid-Belastung wie S3	$\text{NO}_2\text{-N}$ -Bildung bei steigender $\text{NH}_4\text{-N}$ - und konstanter Sulfid-Belastung	$\text{NO}_2\text{-N}$ -Bildung bei konstanter $\text{NH}_4\text{-N}$ - und steigender Sulfid-Belastung
Dosierung	Abwasser	Abwasser	Abwasser	Abwasser	Abwasser	Abwasser
	Leitungswasser	Leitungswasser	Leitungswasser	Leitungswasser	Leitungswasser	Leitungswasser
	-	$\text{NH}_4\text{-N}$	$\text{NH}_4\text{-N}$	$\text{NH}_4\text{-N}$	$\text{NH}_4\text{-N}$	$\text{NH}_4\text{-N}$
	-	-	Sulfid	Sulfid	Sulfid	Sulfid
Versuchsbedingungen	-	gleiche $\text{NH}_4\text{-N}$ -Belastung		-	-	-
	-	-	gleiche Sulfidbelastung		-	-
	gleiche CSB-Belastung				gleiche CSB-Belastung	
	gleiche hydraulische Belastung				gleiche hydraulische Belastung	
Wochengang	wöchentliche Änderung der hydraulischen Belastung, der CSB- und $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht				wöchentliche Änderung der CSB-Fracht	

Tabelle 4.28: Wesentliche Betriebs- und Belastungsparameter von S1 – S6

Parameter	Einheit	Säule 1 (S1)	Säule 2 (S2)	Säule 3 (S3)	Säule 4 (S4)	Säule 5 (S5)	Säule 6 (S6)
		Referenz	variierende B_{A,NH_4-N}	B_{A,NH_4-N} wie S2 steigende $B_{A,Sulfid}$	2 · B_{A,NH_4-N} von S3 $B_{A,Sulfid}$ wie S3	steigende B_{A,NH_4-N} konstante $B_{A,Sulfid}$	konstante B_{A,NH_4-N} steigende $B_{A,Sulfid}$
Q_d	[ml/d]	34 (17 – 57)	34 (17 – 57)	34 (17 – 57)	34 (17 – 57)	33 (konstant)	33 (konstant)
q_A	[l/m ² /d]	75 (38 – 129)	75 (38 – 129)	75 (38 – 129)	75 (38 – 129)	73 (konstant)	73 (konstant)
B_{A,NH_4-N}	[g/m ² /d]	2,7 (0,9 – 6,8)	6,8 (3,4 – 12)	6,8 (3,4 – 12)	13,5 (7,0 – 24)	10,4 (6,4 – 15,3) (6,8 für 6 Wo.) (10,2 für 5 Wo.) (15,3 für 5 Wo.)	6,8 (6,4 – 7,2)
$C(NH_4-N)$	[mg/l]	36 (10 – 60)	92 (64 – 135)	92 (64 – 135)	185 (128 – 270)	143 (88 – 209)	93 (87 – 99)
$B_{A,Sulfid}$	[g/m ² /d]	-	-	2,5 (1,0 – 4,2) (1,0 für 4 Wo.) (2,0 für 4 Wo.) (2,9 für 4 Wo.) (3,5 für 4 Wo.)	2,5 (1,0 – 4,2) (1,0 für 4 Wo.) (2,0 für 4 Wo.) (2,9 für 4 Wo.) (3,5 für 4 Wo.)	2,6 (2,4 – 2,7)	2,5 (1,0 – 4,2) (1,0 für 4 Wo.) (2,0 für 4 Wo.) (2,9 für 4 Wo.) (3,5 für 4 Wo.)
$C(Sulfid)$	[mg/l]	-	-	34 (14 – 80)	34 (14 – 80)	35 (32 – 37)	34 (13 – 58)

Sowohl aus den Zulauf-, als auch aus den Ablaufproben wurden Wochenmischproben gebildet (Tabelle 4.29).

Tabelle 4.29: Analyseplan Bodenfiltersäulenversuche (Analysemethoden vgl. Anhang A)

Parameter	Zulauf	Zulauf	S1	S2	S3	S4	S5	S6
	SP	WMP	WMP	WMP	WMP	WMP	WMP	WMP
Laboranalysen	CSB _{hom}	-	x	x	x	x	x	x
	CSB _{mf}	-	x	-	-	-	-	-
	BSB ₅	-	x	-	-	-	-	-
	TKN	-	x	-	-	-	-	-
	NH ₄ -N	x	x	x	x	x	x	x
	NO ₃ -N	-	-	x	x	x	x	x
	NO ₂ -N	-	-	x	x	x	x	x
	oPO ₄	-	x	x	x	x	x	x
	AFS	-	x	-	-	-	-	-
	SO ₄ ²⁻	-	x	-	-	-	-	-
	Sulfid	-	x	x	x	x	x	x
pH-Wert	x	x	x	x	x	x	x	

SP ... Analyse aus dem für die jeweilige Woche eingesetzten Abwasser zur Bestimmung der NH₄-N-Aufstockung

WMP ... Analyse aus der Wochenmischprobe

Der Betrieb der Säulen 3, 4, 6 gliederte sich in Abhängigkeit der Sulfidflächenbelastung in 4, der von S5 in Abhängigkeit der NH₄-N-Flächenbeschickung in 3 Phasen (Tabelle 4.28). Jede Säule wurde im Versuchszeitraum mit jeweils rd. 2,5 l Abwasser (inkl. Zuschlagmengen) beaufschlagt. Die Volumenbilanz (abgezogenes/dosiertes Volumen) weist ein säulenspezifisches Defizit von 60 – 115 ml, entsprechend 3,1 – 4,5 %, bezogen auf das zugeführte Volumen auf, das auf Fehler beim Dosieren bzw. Auswiegen der dosierten und abgezogenen Mengen und den partiellen Rückhalt von Abwasser in den Säulen sowie auf Verdunstungsverluste zurückzuführen ist.

Die mit dem Abwasser zugeführte CSB-Fracht war in S1 – S4 sowie in S5 und S6 identisch. Durch die Dosierung von Sulfid in S3 – S6 wurden die CSB-Frachten entsprechend erhöht, so dass in S1 und S2, in S3 und S4 sowie in S5 und S6 vergleichbare Bedingungen vorlagen (Tabelle 4.30, Anhang

W – Abbildung W.1). Die Sulfidflächenbelastung war in S3, S4 und S6 gleich hoch, Konzentrationsunterschiede ergeben sich aus der unterschiedlichen hydraulischen Belastung von S6 im Vergleich zu S3 und S4 (Tabelle 4.28, Abbildung 4.64, Abbildung 4.65).

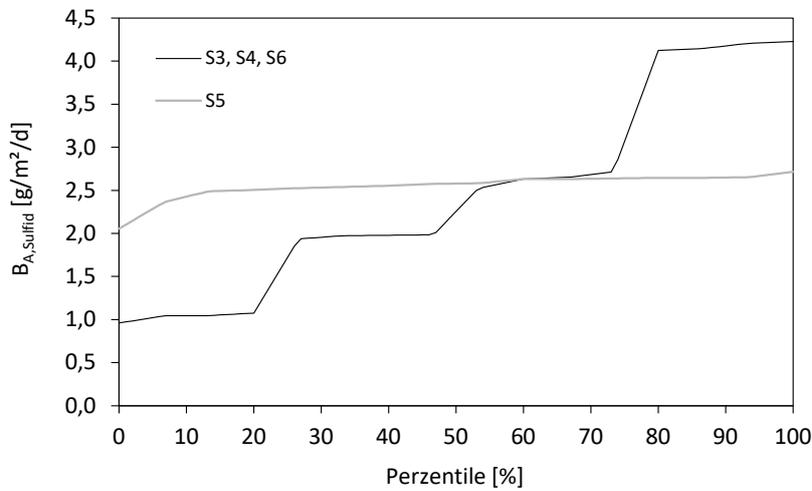


Abbildung 4.64: Sulfidflächenbelastung in S3 – S6

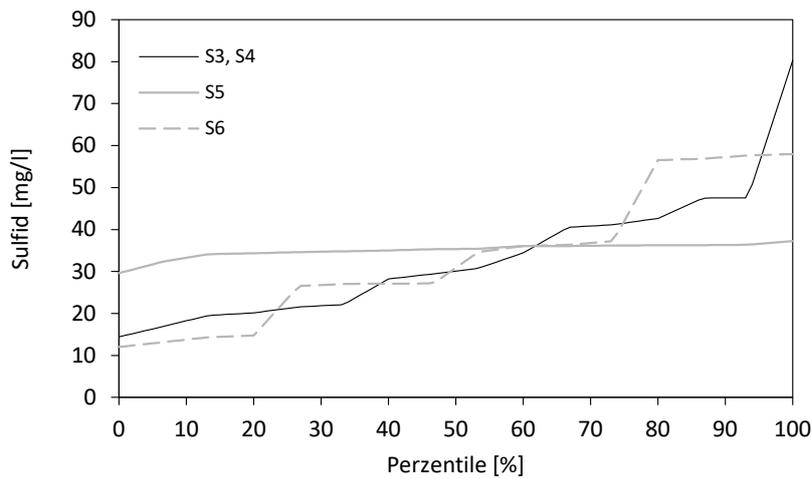


Abbildung 4.65: Sulfidkonzentrationen im Zulauf von S3 – S6

4.3.6.2 Beeinflussung der Eliminationsleistung durch Sulfid und freies Ammoniak

CSB-Elimination

Die CSB-Elimination wurde durch die Dosierung von $\text{NH}_4\text{-N}$ und Sulfid beeinflusst. Die Gesamtwirkungsgrade der Säulen sind zwar miteinander vergleichbar, allerdings zeigen sich Unterschiede bei Differenzierung der eliminierten Frachten in Sulfid-CSB und Abwasser-CSB (Tabelle 4.30, Anhang W –Abbildung W.2, Abbildung W.3). Da das Sulfid in den Abläufen von S3 – S6 unterhalb der Nachweisgrenze lag, kann der Wirkungsgrad für die Elimination des mit dem Abwasser zugeführten CSB als Differenz zwischen eliminiertes Gesamtfracht und dem CSB für die Sulfidoxidation berechnet werden.

Der Wirkungsgrad für die Oxidation der Abwasserinhaltsstoffe ist in S1 mit 81 % am höchsten, sinkt in S2 auf 74 % und bleibt in S3 – S6 bei rd. 70 % stabil. Die CSB-Elimination sinkt damit sowohl infolge der Dosierung von $\text{NH}_4\text{-N}$ (S2) als auch infolge der Dosierung von Sulfid (S3 – S6), entweder durch Sauerstoffkonkurrenz oder Hemmung durch Ammoniak bzw. Sulfid. Gegenüber der Referenzsäule sinkt der CSB-Wirkungsgrad um 7 %-Punkte bei Verdoppelung der Stickstofffracht (S2) und zusätzlich um 5 %-Punkte unter Sulfideinfluss (S3).

Die weitere Erhöhung der Stickstofffracht (S4) führte zu keiner Änderung der CSB-Oxidationsrate, allerdings waren die nitrifizierten Frachten in den Säulen miteinander vergleichbar, so dass die Höhe der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht in S3 – S6 nicht für die CSB-Oxidation maßgebend ist. Die Korrelation von gemessener CSB-Ablaufkonzentration und berechneter, eliminiertes $\text{CSB}_{\text{Abwasser}}$ -Fracht in S1 – S4 weist auf eine gehemmte CSB-Elimination hin (Abbildung 4.66). Die Abweichung zu S5 und S6 ergibt sich aus der unterschiedlichen $\text{CSB}_{\text{Abwasser}}$ -Flächenbelastung.

Tabelle 4.30: CSB-Flächenbelastung und CSB-Elimination in S1 – S6

Parameter	Einheit	S1	S2	S3	S4	S5	S6	
$B_{A,\text{CSBhom}}$	Gesamt	[g/m ² /d]	8,2	8,2	13,1	13,1	11,6	11,4
	Abwasser	[g/m ² /d]	8,2	8,2	8,2	8,2	6,5	6,5
	Sulfid	[g/m ² /d]	-	-	4,9	4,9	5,2	4,9
$\text{CSB}_{\text{eliminiert}}$	Gesamt	[g/m ² /d]	6,6	6,1	10,5	10,6	9,6	9,5
	Abwasser	[g/m ² /d]	6,6	6,1	5,6	5,7	4,5	4,6
	Sulfid	[g/m ² /d]	-	-	4,9	4,9	5,1	5,1
	Gesamt	[%]	81	74	80	81	83	83
	Abwasser	[%]	81	74	69	70	69	71
Sulfid	[%]	-	-	> 99	> 99	> 99	> 99	
$C_{\text{CSB,Zulauf,gew}}$	[mg/l]	106	107	175	175	159	156	
$C_{\text{CSB,Ablauf}}$	[mg/l]	22,8	27,5	34,7	32,6	27,9	28,4	

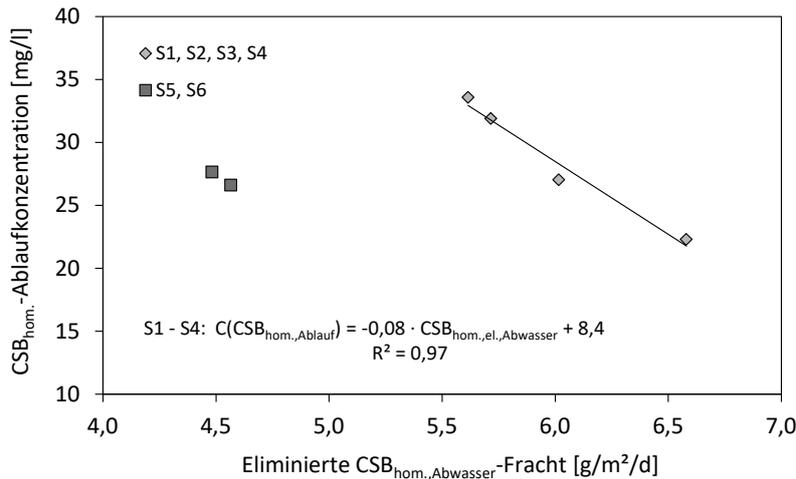


Abbildung 4.66: Korrelation zwischen eliminiertes CSB_{Abwasser}-Fracht und CSB-Konzentration im Ablauf der Säulen (Mittelwerte)

Stickstoffelimination – Bilanzierung

Bei der Erstellung der Stickstoffbilanz⁸⁴ (Tabelle 4.33) wurden ad- und desorbierte NH₄-N-Frachten im Bodenkörper berücksichtigt. Generell war die Bilanzlücke (Sorption + Denitrifikation, vgl. Abschnitt 4.3.5.5) mit max. 9 % (S6) gering (S1 = 4,5 %, S2 = 6,6 %, S3 = 3,7 %, S4 = 5,7 %, S5 = 5,3 %, S6 = 8,6 %). Unter Berücksichtigung der im Versuchsverlauf dauerhaft gespeicherten, nicht remobilisierten NH₄-N-Fracht, ist der Einfluss von Denitrifikationsvorgängen vernachlässigbar. Vier Wochen nach Inbetriebnahme wurde die Sorption im Wesentlichen durch die Änderung der NH₄-N-Zulaufkonzentration beeinflusst. Dieser Zusammenhang ist an S1 – S4 nachweisbar⁸⁵, an S5 und S6 aufgrund der konstanten NH₄-N-Konzentrationen im Zulauf (S6) bzw. der stufenweise Erhöhung der NH₄-N-Konzentration (S5) dagegen nicht (Abbildung 4.67).

Bei Vernachlässigung der Denitrifikation kann der Einfluss von Sorptionsprozessen auf die für die Nitrifikation verfügbare Fracht durch Addition der Bilanzlücke zur zugeführten Fracht gemindert werden (Abbildung 4.68, Anhang W – Abbildung W.4). Ohne Korrektur der Zulauffracht sind Zusammenhänge zwischen Zulauffracht und eliminiertes bzw. nitrifizierter Fracht schwächer (Tabelle 4.31, Tabelle 4.32).

⁸⁴ Korrigierte TKN-Zulauffracht: $B_{d,TKN,Zu,korr.} = B_{d,TKN,Zu} + B_{d,DN+Sorp.}$
TKN-Elimination: $B_{d,TKN,el.} = B_{d,TKN,Zu,korr.} - B_{d,TKN,Ablauf}$
 Differenz zwischen zugeführter TKN-Fracht und entlasteter TKN-Fracht.
Nitrifizierte TKN-Fracht: $B_{d,N,nitrifiziert} = B_{d,TKN,Zu,korr.} - (B_{d,TKN,Ablauf} + X_{org,N,BM})$
 Differenz aus zugeführtem TKN und der Summe aus entlastetem TKN und dem für den Biomasseaufbau erforderlichen Stickstoff.
Denitrifikation + Sorption: $B_{d,DN+Sorp.} = B_{d,N,ges.,Zu} - (B_{d,N,ges.,Ablauf} + X_{org,N,BM})$
 Differenz aus zugeführtem N_{ges.} und der Summe aus entlastetem N_{ges.} und dem für den Biomasseaufbau erforderlichen Stickstoff.
Stickstoff-Inkorporation: $X_{org,N,BM} = 0,025 \cdot B_{d,CSBhom.,Zu}$
 Summe aus dem N-Bedarf der Biomasse für den CSB-Abbau und dem N-Bedarf für das Pflanzenwachstum.
 Vereinfachte Berechnung des N-Bedarfs für den CSB-Abbau nach ATV-DVWK-A 131 (2000) mit 0,02 bis 0,025 · C_{CSB,ZB}.

⁸⁵ S1: $NH_4-N_{Sorp.} = 0,03 \cdot \Delta NH_4-N \text{ [mg/l]} + 0,52, (R^2 = 0,72), [g/m^3_{BF}/mg NH_4-N_{zugef\u00fchrt}]$
 S2: $NH_4-N_{Sorp.} = 0,03 \cdot \Delta NH_4-N \text{ [mg/l]} + 0,52, (R^2 = 0,72), [g/m^3_{BF}/mg NH_4-N_{zugef\u00fchrt}]$
 S4: $NH_4-N_{Sorp.} = 0,02 \cdot \Delta NH_4-N \text{ [mg/l]} + 0,35, (R^2 = 0,71), [g/m^3_{BF}/mg NH_4-N_{zugef\u00fchrt}]$

Für S5 war ungeachtet der Korrektur kein Nachweis möglich. Bis etwa $B_{A,TKN} = 7 \text{ g/m}^2/\text{d}$ steigt die TKN-Elimination an, bleibt bis $13 \text{ g/m}^2/\text{d}$ stabil und sinkt anschließend (Anhang W – Abbildung W.6). Der an S6 festgestellte Offset ist wahrscheinlich auf die gleichförmige Belastung zurückzuführen.

Tabelle 4.31: Beeinflussung der TKN-Elimination mit ($TKN_{el,korr.}$) und ohne ($TKN_{el.}$) Berücksichtigung der NH_4 -N-Sorption bei der Ermittlung der TKN-Zulaufkraft

Parameter	Einheit	S1	S2	S3	S4	S5	S6
$TKN_{el.}$	[g/m ² /d]	= 0,83 · $B_{A,TKN}$	= 0,47 · $B_{A,TKN}$	= 0,43 · $B_{A,TKN}$	= 0,22 · $B_{A,TKN}$	= 0,26 · $B_{A,TKN}$	= 1,15 · $B_{A,TKN} - 5,1$
R ²	[-]	0,61	0,62	0,62	0,56	-	0,31
$TKN_{el,korr.}$	[g/m ² /d]	= 0,93 · $B_{A,TKN}$	= 0,55 · $B_{A,TKN}$	= 0,49 · $B_{A,TKN}$	= 0,25 · $B_{A,TKN}$	= 0,29 · $B_{A,TKN}$	= 0,88 · $B_{A,TKN} - 2,9$
R ²	[-]	0,99	0,90	0,94	0,89	-	0,94

Tabelle 4.32: Beeinflussung der nitrifizierten Fracht mit ($TKN_{nitrif,korr.}$) und ohne ($TKN_{nitrif.}$) Berücksichtigung der NH_4 -N-Sorption bei der Ermittlung der TKN-Zulaufkraft

Parameter	Einheit	S1	S2	S3	S4	S5	S6
$TKN_{nitrif.}$	[g/m ² /d]	= 0,75 · $B_{A,TKN}$	= 0,44 · $B_{A,TKN}$	= 0,38 · $B_{A,TKN}$	= 0,19 · $B_{A,TKN}$	= 0,24 · $B_{A,TKN}$	= 1,04 · $B_{A,TKN} - 4,6$
R ²	[-]	0,51	0,62	0,58	0,51	-	0,28
$TKN_{nitrif,korr.}$	[g/m ² /d]	= 0,85 · $B_{A,TKN}$	= 0,51 · $B_{A,TKN}$	= 0,44 · $B_{A,TKN}$	= 0,23 · $B_{A,TKN}$	= 0,26 · $B_{A,TKN}$	= 0,83 · $B_{A,TKN} - 2,9$
R ²	[-]	0,97	0,91	0,94	0,84	-	0,92

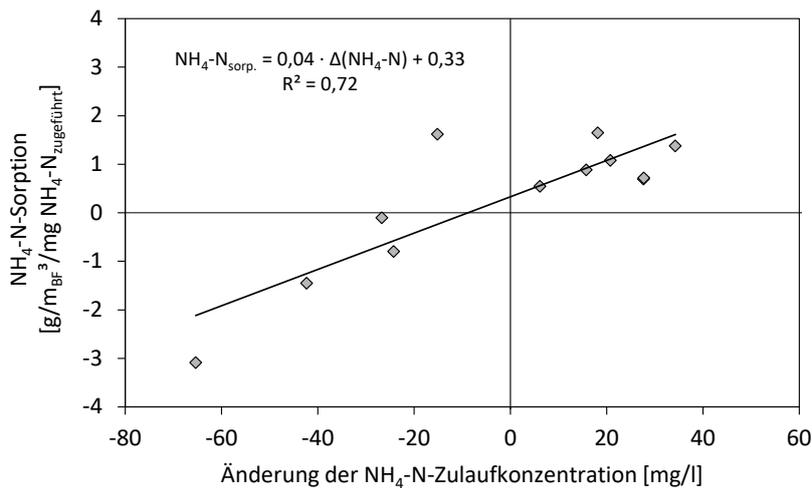


Abbildung 4.67: Einfluss der Änderung der NH_4 -N-Zulaufkonzentration auf Ad- und Desorption von NH_4 -N im Filterbett am Beispiel von S3

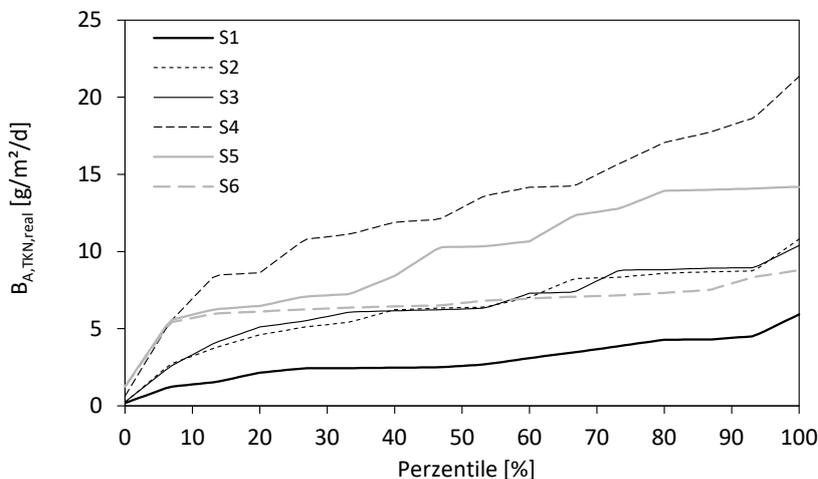


Abbildung 4.68: TKN-Flächenbelastung unter Berücksichtigung von Sorptionsprozessen

Im Mittel wurden 3 g N/m²/d pro Säule eliminiert und rd. 2,5 – 2,8 g N/m²/d nitrifiziert (Abbildung 4.69, Anhang W – Abbildung W.5). Maximale Nitrifikationsraten lagen in S1 und S2 bei 4,6 bzw. 4,7 g/m²/d. In S3 – S6 traten ungeachtet z. T. höherer Stickstoffzulauffrachten geringere Maximalwerte auf. Die in S3 und S4 nitrifizierten Frachten waren gleich, ungeachtet der in S4 doppelt so hohen Stickstoffflächenbelastung wie in S3⁸⁶.

Tabelle 4.33: Stickstoffbilanz für S1 – S6

Parameter	Einheit	S1	S2	S3	S4	S5	S6
B _{A,TKN}	[g/m ² /d]	2,9	6,3	6,4	12,6	9,7	6,5
TKN _{eliminiert}	[g/m ² /d]	2,7	3,0	2,9	2,9	2,8	2,9
TKN _{nitrifiziert}	[g/m ² /d]	2,5	2,8	2,6	2,6	2,5	2,6
NO ₃ -N _{Ablauf}	[g/m ² /d]	2,5	2,4	1,0	0,8	0,7	0,9
NO ₂ -N _{Ablauf}	[g/m ² /d]	0,0	0,5	1,6	1,8	1,7	1,7
NH ₄ -N _{Ablauf}	[g/m ² /d]	0,1	3,2	3,4	9,6	6,9	3,5
X _{org,N,BM}	[g/m ² /d]	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3
TKN _{Ablauf}	[g/m ² /d]	0,2	3,3	3,5	9,7	6,9	3,6
TKN _{eliminiert}	[% TKN _{Zu}]	92	48	45	23	29	45
TKN _{nitrifiziert}	[% TKN _{Zu}]	85	45	40	20	25	40
NO ₃ -N _{nitrifiziert}	[% TKN _{nitrifiziert}]	99	84	39	31	30	36
NO ₂ -N _{nitrifiziert}	[% TKN _{nitrifiziert}]	0,6	16	61	69	70	64
X _{org,N,BM}	[% TKN _{Zu}]	6,9	3,2	4,7	2,4	3,1	4,6
TKN _{Ablauf}	[% TKN _{Zu}]	6,9	52	55	77	71	55
NH ₄ -N _{Zulauf}	[mg/l]	36,5	92,0	88,1	177	143	92,6
NO ₃ -N _{Ablauf}	[mg/l]	34,2	34,6	14,4	11,3	10,5	13,0
NO ₂ -N _{Ablauf}	[mg/l]	0,2	5,9	22,6	25,0	24,1	23,4
NH ₄ -N _{Zulauf}	[mg/l]	1,6	42,5	46,2	131	95,9	49,1

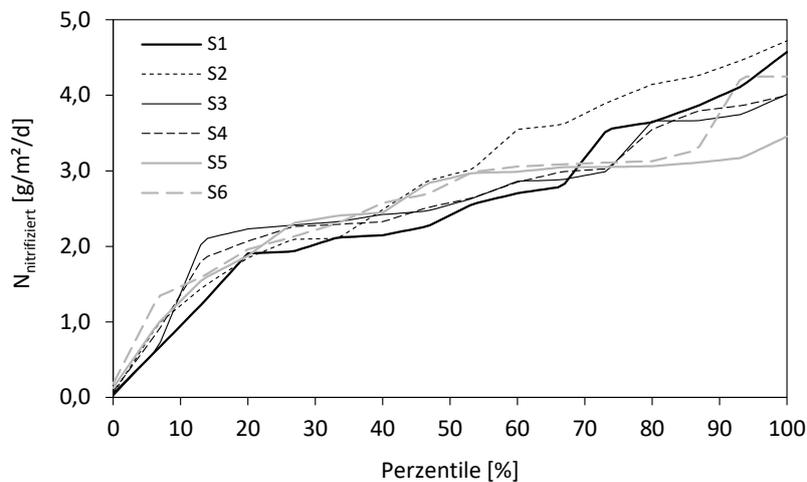


Abbildung 4.69: Nitrifikationsleistung in S1 – S6

Nitrifikationshemmung

Eine vollständige TKN-Elimination mit weitgehender Nitrifikation wurde ausschließlich in S1 (85 % bezogen auf TKN_{zugeführt}) erreicht (Tabelle 4.33). In S2 mit rd. doppelt so hoher Flächenbelastung ging der Wirkungsgrad auf < 50 % zurück, während die nitrifizierte Frachten im Mittel und im Maximum gleich blieben. Die unter Sulfideinfluss betriebenen Säulen 3 – 6 weisen im Vergleich zu S2 eine i. M. um 8 – 13 % bzw. 0,2 – 0,4 g/m²/d geminderte Nitrifikationsleistung auf, d. h.

⁸⁶ $N_{\text{nitrif.,S4}} = 1,00 \cdot N_{\text{nitrif.,S3}}$ [g/m²/d] ($R^2 = 0,96$)

eine Hemmung der Ammoniumoxidation durch Sulfid. Die relativ geringe Spannbreite ist auf die gleichmäßige Sulfiddosierung zurückzuführen.

Bei weitgehend konstanter Stickstoffzulaufkraft (S6) ist die Ammoniumoxidation bzw. der Anteil des nitrifizierten Stickstoffs ($\text{NO}_x\text{-N}$) von der Sulfidkonzentration abhängig (Abbildung 4.70). Die Vervierfachung der Sulfidkonzentration reduzierte die Nitrifikationsrate i. M. um 30 %. Die Höhe der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht beeinflusst bei konstanter Sulfidbelastung nicht den Anteil des nitrifizierten Stickstoffs (S5).

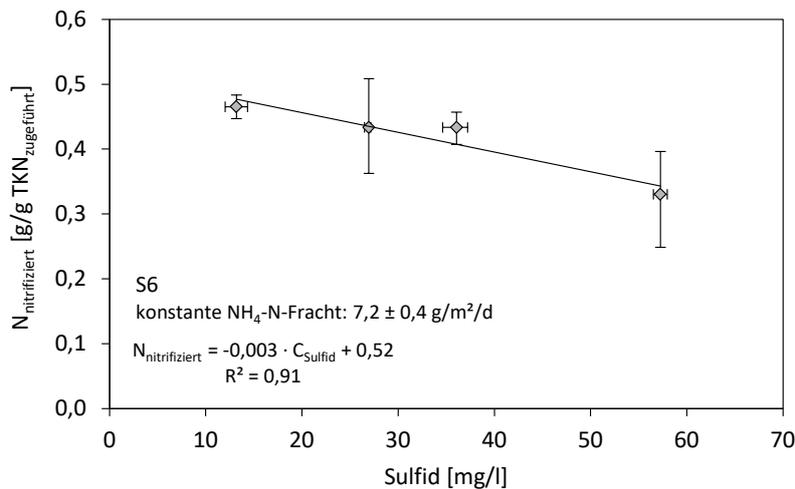


Abbildung 4.70: Beeinflussung der Ammoniumoxidation durch Sulfid in S6

Aufgrund der ähnlichen (S2 – S3) bzw. identischen Nitrifikationsleistung (S3 – S4) korrelieren die $\text{NO}_x\text{-N}$ -Konzentrationen im Ablauf weitgehend. Die $\text{NO}_3\text{-N}$ - und $\text{NO}_2\text{-N}$ -Anteile unterscheiden sich in den Säulen mit Sulfiddosierung von denen ohne Hemmstoff (Abbildung 4.71, Abbildung 4.72, Tabelle 4.33). In S1 lagen i. M. $0,2 \pm 0,6$ mg $\text{NO}_2\text{-N/l}$ vor, in S2 i. M. $5,9 \pm 6,6$ mg $\text{NO}_2\text{-N/l}$. Die $\text{NO}_2\text{-N}$ -Konzentrationen in den mit Sulfid beaufschlagten Säulen lagen i. M. zwischen $22 \pm 9,8$ mg $\text{NO}_2\text{-N/l}$ (S3) und 25 ± 13 mg $\text{NO}_2\text{-N/l}$ (S4). Entsprechend hoch waren die $\text{NO}_3\text{-N}$ -Konzentrationen in S1 und S2 (34 ± 14 mg $\text{NO}_3\text{-N/l}$ (S1), 35 ± 22 mg $\text{NO}_3\text{-N/l}$ (S2)) bzw. niedrig in S3 – S6 ($10 \pm 5,4$ mg $\text{NO}_3\text{-N/l}$ (S5) bis $15 \pm 9,0$ mg $\text{NO}_3\text{-N/l}$ (S3)).

Die pH-Werte sanken im Versuchsverlauf, am stärksten in S2. In S1 lag der mittlere pH-Wert bei $7,1 \pm 0,6$, in S2 bei $5,4 \pm 1,4$. Die pH-Werte in S3 – S6 waren i. M. höher als in S2⁸⁷. Eine Beeinflussung der Nitrit- und Nitratbildung war in S1, S2, S3 und S6 nicht nachweisbar. In S4 und S5 bestanden Korrelationen zwischen pH-Wert und $\text{NO}_3\text{-N}$ -Bildung⁸⁸. Allerdings stiegen Sulfidkonzentrationen und Sulfidflächenbelastung im Versuchsverlauf an, so dass eine scheinbare Korrelation zwischen Sulfid und pH-Wert entsteht⁸⁹, die Zusammenhänge zwischen pH-Wert und

⁸⁷ $\text{pH}_{\text{S3}} = 6,4 \pm 1,0$, $\text{pH}_{\text{S4}} = 6,0 \pm 1,2$, $\text{pH}_{\text{S5}} = 5,6 \pm 1,2$, $\text{pH}_{\text{S6}} = 5,8 \pm 1,1$

⁸⁸ S4: $\text{NO}_3\text{-N}/\text{TKN}_{\text{zugeführt}} = 0,03 \cdot \text{pH} - 0,11$ ($R^2 = 0,57$)

S5: $\text{NO}_3\text{-N}/\text{TKN}_{\text{zugeführt}} = 0,06 \cdot \text{pH} - 0,23$ ($R^2 = 0,78$)

⁸⁹ S3: $C(\text{Sulfid}) = -10,3 \cdot \text{pH} + 98$ ($R^2 = 0,78$)

S4: $C(\text{Sulfid}) = -8,8 \cdot \text{pH} + 85$ ($R^2 = 0,81$)

S6: $C(\text{Sulfid}) = -13,8 \cdot \text{pH} + 113$ ($R^2 = 0,75$)

Nitrifikation nahelegt. Da in S2, ohne Sulfiddosierung, kein Zusammenhang zwischen Nitrifikation und pH-Wert bestand, ist eine dauerhafte Beeinflussung der Ergebnisse durch niedrige pH-Werte unwahrscheinlich. Darüber hinaus lagen hohe $\text{NO}_2\text{-N}$ -Konzentrationen in S3, S4, S5 und S6 ab der 3. Woche nach Versuchsbeginn vor, in der die pH-Werte oberhalb von 7 lagen. Im gleichen Zeitraum stiegen die $\text{NO}_3\text{-N}$ -Konzentrationen in S1 und S2 auf $> 30 \text{ mg NO}_3\text{-N/l}$.

Sowohl bei konstanter $\text{NH}_4\text{-N}$ -Zulaufkraft (S6) als auch bei konstanter Sulfidbelastung (S5) blieb die Nitritbildung stabil bei $0,65 \pm 0,06 \text{ g NO}_2\text{-N/g TKN}_{\text{nitrif.}}$ (S6) bzw. bei $0,72 \pm 0,10 \text{ g NO}_2\text{-N/g TKN}_{\text{nitrif.}}$ (S5). Bei wechselnden Belastungsverhältnissen (S3, S4) streute die Nitritbildung stärker mit $0,62 \pm 0,13 \text{ g NO}_2\text{-N/g TKN}_{\text{nitrif.}}$ (S3) bzw. $0,70 \pm 0,16 \text{ g NO}_2\text{-N/g TKN}_{\text{nitrif.}}$ (S4).

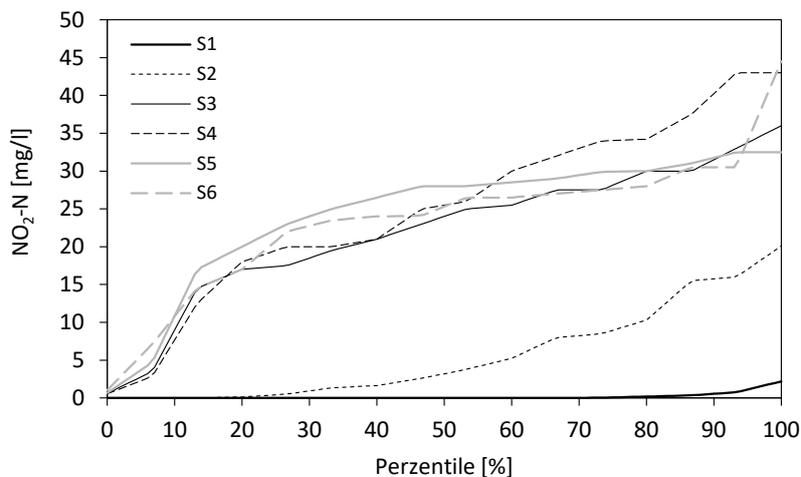


Abbildung 4.71: $\text{NO}_2\text{-N}$ -Konzentrationen in S1 – S6

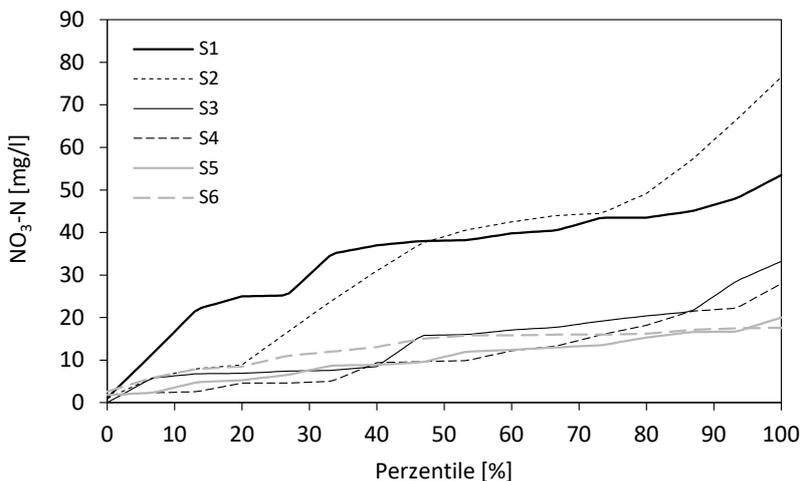


Abbildung 4.72: $\text{NO}_3\text{-N}$ -Konzentrationen in S1 – S6

Die in S3 und S4 auftretenden $\text{NO}_2\text{-N}$ - und $\text{NO}_3\text{-N}$ -Konzentrationen und -Frachten sind zwar i. M. gleich, zeigen aber einen unterschiedlichen Verlauf. Die $\text{NO}_2\text{-N}$ - und $\text{NO}_3\text{-N}$ -Konzentrationen in S3 korrelieren nicht mit denen aus S4, obwohl sich aufgrund der ähnlichen Nitrifikationsleistung die $\text{NH}_4\text{-N}$ - und korrespondierend dazu, die $\text{NO}_x\text{-N}$ -Konzentrationen gleich verhalten⁹⁰.

⁹⁰ $C(\text{NH}_4\text{-N}_{\text{S4}}) = 2,75 \cdot C(\text{NH}_4\text{-N}_{\text{S3}})$ ($R^2 = 0,87$)

$C(\text{NO}_x\text{-N}_{\text{S4}}) = 0,99 \cdot C(\text{NO}_x\text{-N}_{\text{S3}})$ ($R^2 = 0,96$)

In S3 besteht kein belastbarer Zusammenhang zwischen steigender Nitritbildung und steigender Sulfidkonzentration für die Einzelwerte und eine Tendenz für die mittlere Belastung in den einzelnen Versuchsphasen. In S4 tritt diese Tendenz deutlicher hervor⁹¹ (Abbildung 4.73, Abbildung 4.74).

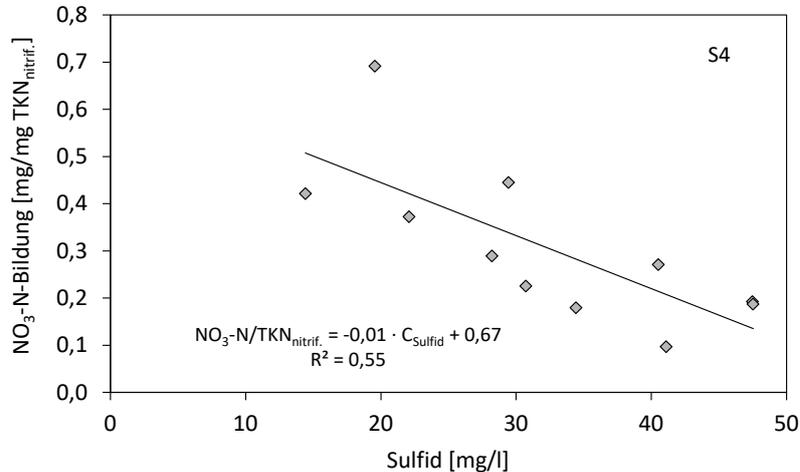


Abbildung 4.73: Beeinflussung der Nitratbildung durch Sulfid in S4

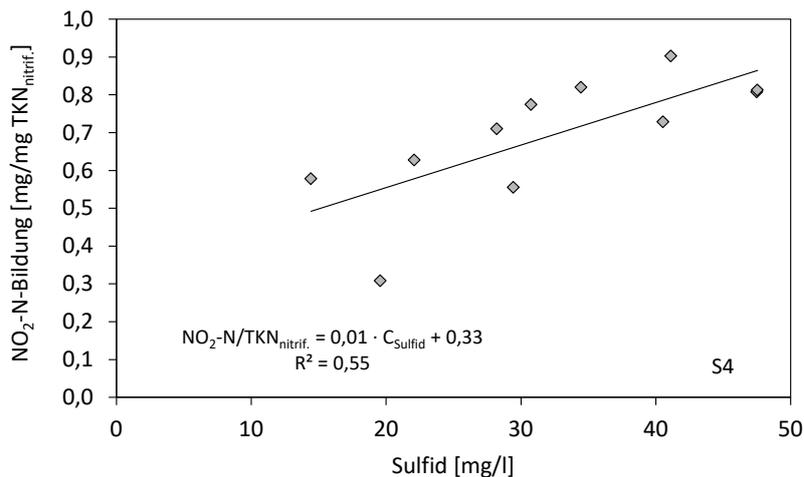


Abbildung 4.74: Beeinflussung der Nitritbildung durch Sulfid in S4

Die Nitritbildungsraten liegen im gleichen Bereich wie die in den ersten beiden Jahren am Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau ermittelten Raten. Die Breite des für die einzelnen Säulen bestimmten Schwankungsbereiches ist von den Betriebsbedingungen abhängig. Bei gleichmäßiger Sulfidbelastung lag die Nitritbildungsrate in S5 bei $0,8 \pm 0,2$ g NO₂-N/g Sulfid_{zugeführt}. Bei variierenden Lastverhältnissen lagen die Nitritbildungsraten:

- in S3 bei $0,8 \pm 0,4$ g NO₂-N/g Sulfid_{zugeführt},
- in S4 bei $0,9 \pm 0,4$ g NO₂-N/g Sulfid_{zugeführt} und
- in S6 bei $0,9 \pm 0,7$ g NO₂-N/g Sulfid_{zugeführt}.

⁹¹ $\text{NO}_3\text{-N}_{\text{S4}} [\text{mg}/\text{mg TKN}_{\text{nitrif.}}] = -0,01 \cdot \text{C}(\text{Sulfid}_{\text{S4}}) + 0,67$ ($R^2 = 0,55$)

$\text{NO}_2\text{-N}_{\text{S4}} [\text{mg}/\text{mg TKN}_{\text{nitrif.}}] = 0,01 \cdot \text{C}(\text{Sulfid}_{\text{S4}}) + 0,33$ ($R^2 = 0,55$)

4.3.6.3 Fazit

Die relativ schlechte Abbildung des Einflusses der Sulfidkonzentration auf die Nitritbildung hat mehrere Ursachen: Zum einen ist die Nitrifikationsleistung auch ohne Sulfid bei höheren $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen (S2) beeinträchtigt, obwohl kein Zusammenhang zum freien NH_3 besteht, zum anderen hemmt Sulfid bereits die Ammoniumoxidation. Auch unter Zugrundlegung der an S2 aufgetretenen Nitritkonzentrationen als Offset für S3 und S4 ergeben sich keine Zusammenhänge. Da sich S3 und S4 im Nitrifikationsverhalten unterscheiden, war dies zu erwarten.

Die Nitritbildung erreichte ein vergleichbares Niveau wie an der KA Kanuheim Lübbenau und bestätigt die vermutete Nitrifikationshemmung. Je höher die Sulfidkonzentration ist, desto höher ist die Nitritbildung. Die Nitritanreicherung ist von einer ggf. vorliegenden Hemmung der Ammoniumoxidation abhängig. Die Höhe der Ammoniumkonzentrationen bzw. des freien Ammoniaks im Zulauf ist bei hohen Sulfidkonzentrationen von untergeordneter Bedeutung. Aufgrund des unterschiedlichen Verhaltens von S3 und S4 ist ein Einfluss der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration nicht ausgeschlossen. Die Verdopplung der Stickstoffflächenbelastung (bzw. der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration) führte bei gleicher frachtbezogener $\text{NO}_x\text{-N}$ -Bildung (Ammoniumoxidation) zu unterschiedlichen $\text{NO}_2\text{-N}/\text{NO}_3\text{-N}$ -Verhältnissen. Da der Flächenumsatz gleich war, ist die Abweichung der $\text{NO}_2\text{-N}/\text{NO}_3\text{-N}$ -Verhältnisse auf die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Zulaufkonzentration zurückzuführen.

Die auf den nitrifizierten Stickstoff ($\text{NO}_x\text{-N}$) bezogene Nitritbildung war in allen Untersuchungsphasen unabhängig von den Belastungsbedingungen vglw. stabil. Ausgenommen davon sind die ersten beiden Wochen, in denen Adsorptionsvorgänge den Haupteliminationspfad für $\text{NH}_4\text{-N}$ darstellten. Belastungswechsel führen zwar zu einer stärkeren Streuung der Nitritkonzentrationen, bei insgesamt ähnlicher Belastung aber zu vergleichbaren Ergebnissen wie unter konstanten Frachtverhältnissen.

4.3.7 Möglichkeiten zur Sulfidentgiftung

Für Anlagen der Ablaufklasse N (TKN-Elimination) ist die Elimination des Sulfids erforderlich, da eine allmähliche Adaptierung aufgrund des dafür erforderlichen Zeitraums für eine Einhaltung der Anforderungen zu lange dauert. Eine einfach zu realisierende Option ist die Sulfidfällung in der Vorbehandlungsanlage, bspw. mit Grünsalz. Die Fällmitteldosierung in die erste Kammer ist zwar im Hinblick auf die Betriebssicherheit vorteilhaft, allerdings bildet sich aufgrund der Verweilzeit in den anderen beiden Kammern erneut Sulfid. Die Fällung in der letzten Kammer ist nicht zu empfehlen (Feststoffabtrieb), so dass als Kompromiss die Dosierung in die zweite Kammer infrage kommt.

Im Praxistest hat sich gezeigt, dass die Sulfidkonzentrationen mit Grünsalz deutlich gesenkt werden können. Allerdings bildet Grünsalz einen schwebenden, schwer absetzbaren Flockenfilter, der in die nachfolgende Kammer verschleppt werden kann und im ungünstigsten Fall auf den Bodenfilter gefördert wird. In Verbindung mit Ausfällungsprozessen kann die Oberfläche des Bodenfilters schnell kolmatieren. Damit ist die Sulfidfällung in einfachen Mehrkammergruben kein Mittel der Wahl. Fällmittel sind nur dann einsetzbar, wenn zusätzlich Substanzen zur Beschwerung des gebildeten Schlammes dosiert werden (z. B. Bentonite) und Ausfällungsprozesse auf bzw. im Filter ausgeschlossen sind und das Funktionieren der Schlammbeschwerung nachgewiesen ist.

Alternativ sind Nitrifikation und Sulfidentgiftung in zweistufig angeordneten Vertikalbodenfiltern möglich. In der ersten Stufe finden Sulfidoxidation und CSB-Elimination statt, in der zweiten Stufe erfolgt die Nitrifikation (Abbildung 4.75). Die Bemessung beider Stufen kann über den jeweiligen abgeminderten Ansatz erfolgen (Abschnitt 4.3.9). Infolge der allmählichen Adaptierung der Nitrifikanten in der ersten Stufe an das Sulfidniveau sinkt die Bedeutung der zweiten Stufe für die Nitrifikation. Mit Inbetriebnahme findet auch in der ersten Stufe eine Teilnitrifikation statt, deren Anteil auf den Flächenbedarf der zweiten Stufe angerechnet werden kann. Für die Bemessung wird das 15-%-Perzentil des Jahres mit der geringsten TKN-Elimination angesetzt (mit Rezirkulation: 50 %, ohne Rezirkulation: 30 %). Der Flächenbedarf der zweiten Stufe einer Anlage mit Rezirkulation liegt damit bei 12 m², die Gesamtfläche bei 38 m^{2,92}. Bei konventioneller Bemessung wird die erste

⁹² Ausgangswerte:

Auslegung:	19 Personen, 6 Monate Betrieb pro Jahr		
Spezifische Bemessungsfrachten:	$b_{d,CSB,85} = 54 \text{ g/P/d}$	$b_{d,TKN,85} = 13 \text{ g/P/d}$	(vgl. Tabelle 3.10)
Bemessungsfrachten (nach Vorklärung):	$B_{d,CSB} = 1.026 \text{ g CSB}_{\text{hom.}}/\text{d}$	$B_{d,TKN} = 247 \text{ g TKN/d}$	
Stickstoffelimination in der 1. Stufe:	50 % mit Rezirkulation (RV 0,3 – 0,5), Betriebsergebnisse der KA Kanuheim Lübbenau		

Flächenbedarf bei abgeminderter Auslegung (vgl. Abschnitt 4.3.9):

Flächenbelastung der einzelnen Stufen:	$B_{A,CSB} = 40 \text{ g/m}^2/\text{d}$	$B_{A,TKN} = 10 \text{ g/m}^2/\text{d}$
Flächenbedarf der 1. Stufe:	$A_{BF,CSB} = 25,65 \text{ m}^2$	
Flächenbedarf der 2. Stufe:	$A_{BF,TKN} = 247 \text{ g TKN/d} \cdot 0,5 / 10 \text{ g TKN/m}^2/\text{d} = 12,35 \text{ m}^2$	

Flächenbedarf bei konventioneller Auslegung:

Flächenbelastung der einzelnen Stufen:	$B_{A,CSB} = 20 \text{ g/m}^2/\text{d}$	$B_{A,TKN} = 10 \text{ g/m}^2/\text{d}$
Flächenbedarf der 1. Stufe:	$A_{BF,CSB} = 51,30 \text{ m}^2$	
Flächenbedarf der 2. Stufe:	$A_{BF,TKN} = 247 \text{ g TKN/d} \cdot 0,5 / 10 \text{ g TKN/m}^2/\text{d} = 12,35 \text{ m}^2$	

Stufe unter den getroffenen Annahmen doppelt so groß wie die abgeminderte erste Stufe, die zweite Stufe genauso groß wie in der abgeminderten Variante. Für die konventionell bemessene erste Stufe wird keine höhere Nitrifikationsleistung angenommen, da Sulfid vor allem aufgrund des Konzentrationsniveaus hemmt (Abschnitt 4.3.6.2).

Auf die Oxidation des gebildeten Nitrits entfällt ein Drittel des für die vollständige Nitrifikation benötigten Sauerstoffbedarfs. Bei der Ermittlung des Flächenbedarfs der zweiten Stufe wurde dies vernachlässigt, da der Nitritanteil im Betriebsverlauf schwer prognostizierbar ist. Grundsätzlich kann diesem Aspekt durch Vergrößerung der Filteroberfläche Rechnung getragen werden. Durch die Rückführung von Nitrit aus dem Zwischenschacht (Abbildung 4.75) in die Vorbehandlungsanlage sinken Nitritbelastung und Sauerstoffbedarf der zweiten Stufe.

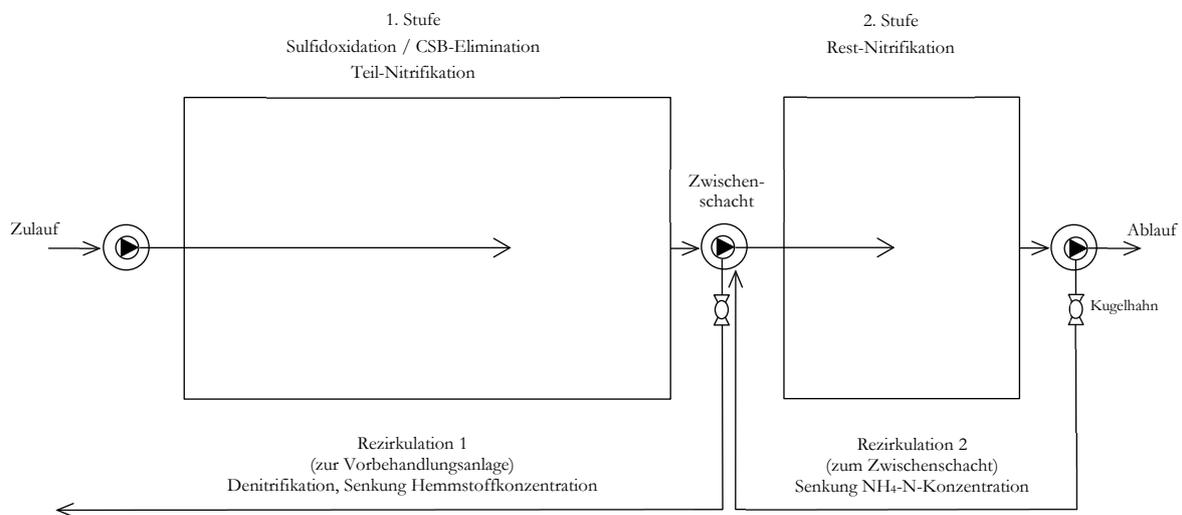


Abbildung 4.75: Zweistufige Bodenfilteranlage zur Einhaltung der Anforderungen an die Nitrifikation bei hohen Sulfidkonzentrationen (vgl. Abbildung 4.55) im Zulauf mit einer möglichen Anordnung der Rezirkulationsleitung(en)

In der Summe liegt die erforderliche Fläche bei Ansatz der für das Kanuheim Lübbenau ermittelten maßgebenden Frachten mit 38 m^2 unter dem Flächenbedarf einer einstufigen, konventionell bemessenen Anlage ohne Sulfidentgiftung ($A_{\text{BF}} = 51 \text{ m}^2$). Bei zweistufiger Bauweise mit Sulfidentgiftung in der ersten Stufe und konventioneller Auslegung liegt der Flächenbedarf bei 64 m^2 .

4.3.8 Einschätzung des Anlagenbetriebs

Überprüfung der Bemessung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

Die Bemessungsfracht wurde auf Grundlage spezifischer Frachten und des Platzangebotes ermittelt, die spezifische Fracht eines Gastes in Anlehnung an die DIN 4261-1 (2010) mit einem halben EW angenommen. Da die Einwohnerwerte im DWA-Regelwerk als 85-%-Perzentile definiert sind [ATV-DVWK-A 198, 2003], ist die Kläranlage formal korrekt auf das 85-%-Frachtperzentil ausgelegt worden. Allerdings ergibt sich bei Ansatz der vor-Ort im Kläranlagenzulauf ermittelten 85-%-Perzentile (Abschnitt 3.4.3, Tabelle 3.10) mit 26 m² ein um rd. 35 % höherer Flächenbedarf.

Die spezifische CSB-Fracht im Rohabwasser⁹³ liegt im 85-%-Perzentil mit rd. 90 g/P/d rd. 25 % unter dem Einwohnerwert des ATV-DVWK-A 198, die spezifische TKN-Fracht im 85-%-Perzentil mit 14 g/P/d zu mehr als 20 % über dem entsprechenden Einwohnerwert. Die Stickstofffracht ist höher als im kommunalen Bereich, die CSB- und BSB₅-Frachten sind niedriger.

Werden die Einwohnerwerte als Mittelwerte angewendet, entspricht die CSB-Fracht eines Gastes rd. 0,6 EW, werden sie gemäß der Definition des DWA-Regelwerkes als 85-%-Perzentile angesetzt, verschiebt sich die CSB-Fracht eines Gastes zu rd. 0,75 EW. Die spezifische Stickstofffracht eines Gastes liegt bei 1 EW (Mittelwertansatz) oder bei der Anwendung der Einwohnerwerte als 85-%-Perzentile bei 1,3 EW. Der Ansatz der pauschalen EGW nach DIN 4261-1 (2010) ist aufgrund der vom kommunalen Abwasser abweichenden Nährstoffverhältnisse nicht möglich.

Die tatsächliche Belastung des Bodenfilters liegt infolge von Denitrifikationsprozessen⁹⁴ in der MKA durch die Rezirkulation oxidiertes Stickstoffverbindungen aus dem Ablauf unter der sich rechnerisch aus den spezifischen 85-%-Perzentilen im Kläranlagenzulauf ergebenden Belastung. Das 85-%-Perzentil der CSB-Flächenbelastung beträgt für den Zeitraum 2010 – 2015 rd. 32 g CSB_{hom.}/m²/d, das 85-%-Perzentil der spezifischen CSB_{hom.}-Fracht im Zulauf des Bodenfilters rd. 40 g/P/d⁹⁵. Die Auslegung des Bodenfilters erfolgte auf 40 g CSB_{hom.}/m²/d.

Unter Berücksichtigung der Frachtreduzierung in der Vorklärung beträgt die rechnerische Flächenbelastung des Bodenfilters bei einer Neubemessung, ausgehend von den veranschlagten 20 Gästen und dem reduzierten Flächenansatz, bei einer Bodenfilteroberfläche von 20 m² etwa 39 g/m²/d⁹⁶. Mit den tatsächlich vorhandenen 22 m² sinkt die Bemessungsflächenbelastung auf 35 g CSB_{hom.}/m²/d⁹⁷. Unabhängig von der Bewertung der spezifischen Frachten hinsichtlich ihrer Höhe und Definition liegt die Flächenbelastung unterhalb des Bemessungswertes, allerdings nur

⁹³ Berechnung auf Grundlage der mittleren spezifischen Rohfracht (Abschnitt 3.4.3) und dem Verhältnis zwischen 85-%-Perzentil und Mittelwert der sedimentierten Proben.

⁹⁴ Eine Beeinflussung der spezifischen CSB-Fracht im Zulaufschacht durch Ausstrippen von H₂S besteht, kann aber nicht quantifiziert werden. Bei der Desulfurikation werden organische C-Quellen (CSB) verbraucht, das entstehende gelöste Sulfid wird im CSB erfasst. Ausstrippendes Sulfid führt zur Verringerung des im Zulaufschacht nachgewiesenen CSB.

⁹⁵ Berechnung aus der mittleren spezifischen Zulauffracht und dem Verhältnis von 85-%-Perzentil und Mittelwert der Flächenbelastung.

⁹⁶ Verhältnis zwischen CSB_{hom.}-85-%-Perzentil und CSB_{hom.}-Mittelwert im Zulaufschacht = 1,5; mittlere spezifische CSB_{hom.}-Fracht im Zulaufschacht = 26 g/P/d; A_{BF} = 20 m²

⁹⁷ Verhältnis zwischen CSB_{hom.}-85-%-Perzentil und CSB_{hom.}-Mittelwert im Zulaufschacht = 1,5; mittlere spezifische CSB_{hom.}-Fracht im Zulaufschacht = 26 g/P/d; A_{BF} = 22 m²

aufgrund der zusätzlichen CSB-Elimination durch Denitrifikation in der MKA. Ohne Rezirkulation wäre die Oberfläche des Bodenfilters zu klein.

Kalkulierte Überlast

Die KA Kanuheim Lübbenau ist auf eine halbjährliche Überlastung bemessen. Die im Jahresmittel tatsächlich erreichte Flächenbelastung lag im zulässigen Bereich des DWA-A 262 (20 g CSB_{hom.}/m²/d, < 10 g TKN/m²/d). Die Maximallast erreichte 17 g TKN/m²/d und 46 g CSB/m²/d. Die Abweichung gegenüber den Bemessungswerten ist auf eine höhere Belegung des Kanuheims zurückzuführen, als sich unter Ansatz der vorhandenen Betten ergibt.

Einhaltung der Anforderungen an Kläranlagen der GK1

Im Untersuchungszeitraum 2010 – 2015 sind die für Ablaufklasse C geforderten Überwachungswerte für CSB_{hom.} und BSB₅ in allen Fällen eingehalten worden. Dies betrifft sowohl die durch das ISI entnommenen Proben, als auch die im Rahmen der Selbstüberwachung durch ein zertifiziertes Labor entnommenen Proben.

Der CSB-Wirkungsgrad ist aufgrund des erhöhten inerten Anteils durch einen höheren Urin- und Fäzesanteil im Vergleich zum häuslichen Abwasser (vgl. DWA-A 272, 2014) und eine ggf. vorliegende Beeinflussung durch Sulfid (vgl. Abschnitt 4.3.6.2 Absatz 'CSB-Elimination') geringer als bei der Behandlung kommunaler oder häuslicher Abwässer, aber in jedem Fall zur Einhaltung der Anforderungen an Anlagen der GK 1 (Überwachungswert: 150 mg CSB_{hom.}/l) ausreichend. Bei weitergehenden Anforderungen an die CSB-Ablaufwerte (Klasse N bei Kleinkläranlagen: 90 mg CSB_{hom.}/l aus der Stichprobe) ist eine Überschreitung der Überwachungswerte nicht ausgeschlossen. Die theoretische Überschreitungshäufigkeit für einen angenommenen CSB_{hom.}-Überwachungswert von 90 mg/l liegt in Lübbenau bei 15 %. Rechnerisch ergibt sich bei einer Ablaufkonzentration von 90 mg CSB_{hom.}/l eine zulässige Zulaufkonzentration von 600 mg CSB_{hom.}/l (CSB_{hom.}-Wirkungsgrad = 85 %). Die Rezirkulation von gereinigtem Abwasser zur Verdünnung der Zulaufkonzentration ist nicht in jedem Fall zur Einhaltung der Ablaufwerte geeignet, da der Rest-CSB nach dem biologischen Abbau den inerten Anteil im Zulauf erhöht. Aufgrund der Abwassercharakteristik besteht dieses Problem auch an konventionell bemessenen Bodenfiltern und ist nicht maßgeblich dem verringerten Flächenansatz zuzuschreiben.

Einhaltung von Anforderungen an die Stickstoffelimination

In Übereinstimmung mit Literaturangaben zu hochbelasteten Bodenfilteranlagen [PLATZER, 1998; AYAZ UND AKCA, 2000; FEHR ET AL., 2003; FOLADORI ET AL., 2012] erreichte die TKN-Elimination mit im Jahresmittel 66 – 76 % nicht die für konventionell bemessene, vertikal durchströmte Bodenfilter dokumentierte Leistung. Zur Einhaltung eines Überwachungswertes von 10 mg NH₄-N/l ist ein Wirkungsgrad von ≥ 95 % erforderlich (bezogen auf den Zulauf zum Bodenfilter), der im untersuchten Zeitraum nicht erreicht wurde. Die mittlere NH₄-N-Ablaufkonzentration lag bei 40 mg/l. Die in den ersten Jahren aufgetretene Nitritanreicherung ist primär auf

eine Hemmung durch Sulfid zurückzuführen. Die höchste Anreicherung trat in den ersten beiden Jahren mit max. 55 mg NO₂-N/l auf. Über vier Jahre war ein fortlaufender Adaptionsprozess der Nitritoxidierer an die Hemmstoffe zu beobachten, der zum dauerhaften Absinken der NO₂-N-Konzentrationen führte. Die Nitratation wird zwar als empfindlicher gegenüber Sulfid als die Ammoniumoxidation bewertet [ERGUDER ET AL., 2008; BERISTAIN-CARDOSO ET AL., 2010; BEJARANO ORTIZ ET AL., 2013], offensichtlich ist letztere aber weiterhin durch Sulfid gehemmt. Die Hemmung nimmt mit sinkenden Sulfidkonzentrationen ab, so dass über das RV die Ammoniumoxidation beeinflusst werden kann. Möglich ist auch ein Einfluss des freien Ammoniaks, allerdings liegen die NH₃-Konzentrationen nicht im zur Hemmung der Ammoniumoxidation angegebenen Bereich (vgl. ANTHONISEN ET AL., 1976). Unabhängig davon sind die erforderlichen Wirkungsgrade für die TKN-Elimination und Nitrifikation in Anbetracht der Zulaufkonzentrationen als sehr hoch einzuschätzen.

Anlagentechnik

Die technischen Anlagen haben im Wesentlichen den Anforderungen entsprochen. Defekte traten mehrfach an der Rückschlagklappe auf, die am Ablaufrohr unterhalb des Wasserspiegels im Vorfluter installiert ist. Dadurch gelangte Fremdwasser in den Ablaufschacht, aus dem es über die Rezirkulationsleitung in die Vorbehandlungsanlage gefördert wurde. Zur Verbesserung von Wartung und Kontrolle ist die Verlegung der Rückschlagklappe in den Ablaufschacht vorgesehen. In betrieblicher Hinsicht wäre die Einleitung oberhalb des Wasserspiegels sicherer, allerdings ist die vorhandene Lösung eine behördliche Vorgabe.

Die zur Einstellung des Rezirkulationsvolumenstromes installierten Kugelhähne waren nach fünf Jahren verschlissen. Die verwendeten Messingfittings sind für den dauerhaften Einsatz in korrosionsfördernder Umgebung ungeeignet. Die Ablaufgarnitur wurde durch eine aus PVC-C gefertigte ersetzt und zur Anpassung des Anlagenbetriebs an belastungsarme Zeiten erweitert. Mit der ursprünglichen Ausführung ist die Rückführung von gereinigtem Abwasser in die MKA nur möglich, wenn parallel gereinigtes Abwasser aus der Anlage abgepumpt wird (eine Pumpe für Ablaufförderung und Rezirkulation, Abbildung 4.76, Abbildung 4.78). Mit einer zweiten Pumpe (RZ-P2) kann unabhängig vom Betrieb der Ablauf-/Rezirkulationspumpe (A/RZ-P1) gereinigtes Abwasser rezirkuliert werden (Abbildung 4.77, Abbildung 4.78). Durch diese Maßnahme können während der Regeneration auftretende Trockenphasen überbrückt werden. Da die beiden Pumpen (A/RZ-P1) wasserstandsabhängig aktiviert werden, sind die Einschaltpunkte so zu wählen, dass RZ-P2 vor A/RZ-P1 in Betrieb geht. Zur Vermeidung von Dauerbetrieb wird RZ-P2 über eine Zeitschaltung nur in einem definierten Zeitfenster freigegeben (z. B. wöchentlich für 2 h). Grundsätzlich kann dieser Betrieb auch mit einer Pumpe erreicht werden, wenn die Ablaufleitung in der Regenerationsphase abgesperrt wird. Dies zieht allerdings bei unzureichender Überwachung betriebliche Risiken, z. B. Überstau nach Starkregen nach sich. Eine sorgfältige Überwachung ist aber insbesondere bei saisonalen Betriebsweisen unwahrscheinlich.

In ganzjährig oder zeitweise grundwasserbeeinflussten Böden installierte Behälter müssen auftriebssicher (Schlammentsorgung), setzungssicher, stabil gegenüber Erddruck und dicht gegenüber Fremdwasser ausgeführt sein. Anschlüsse von Leitungen und Domverlängerungen sind formstabil und dichtfähig auszuführen, da Erddruck insbesondere auf diese Stellen negative Auswirkungen hat.

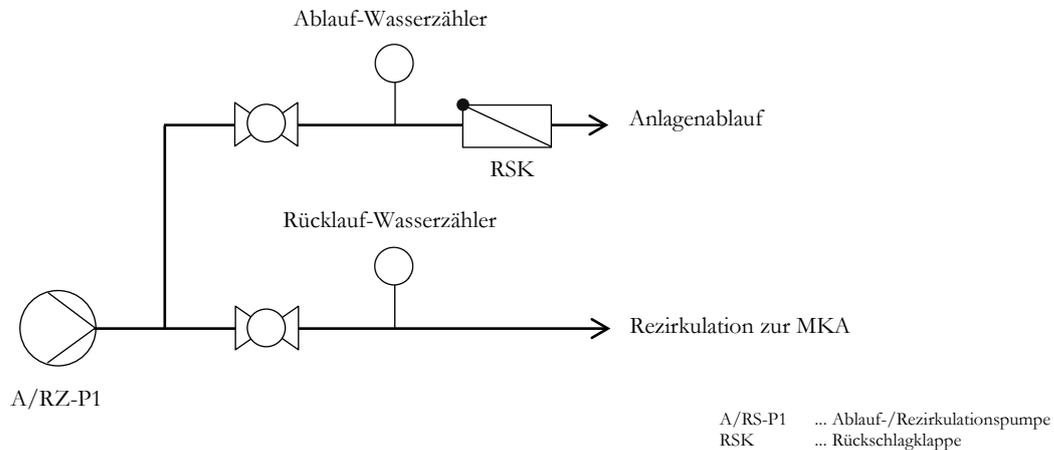


Abbildung 4.76: Aufbau der Ablaufarmatur bei Erstinstallation

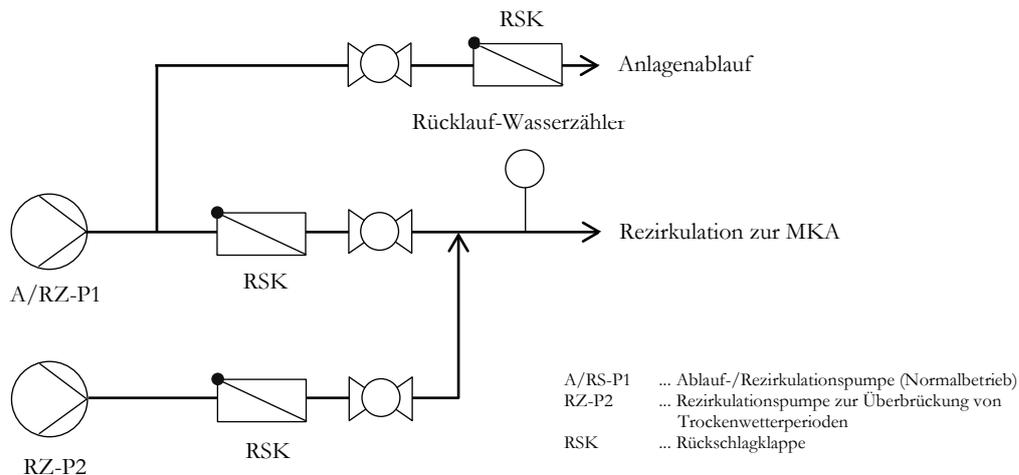


Abbildung 4.77: Änderung und Erweiterung der Ablaufarmatur durch Integration einer Rezirkulationspumpe zur Überbrückung von Trockenphasen



Abbildung 4.78: Ablaufarmatur (von links: Erstinstallation, erweiterte Version)

Wartung / Schlammensorgung

Die Wartung wurde während der Betriebsüberwachung durchgeführt. In diesem Rahmen wurden Fremdkräuter aus dem Pflanzenbeet entfernt, die Schilfmahd im Frühjahr veranlasst, der Zustand der technischen Anlagen und der Beetoberfläche visuell geprüft sowie die Schlamm Spiegel in der MKA bestimmt. Bei einem spezifischen Volumen von $375 \text{ l/Gast}_{\text{Ausbau}}$ bzw. $750 \text{ l/EW}_{\text{Ausbau}}$ und einer zulässigen Schlammakkumulation von 33 % sind in der Saison bei einer mittleren Auslastung von 65 % (i. M. 13 Personen unter Einschluss belegungsfreier Zeiten) zwei Entleerungen erforderlich.

Schwefelwasserstoffbildung

Hohe Sulfatkonzentrationen im Trinkwasser können zu hohen Sulfidkonzentrationen im Abwasser und zu hohen Schwefelwasserstoffkonzentrationen im Luftraum von Absetz- und Ausfallgruben sowie Schächten führen. Die an der KA Kanuheim Lübbenau stichprobenartig erfassten Werte lagen z. T. im gesundheitsgefährdenden Bereich. Im Luftraum der MKA traten H_2S -Konzentrationen von 0,7 – 21 ppm (4 Messungen) auf, im Zulaufschacht von 2,4 – 52 ppm H_2S (3 Messungen). Im Vergleich dazu können unter ungünstigen Bedingungen Konzentrationen von $> 100 \text{ ppm H}_2\text{S}$ auftreten (KA Hindenberg (Anhang B), 3 Messungen, Messbereich des Gaswarngerätes (Dräger X-am 2000) überschritten), bei denen zum einen das Geruchsempfinden abgeschwächt ist [KOPPE UND STOZEK, 1999], zum anderen potentiell tödliche Konzentrationen erreicht werden [THISTLETHWAYTE, 1972; KAPPUS, 1979; POMEROY, 1980; KLOSE, 1981]. Bei Betonbauwerken kann der Zustand des Betons Hinweise auf hohe Schwefelwasserstoffkonzentrationen geben, bei Kunststoffbehältern ist dies nicht möglich. Insbesondere ungeschulte Betreiber sind auf diese Gefahren hinzuweisen.

4.3.9 Hinweise zu Bemessung, Bau und Betrieb

Abminderung der Beetoberfläche für Bodenfilter mit 0/2-mm-Sanden als Filterkörper

Unter zur KA Kanuheim Lübbenau vergleichbaren Verhältnissen ist bei der Bemessung mit einem abgeminderten Flächenansatz i. M. keine Überschreitung der gegenwärtig geltenden zulässigen TKN-Flächenbelastung zu erwarten. Für die Bemessung ist in diesen Fällen der CSB maßgebend.

Grundsätzlich darf die Flächenabminderung nur an Anlagen vorgenommen werden, die sich nicht in Extremlagen befinden und die ausschließlich in der warmen Jahreszeit belastet sind. Die Abminderung der Oberfläche ist von der Dauer der Regenerationsphase abhängig und beträgt maximal 50 % (Abbildung 4.79).

Die Bestimmung der abgeminderten Fläche ($A_{\text{BF,CSB,red}}$) erfolgt für die Einhaltung der Mindestanforderungen auf Grundlage des Abminderungsfaktors f_{red} und des konventionell ermittelten Flächenbedarfs für Sand-Bodenfilter:

$$f_{\text{red}} = 1 - t_{\text{Reg}}/12 \quad \text{mit } f_{\text{red}} \geq 0,5$$

für $t_{\text{Reg}}/12 > 0,5$ ist f_{red} mit 0,5 anzusetzen

$$A_{\text{BF,CSB,red}} = f_{\text{red}} \cdot A_{\text{BF}}$$

f_{red} ... Flächenabminderungsfaktor

t_{Reg} ... Dauer der Regenerationsphase in Monaten

A_{BF} ... konventionell ermittelte Oberfläche

$A_{\text{BF,CSB,red}}$... reduzierte Fläche zur Einhaltung der Mindestanforderungen

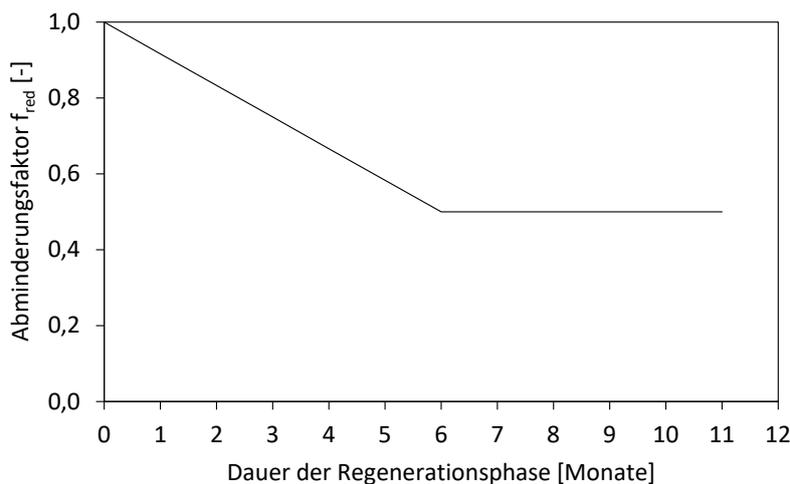


Abbildung 4.79: Abminderung der Filteroberfläche für die CSB-Elimination in Abhängigkeit der Dauer der Regenerationsphase

Die Mindestfläche von 16 m² ist einzuhalten. Darüber hinaus sollte der Flächenbedarf bei geforderter Stickstoffelimination nur so weit abgemindert werden, dass die zulässige TKN-Flächenbelas-

tung gemäß DWA-A 262 nicht überschritten wird. Die über den abgeminderten CSB-Flächenansatz ermittelte Oberfläche ist daher ggf. zur Einhaltung der zulässigen konventionellen TKN-Flächenbelastung zu korrigieren. Bei geforderter Nitrifikation ist daher $A_{BF,TKN}$ maßgebend:

$$\text{für } B_{d,TKN}/A_{BF,CSB,red} \geq B_{A,TKN,zulässig} \quad \text{gilt: } A_{BF} = B_{d,TKN}/B_{A,TKN,zulässig}$$

$$\text{für } B_{d,TKN}/A_{BF,CSB,red} < B_{A,TKN,zulässig} \quad \text{gilt: } A_{BF} = A_{BF,CSB,red}$$

$A_{BF,TKN}$... Flächenbedarf bei weitergehenden Anforderungen

$B_{A,TKN,zulässig}$... zulässige TKN-Flächenbelastung bei konventioneller Auslegung nach DWA-A 262

Zulaufpufferspeicher, Volumenabminderung bei Ausfallgruben, Nachweis der erforderlichen Absetzzeit

Zur Vorbehandlung sind die im DWA-A 262 genannten Verfahren geeignet. Große Vorklärvolumen führen zum Ausgleich unterschiedlicher Zulaufkonzentrationen. Zum Ausgleich von Spitzenzuflüssen ist die hydraulische Entkopplung des Anlagenzuflusses zur Vorbehandlungsanlage vom Zufluss zum Bodenfilter sinnvoll, bspw. durch einen Pumpenschacht mit einem Speichervolumen, das dem Tageszufluss entspricht.

Bei Ausfallgruben kann das erforderliche Volumen abgemindert werden. Faulprozesse finden im Schlamm statt, so dass für die Absetzwirkung eine Verweilzeit von ≥ 2 h entscheidend ist. Die Auslegung erfolgt auf Grundlage des feststoffbezogenen Einwohnerwertes, d. h. bei vergleichbaren Verhältnissen wie in Lübbenau, mit etwa einem halben EW pro Gast.

Bei 20 Gästen bzw. 10 EW liegt das konventionelle Volumen von Ausfallgruben gemäß DIN 4261-1 (2010) bei 12 m^3 bzw. $1,2 \text{ m}^3/\text{EW}$. Die Volumenabminderung für eine sechsmonatige Regenerationsphase ergibt für die resultierenden 5 EW $7,5 \text{ m}^3$. Der Spitzenzufluss wird in Anlehnung an das DWA-A 262 ermittelt (Annahmen: kein Fremdwasserzufluss, $x_{Q_{\max}} = 4 \text{ h/d}$, Abbildung 4.80). Auch bei Ansatz von 150 l/P/d ist in der ersten Kammer einer Dreikammerausfallgrube bei $Q_{Tr,h,\max}$ und einem schlammfreien Volumen von zwei Drittel des Gesamtvolumens eine HRT von > 3 h gewährleistet, Abbildung 4.80). In den anderen beiden Kammern liegt die Verweilzeit jeweils bei $> 1,5$ h. Die Verweilzeitermittlung ist im Vergleich zum realen Wasserverbrauch von i. M. 60 l/P/d bzw. 80 l/P/d (85 %-Perzentile) und der Verstärkung des Belastungsfaktors um das Doppelte ($x_{Q_{\max}} = 4 \text{ h/d}$) vglw. sicher. Eine echte Entkopplung des Anlagenzuflusses vom Zulauf wird durch die Kombination Vorklärung und Pufferbehälter gewährleistet. Bei der Abminderung des Volumens ist in jedem Fall eine hydraulische Verweilzeit im schlammfreien Volumen der ersten Kammer von Mehrkammergruben von mindestens 2 h nachzuweisen.

Die Speicherzeit des Schlammes liegt für Feststoffkonzentrationen von 3 – 5 % zwischen 4 und 6,5 Monaten. Realistisch sind bei sechsmonatigem Betrieb zwei Entleerungen pro Jahr, davon eine zu Beginn und eine am Ende der Hochsaison.

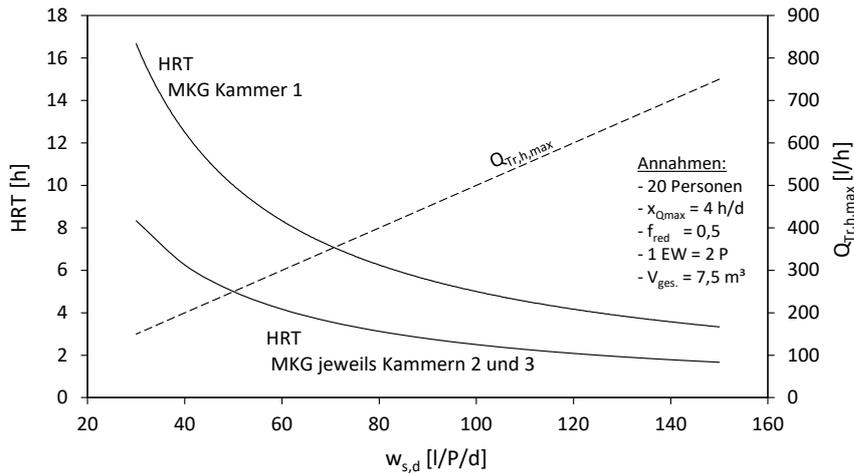


Abbildung 4.80: Änderung der Verweilzeit im schlammfreien Volumen in Abhängigkeit des spezifischen Wasserbedarfs (Berechnung der HRT unter Ansatz von 20 P)

Rezirkulation

Generell sollten saisonal belastete Bodenfilter mit Rezirkulationsleitung ausgeführt werden, um Wasser für den Abbau der eingelagerten organischen Substanzen in Trockenwetterphasen während der Regenerationsphase bereitzustellen. Von wesentlicher Bedeutung sind aber die mit der Verdünnung des zufließenden Abwassers verbundene Senkung potentieller Hemmstoffkonzentrationen (Sulfid, Ammoniak) und die Senkung der CSB-Zulaufkraft im Zuge der Denitrifikation des rezirkulierten Nitrats aus dem Ablauf.

Die Denitrifikation von 1 g $\text{NO}_3\text{-N}$ führt zur Senkung des Sauerstoffbedarfs um 2,9 g O_2 bzw. 2,9 g CSB. Bei einer mittleren Nitrifikationsrate von 60 – 75 % können bei einer mittleren Zulaufkraft von 9,3 g TKN/P/d und 40 g $\text{CSB}_{\text{hom.}}/\text{P/d}$ im mechanisch gereinigten Abwasser und einem RV von 30 – 50 % etwa 12 – 25 % des CSB durch Denitrifikation in der Vorbehandlungsanlage eliminiert werden.

Vorbereitung der Regenerationsphase

Zur Minderung von Stoßbelastungen zu Beginn der Saison ist die Rückführung des gereinigten Abwassers in die Vorbehandlungsanlage zu Saisonende sinnvoll. Dadurch sinken die gespeicherte Fracht und die Konzentrationen in der Vorbehandlungsanlage, so dass die potentielle Belastung des Bodenfilters zu Saisonbeginn sinkt. Allerdings ist die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Adsorptionskapazität zu Saisonbeginn höher als während der Saison, da durch die niederschlagsbedingte Zuführung stickstoffarmer Wässer in der Regenerationsphase adsorbiertes $\text{NH}_4\text{-N}$ vom Filtermaterial desorbiert, so dass zu Saisonbeginn ein zusätzlicher $\text{NH}_4\text{-N}$ -Puffer besteht.

Umrüstung vorhandener Anlagen

Auf die Mindestanforderungen ausgelegte Bestandsanlagen können bei geplanter Kapazitätserhöhung einer Ferienunterkunft mit dem flächenabgeminderten Ansatz nachbemessen werden.

Voraussetzungen sind vergleichbare Bedingungen im Hinblick auf die Art der Unterkunft, die Abwasserbeschaffenheit und den Filterkörper (Sand 0/2).

Im Gegensatz zur konventionellen Bemessung fällt die Flächenerweiterung kleiner aus bzw. kann vermieden werden. Allerdings ist ein Zulaufpufferbehälter zur Minderung von Stoßbelastungen zu errichten sowie eine Möglichkeit zur Rezirkulation des gereinigten Abwassers in die Vorbehandlungsanlage mit einem RV von 30 – 50 % vorzusehen.

4.4 Variantenvergleich für eine Nachbemessung für das Kanuheim Lübbenau

4.4.1 Untersuchte Varianten und Randbedingungen

Zur Untersuchung der Wirtschaftlichkeit von flächenabgeminderten Bodenfiltern gegenüber alternativen Verfahren wird eine Kostenbetrachtung für die Errichtung einer Kläranlage durchgeführt, die auf Grundlage der am Kanuheim Lübbenau ermittelten Randbedingungen bemessen wird. Folgende Varianten werden betrachtet:

- Variante A: Konventionell bemessener Vertikalbodenfilter mit vorgeschalteter Mehrkammerausfallgrube,
- Variante B: Flächenabgeminderter Vertikalbodenfilter mit vorgeschalteter volumenabgeminderter Mehrkammerausfallgrube,
- Variante C: Flächenabgeminderter Vertikalbodenfilter mit vorgeschalteter Mehrkammerabsetzgrube. Die Bemessung der Vorbehandlungsanlage wird nach den Vorgaben des Gelbdrucks des DWA-A 262 GD (2016) durchgeführt, d. h. mit 300 l/E und einem zulässigen Schlammspiegel von 50 %.
- Variante D: Flächenabgeminderter Vertikalbodenfilter mit vorgeschaltetem ABR,
- Variante E: SBR-Anlage,
- Variante F: Tropfkörperanlage mit vorgeschalteter Dreikammerabsetzgrube.

Zur Abschätzung des Einflusses der Feststoffkonzentration im Schlammbett von ABR und einer möglichen teilbiologischen Wirkung auf die Größe der Vorbehandlungsanlage werden für Variante D vier Untervarianten untersucht:

- Variante D1: Flächenabgeminderter Vertikalbodenfilter mit vorgeschaltetem ABR mit 1,5 % TR im Schlammbett,
- Variante D2: Flächenabgeminderter Vertikalbodenfilter mit vorgeschaltetem ABR mit 3,0 % TR im Schlammbett,
- Variante D3: Flächenabgeminderter Vertikalbodenfilter mit vorgeschaltetem ABR mit 3,0 % TR im Schlammbett und teilbiologischer Wirkung,
- Variante D4: Flächenabgeminderter Vertikalbodenfilter mit vorgeschaltetem ABR mit 1,5 % TR im Schlammbett und Grobentschlammung in einer Einkammerabsetzgrube (EKA).

Alle Varianten bestehen aus einer mechanischen Vorbehandlungsanlage, einem Pufferspeicher mit einem dem Tageszufluss (1,5 m³, siehe Ausgangswerte) entsprechenden Speichervolumen, der biologischen Behandlungsstufe und der Abwasserableitung zum Gewässer. Die Anlagen mit Vertikalbodenfilter werden mit einem Ablaufsammelschacht und einer Rezirkulationsleitung in die 3. Kammer der Ausfallgrube (Varianten A und B), in den Zulauf der Absetzanlage (Variante C) bzw. in

das Schlammbett der letzten Kammer des ABR (Varianten D1 – D4) ausgeführt (beispielhafte Darstellung für Variante B gemäß Abbildung 4.81). Das Rücklaufverhältnis wird mit maximal 0,5 angesetzt. Die Entfernung von der Kläranlage zur Einleitstelle beträgt etwa 15 m.

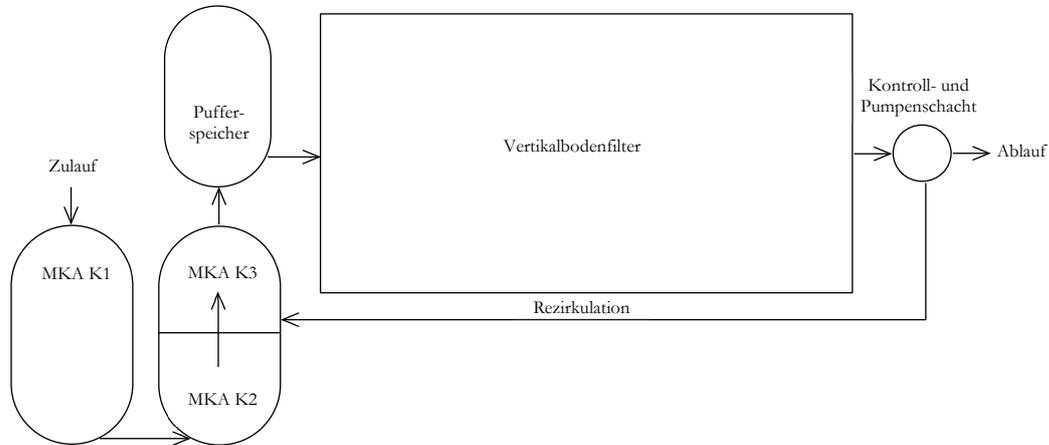


Abbildung 4.81: Prinzipieller Aufbau der Bodenfilteranlagen mit vorgeschalteter mechanischer Abwasserbehandlung, Zulaufpufferspeicher, Vertikalbodenfilter, Ablaufkontroll- und -pumpenschacht sowie Rezirkulationsleitung am Beispiel von Variante B

Ausgangswerte

Die Betriebszeit des Kanuheims liegt bei 6 Monaten pro Jahr (Sommersaison), die Anzahl der Gästebetten bei 19. Allen Varianten werden folgende Randbedingungen zu Grunde gelegt:

- spezifischer Zufluss: $w_{s,d} = 80 \text{ l/P/d}$ (85-%-Perzentil),
- Bemessungszufluss: $Q_d = 1,5 \text{ m}^3/\text{d}$,
- maximaler stündlicher Zufluss: $q_{h,\max} = Q_d/4 = 380 \text{ l/h}$,
- spezifische Bemessungsfracht: $b_{d,\text{CSB},85} = 90 \text{ g/P/d}$ (berechnetes 85-%-Perzentil der Rohfracht),
- mittlere spezifische TS-Fracht: $b_{d,\text{TS}} = 40 \text{ g/P/d}$,
- Bemessungsfracht (roh): $B_{d,\text{CSB},\text{roh}} = 1.710 \text{ g/d}$,
- Bemessungsfracht (sedimentiert): $B_{d,\text{CSB},\text{sed}} = 1.026 \text{ g/d}$,
- mittlere TS-Tagesfracht: $B_{d,\text{TS}} = 760 \text{ g/d}$,
- Wirkungsgrad EKA, MKA, MKG: $\eta(\text{CSB}_{\text{hom.}}) = 40 \%$ für $\text{HRT} > 2,5 \text{ h}$ gemäß DWA-A 131,
- Wirkungsgrad ABR: $\eta(\text{CSB}_{\text{hom.}}) = 40 \%$, ohne teilbiologische Wirkung, inkl. ggf. vorgeschalteter Vorklärbecken,
 $\eta(\text{CSB}_{\text{hom.}}) = 50 \%$, mit teilbiologischer Wirkung, inkl. ggf. vorgeschalteter Vorklärbecken.

Als Reinigungsziel gilt die Einhaltung der Anforderungen nach GK1 ABWV für die $\text{CSB}_{\text{hom.}}$ - und BSB_5 -Elimination.

4.4.2 Bemessung der Anlagenteile

4.4.2.1 Sedimentationsanlagen

Mehrkammerausfallgrube – Varianten A und B

Die Bemessung von Mehrkammerausfallgruben (MKA) erfolgt gemäß DIN 4261-1 nach Einwohnerwerten. Da für die Schlammstabilisierung die Schlamm-speicherzeit maßgebend ist, wird die spezifische TS-Fracht als Bezug für die Bestimmung der Auslegungsgröße gewählt. Das Verhältnis der mittleren am Kanuheim Lübbenau bestimmten spezifischen TS-Fracht (40 g TS/P/d, Abschnitt 3.4.3) zum TS-Einwohnerwert nach ATV-DVWK-A 198 (70 g/E/d – Ansatz des Einwohnerwertes als Mittelwert) beträgt 0,6. Die Auslegungsgröße der Mehrkammerausfallgrube ergibt sich aus dem Produkt der Anzahl der Gästebetten und dem EG_{TS}/EW_{TS} -Verhältnis zu 11 EW. Die Größe der Ausfallgrube beträgt damit $12,5^{98}$ m³. Bei Abminderung der Einwohnerwerte um den Faktor 0,5 sinkt das Volumen für 5,5 EW auf rd. 8 m³.⁹⁹

Für Variante A wird eine Dreikammerausfallgrube mit einem Gesamtvolumen von 12 m³ gewählt (z. B. Fa. GERWAL/AQUANT, Abbildung 4.82). Die Ausfallgrube besteht aus zwei Behältern mit jeweils 6 m³ Nutzvolumen. Der zweite Behälter ist in zwei Kammern mit jeweils 3 m³ Nutzinhalt unterteilt. Die Volumendifferenz der gewählten Anlage zum Bemessungsergebnis ist mit 0,5 m³ bzw. 4 % vernachlässigbar. Das spezifische Volumen beträgt etwa 630 l/P bzw. 1,1 m³/EW in der Saison.

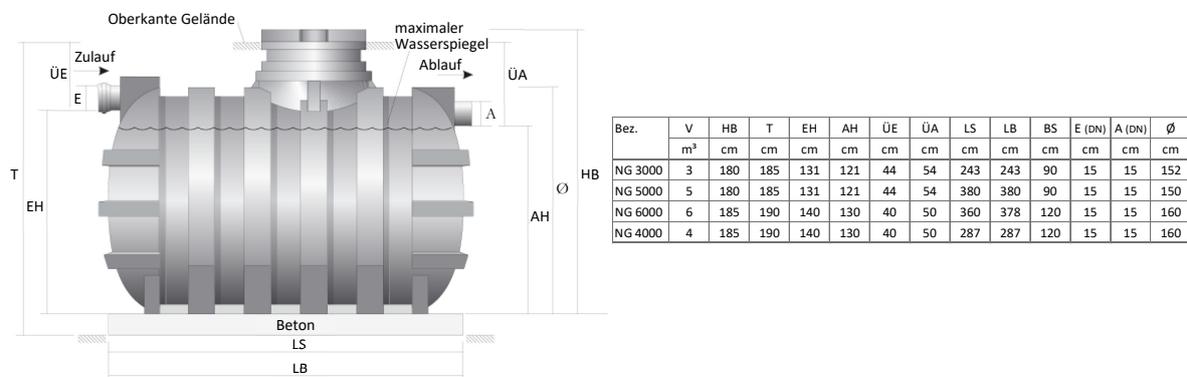


Abbildung 4.82: Hauptabmessungen der Mehrkammergruben (Fa. AQUANT¹⁰⁰)

Für Variante B wird eine Zweibehälteranlage mit einem Volumen von jeweils 4 m³ pro Behälter (Gesamtvolumen: 8 m³) gewählt. Der zweite Behälter ist in zwei 2 m³ große Kammern unterteilt. Das spezifische Volumen liegt in der Saison bei 420 l/P bzw. bei 740 l/EW, im Jahresmittel unter Berücksichtigung belegungsfreier Zeiträume außerhalb der Saison bei 820 l/P bzw. 1.480 l/EW.

⁹⁸ Spezifisches Volumen für MKA nach DIN 4261-1 (2010):

- 1.500 l/EW bis ≤ 6 EW,
- 750 l/EW für das zusätzliche Volumen ab 6 EW bis ≤ 10 EW,
- 500 l/EW für das zusätzliche Volumen ab 10 EW,
- Volumenberechnung für 11 EW: $6 \cdot 1.500 \text{ l/EW} + 4 \cdot 750 \text{ l/EW} + 1 \cdot 500 \text{ l/EW} = 12.500 \text{ l}$.

⁹⁹ Spezifisches Volumen für MKA nach DIN 4261-1 (2010) bis ≤ 6 EW: 1.500 l/EW

¹⁰⁰ Abbildung und Abmessungen wurden dem Prospekt 'Mehrkammergruben – Mehrzweckschächte' der Fa. AQUANT entnommen.

Die hydraulische Verweilzeit liegt im schlammfreien Volumen (zwei Drittel des Gesamtvolumens) bei 14 h, bei Rückführung von 50 % des Anlagenablaufs eines nachgeschalteten Vertikalfilters in die dritte Kammer der Ausfallgrube bei rd. 13 h. Die Verweilzeit in der dritten Kammer sinkt auf minimal 2,3 h. In der nicht abgeminderten Variante liegt die minimale Verweilzeit in der dritten Kammer bei 3,5 h.

Mehrkammerabsetzgrube – Variante C

Die Auslegung der Mehrkammerabsetzgrube erfolgt für eine Anschlussgröße von 10 EW¹⁰¹ nach DIN 4261-1 mit 300 l/EW zu einem Gesamtvolumen von 3,0 m³. Der maximale Zufluss beträgt bei Rückführung von gereinigtem Abwasser aus dem Ablaufschacht des Bodenfilters in den Zulauf der Mehrkammerabsetzgrube bei einem maximalen RV von 0,5 rd. 0,57 m³/h. Im Gegensatz zu den Ausfallgruben wird ein zulässiger Schlamm Spiegel von 50 % angenommen. Die Verweilzeit liegt bei Erreichen des maximalen Schlammspiegels in der ersten Kammer bei 1,4 h (Volumen: 1,65 m³). Eine Volumenabminderung ist damit nicht möglich. Zur Gewährleistung einer minimalen Verweilzeit von 2 h im schlammfreien Volumen der ersten Kammer wird deren Volumen auf 2,3 m³ erhöht und das erforderliche Gesamtvolumen der Absetzgrube auf 4,6 m³. Es wird eine Einbehälteranlage mit einem Gesamtvolumen von 6 m³ gewählt (Maße vgl. Abbildung 4.82), davon 3 m³ für die erste und jeweils 1,5 m³ für die zweite und die dritte Kammer. Eine in Betracht gezogene Alternative mit einem Gesamtvolumen von 5 m³ bringt aufgrund des höheren Aufwands für die Herstellung der Baugrube (tiefere Grube, Böschungsbau) keine kostenmäßigen Vorteile.

Einkammerabsetzgrube vor ABR – Variante D4

Die Ermittlung der maßgebenden Einwohnerwerte erfolgt analog der für die Bemessung der Mehrkammerabsetzgrube gewählten Vorgehensweise. Das Volumen für eine um den Faktor 0,5 abgeminderte Absetzgrube für 5 EW liegt bei 2,0¹⁰² m³. Für Variante D4 wird eine Einkammerabsetzgrube (EKA) mit einem Gesamtvolumen von 2,6 m³ gewählt (z. B. Fa. REWATEC). Die hydraulische Verweilzeit liegt für $q_{h,max}$ im schlammfreien Volumen (50 % des Gesamtvolumens) bei 3,4 h.

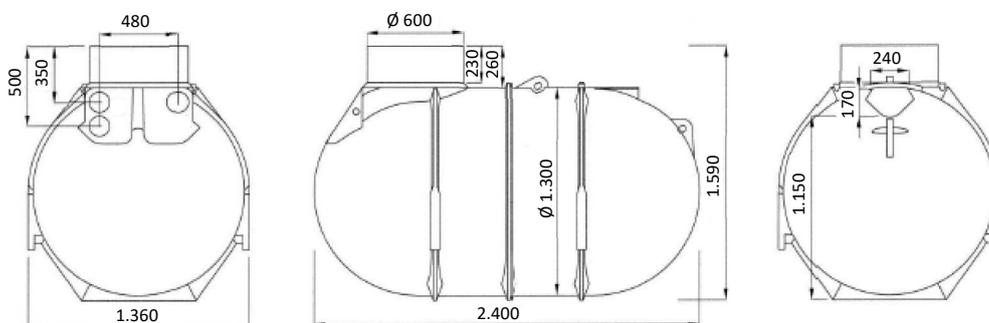


Abbildung 4.83: Hauptabmessungen der Einkammerabsetzgrube (Fa. REWATEC¹⁰³)

¹⁰¹ $(80 \text{ l/P/d}) / (150 \text{ l/E/d}) \cdot 19 \text{ P}$

¹⁰² Spezifisches Volumen für EKA nach DIN 4261-1 (2010): 300 l/EW und mindestens 2,0 m³ Gesamtvolumen

¹⁰³ Abbildung und Abmessungen wurden der Technischen Dokumentation 'Unterirdische Universalspeicher BlueLine II' der Fa. REWATEC entnommen.

4.4.2.2 Zulaufpufferbehälter

Der Zulaufpufferbehälter wird auf einen Zufluss von $1,5 \text{ m}^3/\text{d}$ ausgelegt. Unter Berücksichtigung des rezirkulierten Wassers ergibt sich für die Bodenfiltervarianten bei einem Rücklaufverhältnis von 0,5 ein erforderliches Speichervolumen von $2,3 \text{ m}^3$. Für die Tropfkörperanlage beträgt das Speichervolumen durch ein Rücklaufverhältnis von 1,0 (Herstellerangaben, Abschnitt 4.4.2.5) $3,0 \text{ m}^3$. Für die Bodenfilteranlagen wird ein Speicherbehälter gemäß Abbildung 4.83 mit einem Volumen von $2,6 \text{ m}^3$ gewählt. Der Speicher für die SBR-Anlage wird in den vorhandenen Baukörper integriert (vgl. Abschnitt 4.4.2.5 – Variante E). Der Speicherbehälter für den Tropfkörper wird aus Betonsegmenten ($d_i = 1,5 \text{ m}$, Grundschaft + Konus) zwischen Mehrkammergrube und Tropfkörper errichtet.

4.4.2.3 ABR

Variante D1 – ABR mit 1,5 % TR im Schlammbett

Zur Begrenzung des Bauaufwands wird ein ABR mit 5 Kammern gewählt. Die Abwasserführung zwischen den Kammern wird mit Rohren realisiert (DN 110). Die Bemessung erfolgt gemäß dem Bemessungsansatz von BORDA:

- $HRT_{\text{schlammfrei}} = 8 \text{ h}$,
- $v_{\text{Auf,max}} = 1 \text{ m/h}$,
- $V_{\text{nutz}} = 3,0 \text{ m}^3$,
- $h_{\text{Wsp}} = 1,5 \text{ m}$,
- $h_{\text{Schlammbett}} = 0,5 \text{ m}$ (entsprechend einem Drittel der Nutztiefe),
- $V_{\text{Schlammbett}} = 1,5 \text{ m}^3$,
- $L_{\text{Auf}} = 0,75 \text{ m}$,
- $B_K = 0,7 \text{ m}$ (gewählt zur Einhaltung der 8 h im schlammfreien Volumen),
- $L_{\text{ges.}} = 4,5 \text{ m}$,
- $V_{\text{ges.}} = 4,6 \text{ m}^3$.

Die Schlammmentsorgung wird ab einer Schlammspiegelhöhe von 0,5 m durchgeführt. Dabei ist ein Restschlamm Spiegel von mindestens 30 cm einzuhalten (vgl. GUTTERER ET AL., 2009), entsprechend 60 % der zulässigen Schlammбетhöhe von 0,5 m. Unter Annahme eines mittleren TR-Gehalts von 1,5 %¹⁰⁴ bzw. 3,0 %¹⁰⁵ im Schlammbett ergibt sich bei maximaler Schlammбетausdehnung eine darin gespeicherte TR-Fracht von 23 kg bzw. 46 kg. Aufgrund des in Bodennähe zunehmenden TR-Gehalts [FOXON ET AL., 2006] wird angenommen, dass bei der Entsorgung mindestens 50 % der gespeicherten TR-Fracht abgezogen wird. Mit einem oTR-Abbau von rd. 50 % (vgl. Abschnitte 4.2.5.4 und 4.2.5.4) wird die maximale TR-Fracht im Schlammbett rechnerisch nach 62 bzw. 124 d erreicht¹⁰⁶. Da nur 50 % der TR-Fracht zur Wahrung des Impfschlammanteils abgezogen werden, liegt das Schlammmentsorgungsintervall nach Abschluss des Einfahrbetriebs bei rd. 30 d bzw. rd. 60 d. Diese Zeiträume sind für einen praktikablen Betrieb von Kleinkläranlagen und für die Schlammstabilisierung bei niedrigen Temperaturen zu kurz (vgl. Abschnitt 4.2.4.3). Analog zu den Emscherbrunnen wird eine Speicherzeit von drei Monaten gewählt und ein gleichmäßiges Anwachsen des Schlamm Spiegels in allen Kammern angenommen. Die an das Schlammmentsorgungsintervall angepasste Bemessung ergibt für den ungünstigen Fall (1,5 % TR im Schlammбет):

- Schlamm Speicherzeit = 3 Monate,
- $\eta(TS) = 80 \%$ (Feststoffrückhalt im ABR),
- mittlerer TR-Gehalt = 1,5 %,

¹⁰⁴ Mittlerer TR-Gehalt im Schlammбет (Mittelwert aller Kammern). Die in der durchgeführten Untersuchung festgestellte mittlere TR-Konzentration (Abschnitt 4.2.5.4) wurde durch die Betriebsweise der Anlage beeinflusst (Schlammverlagerungen aus dem VKB, kontinuierlicher Betrieb, hohe Aufstromgeschwindigkeit), die auf das Fallbeispiel als nicht übertragbar anzusehen ist. Daher wurde der Mittelwert, der in den einzelnen Kammern festgestellten Maximalwerte (nach mehrwöchiger Lagerung) für den Vergleich angesetzt.

¹⁰⁵ Mittlerer TR-Gehalt im Schlammбет (Mittelwert aller Kammern), vgl. Abschnitt 4.2.5.4 Absatz: Auswirkungen geänderter Reaktorkonfigurationen auf die Feststoffkonzentration.

¹⁰⁶ Unter der Annahme, dass mindestens 80 % des zugeführten TS im ABR zurückgehalten werden.

- oTR-Abbau = 50 %,
- Impfschlamm = 50 %,
- $V_{\text{Schlammzuwachs}}^{107}$ = 2,0 m³,
- $V_{\text{Impfschlamm}}^{108}$ = 2,0 m³,
- $V_{\text{Schlammbett,gesamt}}$ = 4,0 m³,
- h_{Wsp} = 1,5 m,
- $h_{\text{Schlammbett}}$ = 0,5 m,
- $V_{\text{ges.}}$ = $V_{\text{Schlammbett,gesamt}} / (h_{\text{Schlammbett}} / h_{\text{Wsp}}) = 12,0 \text{ m}^3$.

Ausgehend vom unter Berücksichtigung des TR-Gehalts und der Schlammspeicherzeit berechneten Volumen, der geforderten Nutztiefe und marktverfügbarer Behälter werden drei Zweikammergruben gewählt (Gesamtvolumen pro Behälter: 2 x 3 m³, Abbildung 4.84), die entsprechend Abbildung X.1 (Anhang X) angeordnet werden.

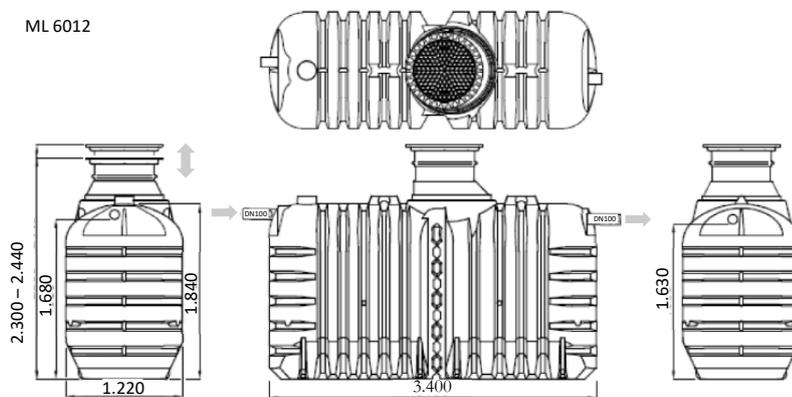


Abbildung 4.84: Behälterabmessungen für Variante D1 (2 x 3 m³ pro Behälter, Fa. REWATEC¹⁰⁹)

Der Zulaufpufferschacht wird in eine freie Kammer der Behälter integriert. Aus den Abmessungen der Behälter ergeben sich folgende Kennwerte:

- V_{nutz} = 13,6 m³ (2,72 m³/Kammer),
- h_{Wsp} = 1,5 m,
- $h_{\text{Schlammbett}}$ = 0,5 m (entsprechend einem Drittel der Nutztiefe),
- $V_{\text{Schlammbett}}$ = 4,6 m³,
- L_{Auf} = 1,2 m (Behältermaß),
- B_{K} = 1,7 m (Behältermaß),
- $\text{HRT}_{\text{schlammfrei}}$ = 24 h (bei $q_{\text{h,max}}$),
- $v_{\text{Auf,max}}$ = 0,2 m/h,
- $B_{\text{R,CSB}}$ = 0,1 kg/m³/d.

Die Rezirkulation von 50 % des Anlagenablaufs eines nachgeschalteten Vertikalbodenfilters in die fünfte Kammer des ABR führt zur Erhöhung der Aufstromgeschwindigkeit auf 0,3 m/h und zur

¹⁰⁷ Speichervolumen im Schlammbett für die täglich zugeführte TS-Fracht. Ermittlung unter Annahme eines oTS-Abbaus von 50 %.

¹⁰⁸ Impfschlammvolumen, das nach der Entsorgung vorzuhalten ist. Ermittlung unter Annahme eines oTS-Abbaus von 50 %.

¹⁰⁹ Abbildung und Abmessungen wurden der Einbau- und Montageanleitung 'Klärbehälter MONOLITH II' der Fa. REWATEC entnommen.

Verkürzung der Gesamt-HRT auf rd. 22 h. Die Verweilzeit im schlammfreien Volumen in der letzten Kammer des ABR liegt bei 3,2 h.

Varianten D2 und D3 – ABR mit 3,0 % TR im Schlammbett

Die grundsätzliche Auslegung des ABR erfolgt gemäß dem in Abschnitt 4.4.2.2 dargestellten Bemessungsgang. Die TR-Konzentration im Schlammbett wird mit 3,0 % gewählt (vgl. Abschnitt 4.2.5.6 – Absatz: 'Auswirkungen geänderter Reaktorkonfigurationen auf die Feststoffkonzentration'). Das berechnete Volumen wird an eine Schlammspeicherzeit von drei Monaten bei dem gewählten TR-Gehalt angepasst:

- Schlammspeicherzeit = 3 Monate,
- $\eta(\text{TS})$ = 80 % (Feststoffrückhalt im ABR),
- mittlerer TR-Gehalt = 3,0 %,
- σTR -Abbau = 50 %,
- Impfschlamm = 50 %,
- $V_{\text{Schlammzuwachs}}^{110}$ = 1,0 m³,
- $V_{\text{Impfschlamm}}^{111}$ = 1,0 m³,
- $V_{\text{Schlammbett,gesamt}}$ = 2,0 m³,
- h_{Wsp} = 1,5 m,
- $h_{\text{Schlammbett}}$ = 0,5 m,
- $V_{\text{ges.}}$ = $V_{\text{Schlammbett,gesamt}} / (h_{\text{Schlammbett}} / h_{\text{Wsp}}) = 6,0 \text{ m}^3$.

Ausgehend vom unter Berücksichtigung des TR-Gehalts und der Schlammspeicherzeit berechneten Volumen, der geforderten Nutztiefe und marktverfügbarer Behälter werden zwei Zweikammergruben gewählt (Gesamtvolumen pro Behälter: 2,0 m³ + 1,5 m³, Abbildung 4.85), die entsprechend Abbildung X.2 (Anhang X) angeordnet werden.

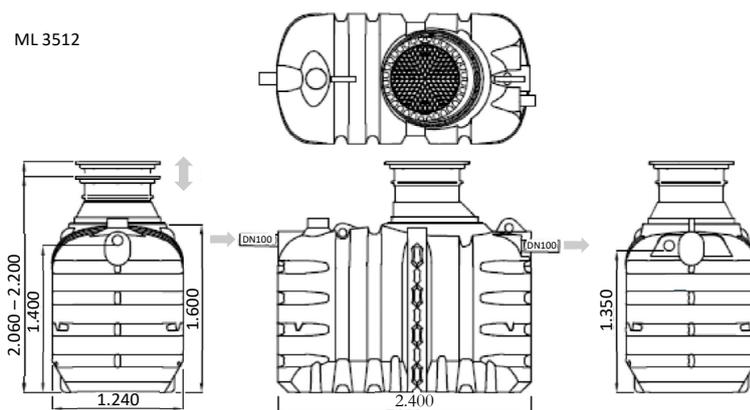


Abbildung 4.85: Behälterabmessungen für die Varianten D2 und D3 (2 x 1,5 m³ pro Behälter, Fa. REWATEC¹¹²)

¹¹⁰ Speichervolumen im Schlammbett für die täglich zugeführte TS-Fracht. Ermittlung unter Annahme eines σTS -Abbaus von 50 %.

¹¹¹ Impfschlammvolumen, das nach der Entsorgung vorzuhalten ist. Ermittlung unter Annahme eines σTS -Abbaus von 50 %.

¹¹² Abbildung und Abmessungen wurden der Einbau- und Montageanleitung 'Klärbehälter MONOLITH II' der Fa. REWATEC entnommen.

Der Zulaufpufferschacht wird als separater Behälter errichtet, analog zu den Varianten A – C. Die gewählten Behälter sind asymmetrisch gestaltet, so dass sich unterschiedliche Aufstromgeschwindigkeiten ergeben:

- $V_{\text{nutz}} = 7,1 \text{ m}^3$ (3,54 m³/Behälter, davon Kammerung in 2,00 m³ und 1,54 m³),
- $h_{\text{Wsp}} = 1,4 \text{ m}$,
- $h_{\text{Schlammbett}} = 0,47 \text{ m}$ (entsprechend einem Drittel der Nutztiefe),
- $V_{\text{Schlammbett}} = 2,4 \text{ m}^3$,
- $L_{\text{Auf},2,0 \text{ m}^3} = 1,0 \text{ m}$ (Abmessungen für die 2,0-m³-Kammer),
- $L_{\text{Auf},1,5 \text{ m}^3} = 1,3 \text{ m}$ (Abmessungen für die 1,5-m³-Kammer),
- $B_{\text{K}} = 1,4 \text{ m}$ (Behältermaß),
- $\text{HRT}_{\text{schlammfrei}} = 12 \text{ h}$ (bei $q_{\text{h,max}}$),
- $v_{\text{Auf,max},2,0 \text{ m}^3} = 0,27 \text{ m/h}$ (max. v_{Auf} für die 2,0-m³-Kammer),
- $v_{\text{Auf,max},1,5 \text{ m}^3} = 0,35 \text{ m/h}$ (max. v_{Auf} für die 1,5-m³-Kammer),
- $B_{\text{R,CSB}} = 0,2 \text{ kg/m}^3/\text{d}$.

Die Rezirkulation von 50 % des Anlagenablaufs eines nachgeschalteten Vertikalbodenfilters in die vierte Kammer des ABR ($V = 2,0 \text{ m}^3$) führt zur Erhöhung der Aufstromgeschwindigkeit auf 0,4 m/h und zur Verkürzung der Gesamt-HRT auf 11,5 h. Die Verweilzeit im schlammfreien Volumen in der letzten Kammer des ABR liegt bei 2,3 h.

Variante D4 – ABR mit 1,5 % TR im Schlammbett und vorgeschalteter Grobentschlammungsanlage

Diese Verfahrensweise (Anhang X – Abbildung X.3) entspricht der untersuchten Kombination (Abschnitt 4.2.5). Die grundsätzliche Auslegung des ABR erfolgt gemäß dem in Abschnitt 4.4.2.2 dargestellten Bemessungsgang. Im Gegensatz zu den Varianten D1 – D3 wird das ABR-Volumen zur Begrenzung des Entsorgungsaufwands an eine Speicherzeit von sechs Monaten angepasst. Für einen halbjährlichen Betrieb ergibt sich damit ein jährliches Schlamm Entsorgungsintervall. Für die Grobentschlammungsanlage wird eine Schlamm Speicherzeit von mindestens 3 Monaten angesetzt (zwei Entleerungen pro Saison). Die gewählte Absetzgrube (Abschnitt 4.4.2.1) hat ein Volumen von 2,6 m³.

Auslegung der Absetzgrube :

- $V_{\text{EKA}} = 2,6 \text{ m}^3$,
- Schlamm Speicherzeit > 3 Monate,
- $B_{\text{d,TS}} = 760 \text{ g/d}$,
- $\eta(\text{TS}_{\text{EKA}}) = 65 \%$,
- $V_{\text{SSP}} = 1,3 \text{ m}^3$,
- $\text{TR}_{\text{SSP}} > 4 \%$ (Annahme),
- $t_{\text{Speicherzeit}} = \text{TR}_{\text{SSP}} \cdot V_{\text{SSP}} / (\eta(\text{TS}_{\text{EKA}}) \cdot B_{\text{d,TS}})$
 $= 40 \text{ kg/m}^3 \cdot 1,5 \text{ m}^3 / (65\%/100\% \cdot 0,76 \text{ kg/d}) = 120 \text{ d}$,
- $\text{TS}_{\text{Ablauf,EKA}} = 266 \text{ g/d}$.

Auslegung des ABR:

- $\eta(\text{TS}_{\text{ABR}}) = 45 \%$,

- $B_{d,TS}$ = 266 g/d,
- $TS_{\text{Ablauf,ABR}}$ = 146 g/d,
- mittlerer TR-Gehalt = 1,5 %,
- oTR-Abbau = 50 %,
- Impfschlamm = 50 %,
- $V_{\text{Schlammzuwachs}}^{113}$ = 1,2 m³,
- $V_{\text{Impfschlamm}}^{114}$ = 1,2 m³,
- $V_{\text{Schlammbett,gesamt}}$ = 2,4 m³,
- h_{Wsp} = 1,5 m,
- $h_{\text{Schlammbett}}$ = 0,5 m,
- $V_{\text{ges.}}$ = $V_{\text{Schlammbett,gesamt}} / (h_{\text{Schlammbett}} / h_{Wsp}) = 7,2 \text{ m}^3$.

Die gewählten Behälter sowie die sich aus deren Abmessungen ergebenden Kennwerte entsprechen denen der Varianten D2 und D3. Die Raumbelastung ist aufgrund der Elimination partikulärer Verbindungen in der Absetzgrube mit 0,1 kg $CSB_{\text{hom.}}/\text{m}^3/\text{d}$ niedriger als in D2 und D3. Der Zulaufspeicher zur Beschickung des Bodenfilters wird analog zu den Varianten A – C als separater Behälter errichtet.

¹¹³ Speichervolumen im Schlammbett für die täglich zugeführte TS-Fracht. Ermittlung unter Annahme eines oTS-Abbaus von 50 %.

¹¹⁴ Impfschlammvolumen, das nach der Entsorgung vorzuhalten ist. Ermittlung unter Annahme eines oTS-Abbaus von 50 %.

4.4.2.4 Bodenfilter

Variante A wird mit einer $CSB_{\text{hom.}}$ -Flächenbelastung von $20 \text{ g/m}^2/\text{d}$ bemessen. Die Fläche an der Oberseite des Bodenfilters ergibt sich bei einer $CSB_{\text{hom.}}$ -Bemessungsfracht von 1.026 g/d zu 51 m^2 :

$$\begin{aligned} A_{\text{BF}} &= B_{\text{d,CSB,Bem.}} / B_{\text{A,CSB,Bem.}} \\ &= 1.026 \text{ g } CSB_{\text{hom.}}/\text{d} / 20 \text{ g } CSB_{\text{hom.}}/\text{m}^2/\text{d} \\ &= 51,3 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Für die Varianten B, C, D1, D2 und D4 wird die Bemessung analog Abschnitt 4.3.9 vorgenommen. Als Ausgangsgröße dient die Fläche des Bodenfilters bei konventioneller Auslegung (Variante A):

$$\begin{aligned} A_{\text{BF}} &= 51,3 \text{ m}^2 \\ t_{\text{Reg}} &= 6 \\ f_{\text{red}} &= 1 - t_{\text{Reg}}/12 \quad (\text{mit } f_{\text{red}} \geq 0,5) \\ &= 0,5 \quad (\text{Bedingung } f_{\text{red}} \geq 0,5 \text{ ist erfüllt}) \\ A_{\text{BF,CSB,red}} &= f_{\text{red}} \cdot A_{\text{BF}} \\ &= 0,5 \cdot 51,3 \text{ m}^2 \\ &= 25,7 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Der Berechnungsgang für Variante D3 wird mit einem höheren CSB -Eliminationsgrad des ABR vorgenommen:

$$\begin{aligned} B_{\text{d,CSB,roh,Bem.}} &= 1.710 \text{ g/d} \\ \eta(CSB_{\text{hom.}})_{\text{ABR}} &= 50 \% \\ B_{\text{d,CSB,Zulauf BF}} &= 855 \text{ g/d} \\ A_{\text{BF}} &= B_{\text{d,CSB,Bem.}} / B_{\text{A,CSB,Bem.}} \\ &= 855 \text{ g } CSB_{\text{hom.}}/\text{d} / 20 \text{ g } CSB_{\text{hom.}}/\text{m}^2/\text{d} \\ &= 42,8 \text{ m}^2 \\ t_{\text{Reg}} &= 6 \\ f_{\text{red}} &= 1 - t_{\text{Reg}}/12 \quad (\text{mit } f_{\text{red}} \geq 0,5) \\ &= 0,5 \quad (\text{Bedingung } f_{\text{red}} \geq 0,5 \text{ ist erfüllt}) \\ A_{\text{BF,CSB,red}} &= f_{\text{red}} \cdot A_{\text{BF}} \\ &= 0,5 \cdot 42,8 \text{ m}^2 \\ &= 21,4 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

4.4.2.5 Vergleichsanlagen

Variante E – SBR-Anlage

Der SBR wurde von einem Hersteller auf Grundlage der in Abschnitt 4.4.1 angegebenen Frachten und Zuflüsse ausgelegt. Die Baugröße der angebotenen Einbehälter-Kompaktanlage ($d_i = 2,5 \text{ m}$) entspricht einem Anschlusswert von 9 – 12 EW. Die Auslegung erfolgte gemäß der Herstellerdokumentation mit einem Zufluss von 150 l/EW/d bzw. $1,8 \text{ m}^3/\text{d}$ und einer Zulauffracht von max. $0,72 \text{ kg BSB}_5/\text{d}$, entsprechend $1,44 \text{ kg CSB}_{\text{hom.}}/\text{d}$ ($12 \text{ EW} \cdot 0,12 \text{ kg CSB}_{\text{hom.}}/\text{d}$). Die hydraulische Belastung entspricht den Bemessungsvorgaben, die Bemessungsfracht der Anlage ist im Vergleich zur Bemessungsvorgabe knapp kalkuliert.

Die SBR-Anlage (Abbildung 4.86, Tabelle 4.34) besteht aus einem Vorklärbecken mit integriertem Schlamm-speicher (Gesamtvolumen $3,9 \text{ m}^3$, 2 Kammern) und dem SBR ($3,9 \text{ m}^3$). Ein separater Pufferbehälter ist nicht Bestandteil der Anlage, allerdings kann der Wasserstand in der Vorbehandlungsanlage zur Bereitstellung eines zusätzlichen Speichervolumens von $0,82 \text{ m}^3$ um $0,4 \text{ m}$ aufgestaut werden.

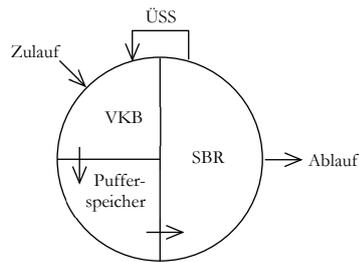


Abbildung 4.86: Verfahrensschema von Variante E – SBR-Kompaktanlage

Zur Entkopplung des Anlagenzulaufs von der biologischen Stufe wird entgegen der vorgesehenen Betriebsweise das zweite Vorklärbecken ausschließlich als Pufferbehälter betrieben. Damit steigt das Puffervolumen auf max. $2,4 \text{ m}^3$ (inkl. Aufstauvolumen). Die hydraulische Verweilzeit in der ersten Kammer des VKB gewährleistet mit minimal rd. 2,6 h im schlammfreien Volumen (ohne zusätzlichen Aufstau) bei $q_{h,\text{max}} = 340 \text{ l/h}$ eine weitgehende Abscheidung der partikulären Substanzen.

Das spezifische Volumen des SBR mit Vorklärung beträgt gemäß DWA-M 221 (2012) bei Maximalinstau 275 l/E . Für den konkreten Fall ergibt sich aus der Zulauffracht ein Anschlusswert von $14,25 \text{ EW}$ ($1,71 \text{ kg CSB}_{\text{hom.}}/\text{d} / 0,12 \text{ kg CSB}_{\text{hom.}}/\text{E}$). Das erforderliche Volumen liegt bei $3,9 \text{ m}^3$ und entspricht den Behälterabmessungen.

Tabelle 4.34: Anlagenabmessungen der SBR-Kompaktanlage ($d_A = 2,7 \text{ m}$)

Parameter	Einheit	VKB	Zulaufpuffer	SBR
Nutztiefe	min.	[m]	1,6	1,4
	max.	[m]	2,0	1,7
Volumen	min.	[m ³]	2,0	3,3
	max.	[m ³]	2,4	3,9

Variante F – Tropfkörper-Anlage

Die Tropfkörperanlage wurde von einem angefragten Hersteller auf Grundlage der in Abschnitt 4.4.1 angegebenen Frachten und Zuflüsse ausgelegt. Die Anlage besteht aus einer Dreikammerabsetzgrube und der in einem weiteren Behälter installierten biologischen Stufe mit Tropfkörper und Nachklärbecken (Ausführung: Beton, $d_a = 2,7$ m, $d_i = 2,5$ m). Ein Zulaufpufferspeicher war nicht Teil des Angebots und wurde zusätzlich kalkuliert (Abbildung 4.87, Tabelle 4.35). Die Kläranlage ist für den Anschluss von 9 – 13 EW ausgelegt. Die Bemessungsfracht liegt gemäß Baureihenheft bei 0,78 kg BSB₅/d bzw. 1,56 kg CSB_{hom.}/d, der Bemessungszufluss bei 1,95 m³/d. Wie beim SBR liegt der Bemessungszufluss im geforderten Bereich, die Bemessungsfracht unterschreitet die Bemessungsvorgabe zu 9 %.

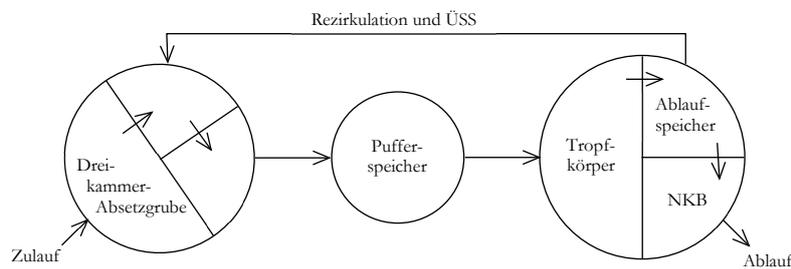


Abbildung 4.87: Verfahrensschema von Variante F – Tropfkörperanlage

Das Volumen der Vorklärung liegt bei 6,3 m³, davon entfallen 3,2 m³ auf Kammer 1 und jeweils 1,6 m³ auf die Kammern 2 und 3. Die sich bei $q_{h,max}$ (0,38 m³/h) und einem minimal zulässigen schlammfreien Volumen von 50 % ergebenden hydraulischen Verweilzeiten ($HRT_{MKG1} = 4$ h, $HRT_{MKG2} = HRT_{MKG3} = 2$ h) gewährleisten eine sichere Sedimentation partikulärer Abwasserbestandteile.

Tabelle 4.35: Anlagenabmessungen der Tropfkörperanlage

Parameter	Einheit	VKB	Zulaufpuffer	Tropfkörper	NKB
Nutztiefe	[m]	1,4	1,7	1,5	2,1
Volumen	[m ³]	6,3	3,0	3,6	2,3

Das Volumen des Tropfkörpers liegt gemäß Baureihenheft bei 3,6 m³, die auf Grundlage der Bemessungsfracht (1,71 kg CSB_{hom.}/d) berechnete BSB₅-Raumbelastung¹¹⁵ mit 0,14 kg/m³/d unter den nach DWA-M 221 (2012) maximal zulässigen 0,15 kg/m³/d. Das Rücklaufverhältnis beträgt 4,5. Der überwiegende Teil des Rücklaufs ($RV_{TK} = 3,5$) wird direkt auf den Tropfkörper gefördert, der Rest in die Vorklärung ($RV_{VK} = 1,0$). Die hydraulische Flächenbeschickung ($q_{A,TK}$) des Tropfkörpers beträgt für $q_{h,max}$ rd. 0,8 m³/m²/h. Damit ist die Bedingung des DWA-M 221 mit $q_{A,TK} \geq 0,4$ m³/m²/h für brockengefüllte Tropfkörper erfüllt. Aufgrund des Rücklaufs in die zweite Kammer der Vorklärung sinkt die minimale Verweilzeit im schlammfreien Volumen der Kammern zwei und drei auf jeweils 1 h.

¹¹⁵ Annahmen: Wirkungsgrad Vorklärung: 40 % für BSB₅ und CSB_{hom.}, CSB_{hom.}/BSB₅ = 2,0 (vgl. Anhang M – Abbildung M.3)

Der Zulaufpufferschacht wird wie die Kläranlage in Beton ausgeführt, der Vorklärung nachgeschaltet und auf ein Volumen von $3,0 \text{ m}^3$ ausgelegt ($q_{h,\max} \cdot (1 + RV_{VK})$). Aus den Abmessungen des gewählten Behälters ($d_a = 1,74 \text{ m}$, $d_i = 1,5 \text{ m}$, $h_i = 2,05 \text{ m}$ – ohne Konus) und der Wasserspiegellage der Vorklärung ergibt sich ein Nutzvolumen von $3,0 \text{ m}^3$.

4.4.3 Investitions- und Baukosten

Die für die Ermittlung der Kosten (Tabelle 4.38) genutzten Grundlagen sind in Tabelle 4.36 und Tabelle 4.37 zusammengefasst. Die für die Varianten A – D ermittelten Kosten für die Errichtung des Bodenfilters wurden aus den tatsächlichen Baukosten der KA Kanuheim Lübbenau abgeleitet. Die Kosten für die Vorbehandlungsanlagen und Pufferspeicher wurden auf Grundlage der Preislisten verschiedener Lieferanten kalkuliert. Die angegebenen Kosten für die einzelnen Anlagenteile enthalten die Kosten für deren Beschaffung und die Montage (ohne Tiefbauarbeiten).

Die Kosten für die Herstellung der Baugrube, das Anlegen einer Sauberkeitsschicht, die Montage der Behälter, das Verfüllen der Baugrube und den Einbau des überschüssigen Materials auf dem Gelände des Kanuheims wurden unter der Rubrik 'Tiefbau' zusammengefasst, die Kosten auf Grundlage des für die Herstellung einer Baugrube nach DIN 4124 erforderlichen Aushubs kalkuliert. Planungskosten (inkl. Baugrundgutachten) wurden nicht berücksichtigt. Die realen Kosten für die Erdarbeiten werden von der tatsächlichen Ausführung der Baufirma beeinflusst (z. B. tatsächliche Größe der Baugrube gegenüber den Anforderungen der DIN 4124).

Die Kosten für die Vorkläranlagen (EKA, MKG, MKA, ABR) und die Pufferspeicher sind vom Anbieter abhängig, so dass ein gewisser Spielraum für den Kostenrahmen besteht. Die Kosten für Aushub und Verfüllung der Baugruben sowie für den Einbau des überschüssigen Materials auf dem Grundstück liegen für die Varianten A – C bei rd. 15 % der Gesamtinvestitionskosten, für die Varianten D1 – D4 bei rd. 18 % und für die Varianten E und F bei rd. 31 bzw. 34 % (tiefere Baugruben). Die spezifischen Investitions- und Baukosten für den Bodenfilter (inkl. Ablaufschacht) liegen für Variante A bei rd. 120 EUR/m_{BF}² und für die Varianten B, C und D bei rd. 155 EUR/m_{BF}². Darin sind die Kosten für den Pufferschacht mit Zulaufpumpe nicht enthalten.

Die spezifischen Investitions- und Baukosten liegen für den ABR der Varianten D1 – D3 bei rd. 680 EUR/m_{ABR}³, Variante D4 liegt aufgrund des größeren Volumens bei 655 EUR/m_{ABR}³. Für die Absetzanlagen der Varianten A, B und C entstehen spezifische Investitions- und Baukosten von 451 EUR/m_{VKB}³ (Variante A) bis 665 EUR/m_{VKB}³ (Variante C). Die spezifischen Kosten für den Zulaufschacht inkl. der technischen Ausrüstung (Abwasserpumpe, Elektroninstallation) betragen i. M. 920 EUR/m_{Puffervolumen}³.

Die SBR-Anlage ist in Bezug auf die Investitionskosten die preisgünstigste Lösung. Tropfkörper und konventionell bemessene Bodenfilteranlage sind die teuersten Varianten. Beim Vergleich der verschiedenen Bodenfilterverfahrenskombinationen ist die konventionell bemessene Bodenfilteranlage aufgrund des höheren Bauaufwandes deutlich teurer als die Verfahren mit abgeminderten Flächen bzw. Volumen. Varianten mit ABR (D1 – D4) ergeben keine Kostenersparnis gegenüber einer konventionellen, aber abgeminderte Vorklämung (Variante B) oder einer konventionellen Absetzanlage (Variante C). Da die Beetoberfläche der Varianten B, C, D1, D2 und D4 gleich groß sind, ist der Kostenunterschied zwischen diesen Varianten von den Kosten für die Vorbehandlungsanlage abhängig.

Tabelle 4.36: Grundlage der Kostenschätzung für die Errichtung einer Bodenfilteranlage mit mechanisch/teilbiologisch wirksamer Vorbehandlungsanlage

Parameter	Einheit	Variante							
		A MKA + BF	B MKA _{abg} + BF _{abg}	C MKG + BF _{abg}	D1 ABR _{1,5} + BF _{abg}	D2 ABR _{3,0} + BF _{abg}	D3 ABR _{3,0/tb} + BF _{abg}	D4 VKB + ABR _{1,5} + BF _{abg}	
Absetzanlage	Anzahl Kammern	3	3	3	-	-	-	1	
	Anzahl Behälter	2	2	1	-	-	-	1	
	Nutzvolumen	12	8,0	6,0	-	-	-	2,6	
	Schlamm Speicher	33	33	50	-	-	-	50	
	HRT _{gesamt,inkl.RV} ^{a)}	19	13	11	-	-	-	6,8	
	HRT _{schlammfrei,min} ^{a)}	3,5 ^{b)}	2,3 ^{b)}	1,3 ^{c)}	-	-	-	3,4	
	HRT _{schlammfrei,K1} ^{d)}	11	7,0	2,6	-	-	-	3,4	
	η _{CSB}	40	40	40	-	-	-	40	
	η _{TS}	65	65	65	-	-	-	65	
	t _{Speicherzeit,K1} ^{e)}	[Monate]	5,3	3,5	4,0	-	-	-	3,5
t _{Speicherzeit,K1,Stab.} ^{f)}	[Monate]	8,2	5,4	6,1	-	-	-	5,3	
ABR	Anzahl Kammern	-	-	-	5	4	4	4	
	Anzahl Behälter	-	-	-	3	2	2	2	
	Nutzvolumen	-	-	-	13,6	7,1	7,1	7,1	
	HRT _{gesamt,inkl.RV} ^{a)}	-	-	-	22	11	11	11	
	HRT _{schlammfrei,min} ^{a)}	-	-	-	3,2 ^{b)}	2,3 ^{b)}	2,3 ^{b)}	2,3 ^{b)}	
	v _{Auf,max}	-	-	-	0,3	0,4	0,4	0,4	
	TR _{Schlammbett}	-	-	-	1,5	3,0	3,0	1,5	
	B _{R,CSB,ABR}	-	-	-	0,09	0,18	0,18	0,10	
	η _{CSB}	-	-	-	40	40	50	40	
	η _{TS}	-	-	-	80	80	80	45	
t _{Speicherzeit}	[Monate]	-	-	-	3	3	3	6	
VBF	Filteroberfläche	51	26	26	26	26	21	26	
	B _{A,CSB,Saison}	20	40	40	40	40	40	40	

a) ggf. unter Berücksichtigung der Rückführung von gereinigtem Abwasser in die Vorbehandlungsanlage (RV = 0,5)

b) HRT in der letzten Kammer der Vorklärung bei $q_{h,max}$ und Rezirkulation von gereinigtem Abwasser mit RV = 0,5 in die letzte Kammer

c) HRT in der ersten Kammer bei $q_{h,max}$ und Rezirkulation von gereinigtem Abwasser mit RV = 0,5 in den Zulauf der MKG

d) HRT im schlammfreien Volumen in der ersten Kammer der MKA, MKG oder in der EKA, ggf. unter Berücksichtigung von RV = 0,5

e) Schlamm Speicherzeit bei 4 % TR im Schlamm, ohne Berücksichtigung von Abbauvorgängen

f) Schlamm Speicherzeit bei 4 % TR im Schlamm, unter Berücksichtigung von 50 %-oTR-Abbau im abgelagerten Schlamm

ABR_{1,5} ... ABR mit 1,5 % TR im Schlammbett

ABR_{3,0} ... ABR mit 3,0 % TR im Schlammbett

ABR_{3,0/tb} ... ABR mit 3,0 % TR im Schlammbett und teilbiologischer Wirkung

BF_{abg} ... Bodenfilter mit abgemindertem Flächenbedarf

MKA_{abg} ... Mehrkammerausfallgrube mit abgemindertem Volumen

Tabelle 4.37: Behandlungsvolumen der untersuchten Varianten

Parameter	Einheit	Variante									
		A	B	C	D1	D2	D3	D4	E	F	
Vorbehandlung	[m ³]	12,0	8,0	6,0	16,3	7,1	7,1	9,7	2,0	6,3	
Zulaufpuffer	[m ³]	2,6	2,6	2,6	2,7	2,6	2,6	2,6	2,4	3,0	
biolog. Stufe	[m ³]	46	23	23	23	23	19	23	3,9	7,0	
f _{red,biologische Stufe}	[-]	-	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	-	-	

Angaben für die VBF ohne Ablaufschacht; Angaben für Tropfkörper inkl. NKB

Tabelle 4.38: Investitions- und Baukosten für die auf Grundlage von vor-Ort-Untersuchungen durchgeführte Nachbemessung der KA Kanuheim Lübbenau

Parameter	Einheit	Variante											Tropfkörper		
		Vertikalbodenfilter													
		Ausfaulgrube			Absetzgrube			ABR			VKB + ABR			SBR	
		A	B	C	D1	D2	D4	D4	C4	VKB + ABR					
RTSA-Vorbereitungsanlage	[%]	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	F	40
Ausführung	[t]	konventionell	MKA abgemindert VBF abgemindert	MKG konventionell VBF abgemindert	TS _{ABR} = 1,5 % VBF abgemindert	TS _{ABR} = 3,0 % VBF abgemindert	TS _{ABR} = 3,0 % VBF abgemindert	TS _{ABR} = 3,0 % VBF abgemindert	TS _{ABR} = 1,5 % VBF abgemindert	TS _{ABR} = 1,5 % VBF abgemindert	konventionell	konventionell	konventionell	konventionell	konventionell
Erschließung	[EUR]	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550
Tiefbau	[EUR]	2.390	1.820	1.500	2.940	2.200	2.140	2.140	2.610	2.610	2.590	2.590	2.590	2.590	2.590
Pufferschacht, inkl. Pumpe	[EUR]	1.800	1.800	1.800	1.940	1.800	1.800	1.800	1.800	1.800	1.800	1.800	1.800	1.800	1.800
Kläranlage	[EUR]	9.400	6.390	5.750	10.390	6.820	6.520	6.520	7.920	7.920	4.290	4.290	4.290	4.290	4.290
(inkl. Montage)	[EUR]	4.100	2.940	2.300	6.940	3.370	3.370	3.370	4.470	4.470	keine Angabe				
Biologische Stufe	[EUR]	5.300	3.450	3.450	3.450	3.450	3.150	3.150	3.450	3.450	keine Angabe				
Summe	[EUR]	15.130	11.560	10.600	16.820	12.370	12.010	12.010	13.880	13.880	8.430	8.430	8.430	8.430	8.430
Kostenersparnis gegenüber Variante A	[%]	-	24	30	-11	18	21	21	8	8	44	44	44	44	44

Kalkulationsgrundlage (alle Angaben zzgl. MwSt.):

- Vorbereitungsarbeiten: Listenpreise für Behälter und Auftriebsicherung, inkl. Montagearbeiten (50 EUR/h),
- Pufferschacht: Listenpreise für Behälter, Ausrüstung gemäß der bei der Errichtung des Pufferschachts am Kanuheim Lübbenau angefallenen Kosten (inkl. Abwasserpumpe und Montagearbeiten),
- Tropfkörper und SBR: Richtpreisangebot (Lieferung Behälter und Ausrüstung und Montage der Ausrüstung),
- Bodenfilter: Ableitung aus der Kosten für die Errichtung des Bodenfilters Kanuheim Lübbenau (Material, Einbau, Ausrüstung, Ablaufschacht mit Pumpe, ohne Aufwand für Ausheben des Filterbeckens),
- Schachtarbeiten: Baugrube nach DIN 4124 ausheben: 14 EUR/m³ (bindiger Boden), Baugrube verfüllen/Material im Gelände einbauen: 10 EUR/m³, Anlegen einer Sauberkeitsschicht (0,1 m),
- Erschließungskosten: Bau Abwasserzuleitung zur Kläranlage und Abwasserableitung von der Kläranlage, Stromkabel verlegen, inkl. Schachtarbeiten.

4.4.4 Diskussion der Varianten

Vergleich der Bodenfiltervarianten mit konventioneller Vorklärung und mit ABR

Von den untersuchten Bodenfiltervarianten ist Variante C mit konventioneller Absatzgrube und flächenabgemindertem Bodenfilter die kostengünstigste. Zum Zeitpunkt der Anlagenerrichtung wurden für Bodenfilter im Kleinkläranlagenbereich Mehrkammerausfallgruben zur Abwasservorbehandlung empfohlen [DWA-A 262, 2006]. Gemäß dem im Rahmen der Neufassung des DWA-A 262 veröffentlichten Gelbdruck ist auch der Einsatz von Mehrkammerabsatzgruben möglich.

Durch das damit verbundene geringere Behandlungsvolumen sinken die Kosten für Beschaffung und Tiefbauarbeiten, so dass Variante C von allen Bodenfiltervarianten am günstigsten ist. Gegenüber einer konventionell bemessenen und mit Ausfallgrube errichteten Bodenfilteranlage (Variante A) sinken die Investitionskosten für Variante C um 30 %. Die flächen- und volumenabgeminderte Variante B ist dagegen nur um 24 % günstiger als Variante A. Für Variante C wurde zur Gewährleistung der erforderlichen Verweilzeit im schlammfreien Volumen ($HRT \geq 2$ h) keine Volumenabminderung der Vorklärung vorgenommen.

Die Kosten für die tatsächlich realisierte Anlage in Lübbenau sind mit 8.700 EUR zzgl. MwSt. günstiger als die für Variante B (gleicher Anlagenaufbau) ermittelten Kosten. Die als Grundlage für den Variantenvergleich vorgenommene Nachbemessung führte allerdings zu Änderungen der Baugröße (höherer Flächenbedarf des Bodenfilters, größeres Volumen der Vorklärung, Berücksichtigung der Rezirkulationsmenge beim Zulaufpuffervolumen) und damit zu einem höheren Bauaufwand. Die auf die Bemessungsfracht bezogenen spezifischen Investitions- und Baukosten liegen für Variante B mit 6,80 EUR/g $CSB_{\text{hom.,Bemessung}}$ und für Variante C mit 6,20 EUR/g $CSB_{\text{hom.,Bemessung}}$ unter den tatsächlich entstandenen Kosten von 7,30 EUR/g $CSB_{\text{hom.,Bemessung}}$. Für die Anlagenerrichtung wurde 2009 eine auf den einwohnerspezifischen Frachten (nach ATV-DVWK-131 (2000) definitionsgemäß 85-%-Perzentilwerte) basierende spezifische $CSB_{\text{hom.}}$ -Zulauffracht von 60 g/P/d angesetzt, für die Nachbemessung eine auf Messungen beruhende spezifische $CSB_{\text{hom.}}$ -Zulauffracht von 90 g/P/d (85-%-Perzentil). Im Hinblick auf die Bemessungsfracht sind die Kosten für Variante B und die reale Anlage vergleichbar und für Variante C günstiger.

Die betrachteten ABR-Varianten sind ohne Ausnahme teurer als die mit konventioneller Vorklärung errichteten Varianten B und C. Je niedriger der TR-Gehalt im Schlammbett des ABR ist, desto größer wird das benötigte Volumen für die Schlammstorage im Schlammbett. Je höher der Feststoffgehalt ist, desto geringer werden der Bauaufwand und die Kosten für die Vorbehandlungsanlage.

Die sich aus den Behälterabmessungen und der vorgegebenen Schlammstoragezeit ergebenden Betriebsparameter, insbesondere die Raumbelastung und die Aufstromgeschwindigkeiten, sind im Vergleich zu den durchgeführten Untersuchungen niedrig (Abschnitt 4.2.5). Es ist fraglich, ob die aus der geringen Raumbelastung resultierende Gasbildung für die Durchmischung des Schlammbetts ausreichend ist. Die Aufstromgeschwindigkeit ist auch bei $q_{h,\text{max}}$ niedrig. Im Betrieb werden

abhängig vom Tagesgang und von der Belegung geringere Aufstromgeschwindigkeiten auftreten. Die Akkumulation von Feststoffen im Schlammbett wird durch niedrige Aufstromgeschwindigkeiten begünstigt. Ansteigende Feststoffkonzentrationen führen zur Verdichtung des Schlammbetts, die Zunahme von Kurzschlussströmungen ist zu erwarten.

Die fehlende Berücksichtigung des TR-Gehalts im Bemessungsansatz von ABR verhindert eine sichere Auslegung. In diesem Zusammenhang sind die Wechselwirkungen zwischen Raumbelastung, Temperatur, Gasbildung und Aufstromgeschwindigkeit von erheblicher Bedeutung für die Mischungsbedingungen im Reaktor. Die Erhöhung des Feststoffspeichervolumens im Schlammbett durch Vergrößerung des Reaktionsraumes ist für die Einhaltung praktikabler Entsorgungsintervalle notwendig, steht aber der Durchmischung (Gasbildung, Zulaufimpuls) entgegen. Eine (quasi-)kontinuierliche Kontrolle des Schlammbetts (Feststoffkonzentration und Schlammбетhöhe) über entsprechende technische Abzugseinrichtungen (Abschnitt 4.2.5.6) erscheint sinnvoller (gleichmäßige Schlammбетeigenschaften) als ein diskontinuierlicher Schlammabzug. Die dafür erforderliche technische Ausrüstung und der Überwachungsaufwand eignen sich nicht für den Einsatz bei Kleinkläranlagen. Weitere Optimierungsmöglichkeiten, u. a. zur Einstellung hoher Aufstromgeschwindigkeiten ohne Überschreitung der zulässigen Aufstromgeschwindigkeit wurden in Abschnitt 4.2.5.6 diskutiert.

Der Einsatz von ABR ist dann mit abgeminderten Mehrkammerausfallgruben oder mit Mehrkammerabsetzgruben konkurrenzfähig, wenn die Behandlungsvolumen und die Kosten für die Behälter und deren Einbau ähnlich sind. Einsparungen bei der Filteroberfläche durch eine teilbiologische Wirkung können nicht in Ansatz gebracht werden, zum einen durch die Temperaturabhängigkeit¹¹⁶ des Abbaus der gelösten Abwasserinhaltsstoffe, zum anderen für den dafür benötigten Einfahrbetrieb. Variante D3 ist zwar die kostengünstigste unter den ABR-Varianten, scheidet aber aufgrund der genannten Zusammenhänge und aufgrund höherer Kosten im Vergleich zu den Varianten B und C aus.

Generell lassen lange Einfahrzeiten, saisonale Schwachlast- und Hochlastphasen sowie mehrmonatige Beschickungspausen den Einsatz von ABR zur Vorbehandlung saisonal anfallender Abwässer nicht als Mittel der Wahl erscheinen. Dabei sind die Auswirkungen mehrmonatiger Betriebsunterbrechungen auf die Leistungsfähigkeit der anaeroben Biomasse ungeklärt (vgl. auch Abschnitt 4.2.5.6).

In betrieblicher Hinsicht ist die Kombination aus ABR und vorgeschalteter Absetzanlage günstiger, da das Entsorgungsintervall im ABR durch die Grobstoffabscheidung steigt, so dass auch bei geringen Feststoffkonzentrationen im Schlammbett das Reaktorvolumen des ABR vglw. niedrig ausfällt. Variante D4 ist unter den ABR-Varianten die berechenbarste, allerdings nicht die günstigste.

¹¹⁶ Die Abwassertemperaturen lagen in Lübbenau zu Saisonbeginn (April) deutlich unter 20 °C (Minimum: 7 °C, Mittelwert aller Aprilproben: 13 °C).

Unter den gegebenen Bedingungen hat der Einsatz von ABR als Vorbehandlungsanlage keine Kostenvorteile gegenüber einer konventionellen Mehrkammerausfallgrube mit abgemindertem Volumen oder einer Mehrkammerabsetzgrube. Die bemessungstechnische Berücksichtigung eines über die mechanische Absetzwirkung hinausgehenden Wirkungsgrades ist nicht möglich. Die Unklarheiten bzw. Probleme bei Bemessung und Betrieb von ABR überwiegen den über einen relativ kurzen Zeitraum auftretenden potentiellen Nutzen bei Abwassertemperaturen $> 20\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Da sich das Strömungsverhalten in ABR deutlich von dem in Absetzanlagen unterscheidet, fällt eine Aussage über die Betriebssicherheit von ABR vor Bodenfiltern, insbesondere im Hinblick auf die Auswirkungen von Schlammabtrieb als Folge der Entgasung des Schlammbetts (vgl. Abschnitt 4.2.5.4), ohne weitere technische Maßnahmen nicht positiv aus. Eine nachgeschaltete Stufe zur zuverlässigen Schlammabscheidung ist zwingend notwendig, kann aber in den Pufferbehälter integriert werden, wenn gewährleistet ist, dass bei der Beschickung des Bodenfilters kein sedimentierter Schlamm mitgerissen wird und sedimentierter Schlamm zuverlässig entfernt wird, bspw. durch Rückpumpen in den ABR.

Vergleich von Variante B mit den Alternativvarianten E (SBR) und F (Tropfkörper)

Die Tropfkörperanlage ist im Gegensatz zum SBR aufgrund ihrer mehr als doppelt so hohen Kosten nicht konkurrenzfähig. Der wesentliche Vorteil der SBR-Anlage liegt im geringen Platzbedarf durch eine kompakte Ausführung. Zum einen ist keine Mehrkammergrube erforderlich, sondern ein Vorklärbecken ausreichend, zum anderen ist der Pufferschacht in den vorhandenen Baukörper integriert. Damit fallen die Investitions- und Baukosten im Vergleich zu den anderen Varianten am geringsten aus. Dem gegenüber ist die günstigste klein bemessene Bodenfilteranlage (Variante C) um 2.170 EUR teurer. Die höheren Kosten werden maßgeblich durch den separaten Pufferspeicher und die Mehrkammergrube sowie die dafür anfallenden Baukosten verursacht. Ein Einsparpotential ergibt sich theoretisch durch die Berücksichtigung der Denitrifikation zur Frachtreduzierung bei der Bemessung des Bodenfilters, allerdings setzt dies eine entsprechende Nitrifikationsleistung voraus, die aber bei niedrigen Temperaturen oder bei Vorliegen einer Nitrifikationshemmung nicht gesichert ist. Damit kann keine weitere Flächenreduzierung vorgenommen werden. Die Größe der Vorklärung kann bei Verfügbarkeit entsprechender Behälter durch Begrenzung der Verweilzeit im schlammfreien Volumen der ersten Kammer auf höchstens 2 h reduziert werden, wenn dies einen Kostenvorteil gegenüber den für den Vergleich genutzten, etwas größeren Behältern ergibt.

Das vorliegende Angebot für den SBR ist als sehr günstig einzuschätzen. Listenpreise für SBR-Anlagen im Bereich von 14 EW sind deutlich teurer und liegen oberhalb von 5.700 EUR zuzüglich MwSt., Montage- und Lieferkosten¹¹⁷. Der günstigste Listenpreis ist 1.500 EUR höher als der angebotene SBR. Mit Montage und Lieferung sinkt die Preisdifferenz zu Variante C weiter.

¹¹⁷ REWATEC Solido 16 EW: 6.554 EUR, zzgl. MwSt. Listenpreis ABW oikoartec GmbH, Berlin (www.abwshop.de)
 REWATEC Solid-clAir 16 EW: 5.780 EUR, zzgl. MwSt. Listenpreis ABW oikoartec GmbH, Berlin (www.abwshop.de)
 GRAF Klaro Easy 12 – 18 EW: 7.249 EUR, zzgl. MwSt. Listenpreis Otto GRAF GmbH, Teningen (www.graf-online.de)

Die Investitions- und Baukosten sind für Variante C höher als für den SBR, allerdings sind die Betriebskosten geringer. Die Schlammensorgung ist in Variante E infolge des abzuziehenden Überschussschlammes teurer als für die Bodenfilteranlage, bei der ausschließlich Primärschlamm zu entsorgen ist (Tabelle 4.39). Die Energiekosten für den Betrieb des Bodenfilters werden durch zwei Pumpen verursacht (Zulauf- und Ablauf/Rezirkulationspumpe), beim SBR kommt der Energiebedarf für die Belüftung hinzu. Der Elektroenergiebedarf liegt in Lübbenau bei rd. 54 kWh/a bzw. 11 kWh/EW_{Ausbau}/a (Betriebszeit der Pumpen im Saisonmittel: rd. 0,5 h/d/Pumpe, Leistungsaufnahme: 0,3 kW pro Pumpe). Der Elektroenergiebedarf von SBR-Anlagen wird mit 67 kWh/EW_{Ausbau}/a für Anlagen im Bereich von 12 – 16 EW¹¹⁸ [HEGEMANN ET AL., 2000] angegeben. Im Vergleich zu Vertikalbodenfilteranlagen ist der Elektroenergiebedarf von SBR-Anlagen (Baugröße: 6 bzw. 8 EW) um den Faktor 4 – 5 [BARJENBRUCH UND AL JIROUDI, 2005] bzw. um den Faktor 12 [STRAUB, 2008] höher. Zusätzlich fallen Kosten für die Fremdwartung an. Für Bodenfilter sind jährliche, für SBR-Anlagen halbjährliche Wartungstermine üblich, d. h. die Kosten sind beim SBR etwa doppelt so hoch. Für die Inbetriebnahme des SBR wurden zusätzliche Kosten für das Animpfen mit Belebtschlamm¹¹⁹ kalkuliert. In der Summe liegen die Betriebskosten für den Bodenfilter deutlich unter den Betriebskosten für die SBR- und die Tropfkörperanlage (Tabelle 4.39).

Tabelle 4.39: Betriebskosten von Vertikalbodenfilter-, SBR- und Tropfkörperanlagen (ohne Kosten für die ggf. erforderliche behördliche Überwachung)

Kosten für:	Parameter	Einheit	Vertikalfilter	SBR-Anlage	Tropfkörper
Schlammensorgung	Primärschlamm ^{a)}	[m ³ /a]	2,3	2,3	2,3
	Überschussschlamm ^{b)}	[m ³ /a]	-	1,1	0,6
	Gesamt	[m ³ /a]	2,3	3,4	2,9
	Entsorgungskosten, inkl. MwSt. ^{c)}	[EUR/a]	48,30	71,40	60,90
Fremdwartung	Termine pro Jahr	[a ⁻¹]	1	2	2
	Kosten pro Wartung, inkl. MwSt.	[EUR]	120 ^{d)}	110 ^{e)}	110 ^{f)}
	Wartungskosten, inkl. MwSt.	[EUR/a]	120	220	210
Inbetriebnahme	Animpfen (vgl. Fußnote 119)	[m ³]	-	1,7	-
	Kosten, inkl. MwSt.	[EUR/a]	-	35,70	-
Energiebedarf	Verbrauch	[kWh/a]	54 ^{g)}	350 ^{h)}	146 ⁱ⁾
	Energiekosten, inkl. MwSt. ^{j)}	[EUR/a]	15,70	101,50	42,40
Summe Betriebskosten	inkl. MwSt.	[EUR/a]	184,00	428,60	323,30
	zzgl. MwSt.	[EUR/a]	154,62	360,17	271,68

^{a)} gemäß Auslegung, ohne Berücksichtigung von anaeroben Abbauvorgängen im Schlamm

^{b)} Schlammfall bei halbjährlicher Räumung nach DORGELOH UND SCHÜRMAN (2001)

^{c)} Entsorgungskosten: 21 EUR/m³ (Mittelwert der Entsorgungspreise von 7 Entsorgungsfirmen) [BECKER, 2016]

^{d)} Mittlere Wartungskosten von 12 SBR-Anlagen im Bereich von 10 – 18 EW (Daten: BECKER, 2016)

^{e)} Mittlere Wartungskosten von 10 Vertikalbodenfilteranlagen im Bereich von 4 – 6 EW (Daten: BECKER, 2016)

^{f)} Mittlere Wartungskosten von 20 Kleinkläranlagen im Bereich von 10 – 20 EW (Daten: BECKER, 2016)

^{g)} Verbrauchsdaten der KA Kanuheim Lübbenau

^{h)} Berechnung auf Grundlage von 65 kWh/E/a für SBR-Anlagen im Bereich von 12 – 16 EW [HEGEMANN ET AL., 2000] und einer Betriebszeit von rd. 6 Monaten

ⁱ⁾ Berechnung auf Grundlage von 4,2 kWh/E/a für Tropfkörper-Anlagen im Bereich von 12 – 16 EW [HEGEMANN ET AL., 2000] und einer Betriebszeit von rd. 6 Monaten

^{j)} Berechnung auf Grundlage eines Endverbraucherpreises von 29 ct/kWh

¹¹⁸ Berechnung auf Grundlage der von HEGEMANN ET AL. (2000) angegebenen Daten (Strompreis, einwohnerspezifischen Energiekosten)

¹¹⁹ V_{SBR} = 3,9 m³, Annahme TS-Gehalt = 3 g/l, bei Belüftung und max. Einstau liegt die TS-Fracht im SBR bei 11,7 kg

Zum Animpfen wird frischer Überschussschlamm oder Rücklaufschlamm genutzt (Annahme TS = 0,7 %). Das Impfschlammvolumen beträgt damit 1,7 m³. Zur Kostenermittlung wurden die gleichen Preise wie für die Schlammensorgung angesetzt.

Der sich zunächst bei Gegenüberstellung der Investitionskosten ergebende Vorteil für die SBR-Anlage wird damit durch die Betriebskosten aufgezehrt. Darüber hinaus ist die (zu erneuernde) maschinentechnische Ausrüstung von Vertikalbodenfiltern im Vergleich zu SBR-Anlagen wesentlich geringer.

Ein Vergleich der beiden günstigsten Varianten C und E offenbart verfahrensbedingte Unterschiede. Die für einen Kostenvergleich (Abschnitt 4.4.5) notwendige Nutzengleichheit ist zwar erfüllt (formale Erfüllung der Mindestanforderungen). Abhängig vom Verfahren bestehen aber voneinander abweichende Anforderungen an Betrieb und Überwachung (Tabelle 4.40), aus denen sich eine unterschiedliche Bewertung der Betriebssicherheit ergibt.

Durch steuerungstechnische Eingriffe kann der SBR an wechselnde Belastungsverhältnisse angepasst werden, bspw. durch automatisierte Anpassung der Zykluszeiten durch Überwachung des Füllstands bzw. der Füllzeit im Pufferbehälter. Die Flexibilität des Verfahrens ist aber insbesondere zu Saisonbeginn und bei starkem Lastanstieg vor Beginn der eigentlichen Hochsaison (z. B. zu Ostern), d. h. vor Zeiträumen mit weitgehend gleich bleibend hoher Zulauffracht zu hinterfragen. Eine sechsmonatige Betriebsunterbrechung erfordert zu Beginn jeder neuen Saison einen Einfahrbetrieb. Das Anfahren ohne Impfschlamm dauert mehrere Wochen, in denen die Einhaltung der Überwachungswerte gefährdet ist, einerseits durch eine unzureichende Elimination gelöster Verbindungen, andererseits durch den möglichen Austrag von partikulären, schlecht sedimentierenden Bestandteilen des Belebtschlammes. Der Einfahrbetrieb kann durch Einbringen von Impfschlamm beschleunigt werden, verursacht aber zusätzliche Kosten für den Transport des Impfschlammes. Dazu muss der Eigentümer/Betreiber den Betrieb der Kläranlage in Abstimmung mit der Belegung der Unterkunft planen.

Jahreszeitlich bedingte oder betriebsbedingte Änderungen des Sedimentationsverhaltens können zur Ausschwemmung von Biomasse aus dem SBR führen, wenn beim Dekantieren Schlamm erfasst wird. Damit kann zum einen der Abbau beeinträchtigt werden (Biomasseverlust), zum anderen können die Überwachungswerte überschritten werden (Anstieg des partikulären CSB). Durch Anpassung der Betriebseinstellungen (Zykluszeiten) an die Belastung der Kläranlage bzw. an das Absetzverhalten des Schlammes (Dekantierhöhe) kann die Biomasseabschwemmung verhindert werden. Allerdings setzt dies eine stärkere Überwachung bzw. kleinere Wartungsintervalle voraus, d. h. einen höheren Personalaufwand durch Fachpersonal einer Wartungsfirma. Alternativ ist die Fernüberwachung der technischen Komponenten (Ausfallsicherung) oder der Einsatz von Online-Sonden zur Überwachung von Schlammabtrieb möglich (vgl. Abschnitt 2.1.3). Sowohl die gesteigerte personelle als auch die gesteigerte technische Überwachung führen zum Anstieg der Kosten.

Tabelle 4.40: Charakterisierung der Varianten C und E bei bestimmungsgemäßem Betrieb mit Wartung

Vergleichskriterium	Vertikalbodenfilter	SBR-Anlage
Reinigungsziel	- 150 mg CSB _{hom} /l, 40 mg BSB ₅ /l	- 150 mg CSB _{hom} /l, 40 mg BSB ₅ /l
Betriebszeit	- 6 Monate pro Jahr	- 6 Monate pro Jahr
Verfahren	- sessile Biomasse	- suspendierte Biomasse
Sauerstoffeintrag	- Diffusion und Konvektion	- künstliche Belüftung
Stickstoffelimination	- keine Anforderungen - Nitrifikation setzt aufgrund des hohen Schlammalters (Biofilm) selbsttätig ein - Teil-Denitrifikation durch Rezirkulation in die MKG für Lastminderung empfohlen	- keine Anforderungen - Nitrifikation setzt aufgrund des hohen Schlammalters ($t_{RS} \geq 25$ d, simultane aerobe Schlammstabilisierung) selbsttätig ein - Denitrifikation zur Verhinderung von Schlammabtrieb durch wilde Denitrifikation in der Sedimentationsphase sowie zur Verhinderung niedriger pH-Werte (Schädigung der Flockenstruktur) erforderlich
Vorklärung	- Dreikammerabsetzgrube ($V_{ges.} = 6,0$ m ³)	- Vorklärbecken ($V_{ges.} = 2,0$ m ³)
Puffervolumen	- 2,6 m ³ (2,3 m ³ sind rechnerisch notwendig)	- 2,4 m ³ (2,3 m ³ sind rechnerisch notwendig)
Baustoff der Behälter	- Kunststoff	- Beton
Bemessung	- abgeminderter Flächenansatz	- konventionelle Bemessung
Flächenbedarf der Anlagenteile	- 36 m ² ($\sum A_O$ der Anlagenteile, ohne Abstände, ohne Baugrube)	- 6 m ² (A_O , ohne Baugrube)
Inbetriebnahme zu Saisonbeginn	- keine Maßnahmen nötig	- Animpfung / Einfahrtbetrieb zu Saisonbeginn
Eigenleistungen des Betreibers	- visuelle Prüfung auf Überstau - Entfernung von Fremdbewuchs vom Filter - Schilfmahd - Behebung von Störungen möglich (Wechsel von Zu- oder Ablaufpumpe bei Anbindung ohne Festkabel)	- visuelle Prüfung auf Überstau - Veranlassung der Animpfung zu Saisonbeginn
Wartungsintervall	- 1 x Wartung pro Jahr	- 2 x Wartung pro Jahr
Fremdleistungen (Wartung)	- Fachwartung - Probenahme - Schlammspiegelmessung - Schlammabfuhr - Kontrolle der technischen Komponenten - ggf. Austausch von technischen Komponenten	- Fachwartung - Probenahme - Schlammspiegelmessung - Schlammabfuhr - Kontrolle der technischen Komponenten - ggf. Austausch von technischen Komponenten - Anpassung der Zykluszeiten - Anpassung der Dekantierhöhe an Schlammvolumen - Anpassung des ÜSS-Abzugs - Animpfung zu Saisonbeginn
Maßnahmen bei Frachtschwankungen	- keine	- Anpassung der Zykluszeiten erforderlich
Maßnahmen bei hydraulischen Schwankungen	- keine (Schwimmerschaltung)	- Anpassung der Zykluszeiten erforderlich
Empfindlichkeit des Verfahrens gegenüber Ausfall technischer Komponenten	- bei Ausfall von Zu- bzw. Ablaufpumpe Ein- bzw. Überstau von Zu- bzw. Ablaufschacht – visuell wahrnehmbar bzw. Störungsanzeige	- bei Ausfall von Zu- bzw. Ablaufpumpe Ein- bzw. Überstau – visuell wahrnehmbar bzw. Störungsanzeige - bei Schäden am Lufteintragssystem (z. B. abgerissener Luftverteilung) Beeinträchtigung des biologischen Abbaus
Empfindlichkeit gegenüber Feststoffeintrag	- Bodenfilter sind kolmationsgefährdet – durch Dreikammergrube wird Feststoffabtrieb aus der 1. Kammer der MKG unterbunden	- Bei Primärschlammeintrag Erhöhung der Sauerstoffzehrung, ggf. Sauerstoffmangel
Biomasserückhalt in der biologischen Stufe	- ist gewährleistet	- Biomasseverlust möglich (Änderungen des ISV, Dekantierhöhe)
Auswirkungen von Stromausfall	- Anlagenstillstand, ggf. Einstau	- Anlagenstillstand, ggf. Einstau - Beeinträchtigung des Belebtschlammes möglich (abhängig von Stillstandszeiten)
Anlagenüberwachung	- Überwachung des Wasserstands im Zu- und Ablauf über Schwimmer - Signalisierung über Warnlampe	- Überwachung über Anlagensteuerung - Signalisierung über Warnlampe

Der über die vorgeschriebene Wartung hinausgehende Aufwand lässt sich nur unter Annahme einer Ausfallwahrscheinlichkeit für die technischen Komponenten oder einer potentiellen Überschreitungswahrscheinlichkeit für die Überwachungswerte bei ausbleibender Anpassung der Betriebseinstellungen kalkulieren. Da die in Deutschland derzeit eingesetzten Kleinkläranlagen im Regelfall noch eine Zulassung vom DIBt besitzen und unter Über- und Unterlastbedingungen nach DIN EN 12566-3 geprüft worden sind, können diese Annahmen im Grunde genommen nicht getroffen werden. Prinzipiell sind engere Wartungsintervalle sinnvoll, insbesondere bei technischen Anlagen zur Anpassung der Betriebseinstellungen, allerdings liegt dies im Ermessen des Betreibers. Infolge dessen wurden diese Aspekte in der nachfolgenden Kostenvergleichsrechnung (Abschnitt 4.4.5) monetär nicht berücksichtigt.

Im Vergleich dazu besteht der entscheidende verfahrenstechnische Vorteil von Variante C darin, dass kein Einfahrbetrieb notwendig ist, da der Bodenfilter unmittelbar mit Betriebsbeginn die Anforderungen an GK1 erfüllt (vgl. Abschnitt 4.3.5.1). Die Anlage ist weitgehend unempfindlich gegenüber Lastschwankungen und damit sehr flexibel. Eine Animpfung ist nicht notwendig, eine Betriebsüberwachung durch Online-Messtechnik zur Anpassung des Betriebsregimes ebenfalls nicht. In betrieblicher Hinsicht sind Bodenfilter für saisonale Belastungszustände geeignet, vor allem wenn die erforderliche Kontrolle für technische Anlagen, insbesondere im Einfahrbetrieb, nicht durch den Betreiber gewährleistet werden kann.

4.4.5 Kostenvergleich

Kostenvergleichsrechnung (KVR) auf Grundlage der KVR-Leitlinien

Zur Bewertung der ermittelten Investitions- und Betriebskosten wurde eine Kostenvergleichsrechnung¹²⁰ gemäß den KVR-Leitlinien nach DWA (2012) durchgeführt. Das dem Vergleich zugrunde liegende Ziel besteht in der Behandlung des Abwassers aus einer saisonal genutzten Fremdenverkehrseinrichtung mit einer Kleinkläranlage unter Einhaltung der Mindestanforderungen. Grundsätzlich sind die in Abschnitt 4.4.1 genannten Verfahren zur Erfüllung des Zwecks geeignet. Variante D3 ist aufgrund der diskutierten Temperaturabhängigkeit des anaeroben Abbaus davon ausgenommen. Die Bodenfiltervarianten A – D sind mit Beginn der Saison ohne weitergehende Vorbereitungsmaßnahmen betriebsbereit und erfüllen unmittelbar die Anforderungen an die Überwachungswerte. Die SBR-Anlage wird zu Saisonbeginn mit Belebtschlamm angeimpft. Dies ist in den Betriebskosten berücksichtigt worden (Tabelle 4.39). Grunderwerbskosten wurden nicht berücksichtigt, da die Kläranlage am Ort des Abwasseranfalls auf dem Grundstück der Fremdenverkehrseinrichtung errichtet wird und der dafür erforderliche Platz vorhanden ist. Wenn eine private oder gewerblich genutzte Kleinkläranlagenvariante aufgrund des Flächenbedarfs nicht auf dem zur Verfügung stehenden Grundstück realisiert werden kann, wird sie vom Betreiber im Regelfall nicht in Betracht gezogen (vgl. HEGEMANN ET AL., 2000). Die Entscheidung fällt dann zugunsten einer Variante mit geringerem Flächenbedarf. Wenn die Grundstückskosten eine Rolle spielen, sind sie entsprechend zu berücksichtigen.

Für die Kostenberechnung wurde ein Betrachtungszeitraum von 30 Jahren gewählt, entsprechend der Nutzungsdauer der baulichen Anlagen. Die Investitionskosten wurden gemäß der unterschiedlichen Nutzungsdauer der Anlagenkomponenten aufgeteilt (Tabelle 4.41). Für die Reinvestition der Ausrüstung wurden zwei Fälle berücksichtigt:

- Fall I: Erneuerung der technischen Ausrüstung nach 15 Jahren (maximale Nutzungsdauer nach DWA (2012) – eine Reinvestitionsmaßnahme im Betrachtungszeitraum),
- Fall II: Erneuerung der technischen Ausrüstung nach 10 Jahren (minimale Nutzungsdauer nach DWA (2012) – zwei Reinvestitionsmaßnahmen im Betrachtungszeitraum).

Obwohl die Reinvestitionskosten für die Bodenfilteranlagen höher als für die SBR-Anlage sind, liegen die Projektkostenbarwerte (PKBW, Tabelle 4.42) und die Jahreskosten (Tabelle 4.43) der flächenabgeminderten Varianten B und C unter den für die SBR-Anlage ermittelten Werten. Die

¹²⁰ Betrachtungszeitraum: 30 Jahre

Nutzungsdauer Baukörper (Behälter, Schächte, Filterbecken der Vertikalfilter): 30 Jahre

Nutzungsdauer Elektroanschluss (Erdkabel): 45 Jahre

Nutzungsdauer Ausrüstung für Fall I: 15 Jahre

Nutzungsdauer Ausrüstung für Fall II: 10 Jahre

Nutzungsdauer Abwasserzu- und -ableitung: 60 Jahre

Reinvestitionskosten Ausrüstung Varianten A – D: Kosten für Pumpen, Beschickungssystem, Filter (inkl. Aushub und Einbau), Schilf

Reinvestitionskosten Ausrüstung Variante E: Kosten für SBR-Nachrüstsatz, inkl. Montage

Reinvestitionskosten Ausrüstung Variante F: Kosten für technische Ausrüstung, inkl. Tropfkörpermaterial (als Differenz der Kosten für die angebotenen Tropfkörperanlage (VKB + Tropfkörper) und der Kosten für die Behälter ermittelt)

Laufende Kosten: Wartungskosten, Energiekosten, Schlammentsorgungskosten und Kosten für Inbetriebnahme nach Tabelle 4.39

Ursache dafür liegt in den höheren Kosten für den Betrieb der SBR-Anlage. Dies gilt sowohl für den Fall, dass die Ausrüstung jeweils nach zehn Jahren erneuert werden muss, als auch für die einmalige Erneuerung nach fünfzehn Jahren. Die Differenzen zwischen den PKBW bzw. zwischen den Jahreskosten sinken im betrachteten Bereich mit zunehmendem Zinssatz, bleiben aber positiv für die Varianten B und C (Tabelle 4.44). Gegenüber den abgeminderten Bodenfiltervarianten mit gleicher Filteroberfläche und konventioneller Vorklärung sind die betrachteten ABR-Varianten in jedem Fall teurer. Variante D3 kann zwar günstiger ausfallen, sie ist aber nicht anwendungsfähig. Gegenüber Variante E kann Variante D2 bei höheren Zinssätzen günstiger ausfallen, ungeachtet der diskutierten Auswirkungen hoher Feststoffkonzentrationen im Schlammbett auf die Mischungsbedingungen.

Tabelle 4.41: Aufteilung der Investitionskosten für die Kostenvergleichsrechnung

Kosten	A	B	C	D1	D2	D3	D4	E	F
	[EUR]	[EUR]	[EUR]						
Leitungsbau	1.245,00	1.245,00	1.245,00	1.245,00	1.245,00	1.245,00	1.245,00	1.245,00	1.245,00
E-Anschluss	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00
Behälterbau	9.198,00	6.969,83	6.009,83	12.228,91	7.780,00	7.640,53	9.290,00	4.890,00	11.465,00
Ausrüstung	4.382,50	3.038,95	3.038,95	3.038,95	3.038,95	2.818,77	3.038,95	1.988,00	4.093,00
Summe	15.125,50	11.553,78	10.593,78	16.812,86	12.363,95	12.004,30	13.873,95	8.423,00	1.7103,00

- A ... konventionell bemessene Mehrkammerausfallgrube + Pufferpeicherr + vertikal Vertikalbodenfilter
 B ... volumenabgeminderte Mehrkammerausfallgrube + Pufferpeicher + flächenabgeminderter Vertikalbodenfilter
 C ... konventionell bemessene Mehrkammerabsetzgrube + Pufferpeicher + flächenabgeminderter Vertikalbodenfilter
 D1 ... ABR (1,5 % TR im Schlammbett + Pufferpeicher + flächenabgeminderter Vertikalbodenfilter
 D2 ... ABR (3,0 % TR im Schlammbett) + Pufferpeicher + flächenabgeminderter Vertikalbodenfilter
 D3 ... ABR (3,0 % TR im Schlammbett, teilbiologische Wirkung) + Pufferpeicher + flächenabgeminderter Vertikalbodenfilter
 D4 ... Vorklärbecken + ABR (1,5 % TR im Schlammbett) + Pufferpeicher + flächenabgeminderter Vertikalbodenfilter
 E ... konventionell bemessene SBR-Anlage mit VKB und Pufferspeicher
 F ... konventionell bemessene Tropfkörperanlage mit Mehrkammergrube und Pufferspeicher

Tabelle 4.42: Projektkostenbarwerte (zzgl. MwSt.)

Fall	Zinssatz	A	B	C	D1	D2	D3	D4	E	F
	[%]	[EUR]								
I	2	21.945	17.375	16.415	22.634	18.185	17.662	19.695	19.085	26.500
	3	21.052	16.618	15.658	21.877	17.428	16.927	18.938	17.784	25.279
	4	20.290	15.976	15.016	21.235	16.786	16.305	18.296	16.698	24.249
	5	19.668	15.450	14.490	20.709	16.260	15.795	17.770	15.804	23.404
II	2	25.233	19.655	18.695	24.914	20.465	19.777	21.975	21.051	29.571
	3	23.926	18.611	17.651	23.870	19.421	18.776	20.931	19.502	27.964
	4	22.829	17.736	16.776	22.995	18.547	17.938	20.057	18.216	26.620
	5	21.902	16.999	16.039	22.259	17.810	17.232	19.320	17.140	25.491

- A – F untersuchte Varianten – Erklärung vgl. Anmerkungen zu Tabelle 4.41
 Fall I: $PKBW = IK + LK + RIK \cdot D_{FAKE}(i, 15)$
 Erneuerung der technischen Ausrüstung nach 15 Jahren, Betrachtungszeitraum: 30 Jahre
 Fall II: $PKBW = IK + LK + RIK \cdot D_{FAKE}(i, 10) + RIK \cdot D_{FAKE}(i, 20)$
 Erneuerung der technischen Ausrüstung nach 15 Jahren, Betrachtungszeitraum: 30 Jahre
 PKPW ... Projektkostenbarwert
 IK ... Investitionskosten (inkl. Bauarbeiten, Tabelle 4.38)
 LK ... Laufende Kosten (Tabelle 4.39): $LK = LK_{Wartung} \cdot D_{FAKR}(i, 30) + LK_{Entsorgung} \cdot D_{FAKR}(i, 30) + LK_{Strom} \cdot D_{FAKRP}(2, i, 30)$
 RIK ... Reinvestitionskosten für Ausrüstung
 D_{FAKE} ... Diskontierungsfaktor für Einzelzahlungen für KVR nach DWA (2012)
 D_{FAKR} ... Diskontierungsfaktor für gleichförmige jährliche Kostenreihen für KVR nach DWA (2012)
 D_{FAKRP} ... Diskontierungsfaktor für Reihenprogression für KVR nach DWA (2012)
 i ... Zinssatz

Tabelle 4.43: Jahreskosten (zzgl. MwSt.)

Fall	Zinssatz	A	B	C	D1	D2	D3	D4	E	F
	[%]	[EUR/a]								
I	2	952	748	705	983	785	761	852	828	1.148
	3	1.048	822	773	1.090	863	838	940	886	1.257
	4	1.150	901	845	1.205	947	920	1.035	948	1.372
	5	1.258	983	921	1.326	1.036	1.006	1.134	1.013	1.494
II	2	1.099	850	807	1.085	886	856	954	916	1.285
	3	1.195	924	875	1.192	965	932	1.042	974	1.394
	4	1.296	1.002	946	1.306	1.049	1.014	1.136	1.035	1.509
	5	1.403	1.084	1.022	1.426	1.137	1.099	1.235	1.100	1.630

A – F untersuchte Varianten – Erklärung vgl. Anmerkungen zu Tabelle 4.41

Fall I: $JK = IK_{\text{Ausrüstung}} \cdot KFAKR(i, 15) + IK_{\text{Baukörper}} \cdot KFAKR(i, 30) + IK_{\text{Elektroleitungen}} \cdot KFAKR(i, 45) + IK_{\text{Rohrleitungsbau}} \cdot KFAKR(i, 60) + LK$
Erneuerung der technischen Ausrüstung nach 15 Jahren, Betrachtungszeitraum: 30 Jahre

Fall II: $JK = IK_{\text{Ausrüstung}} \cdot KFAKR(i, 10) + IK_{\text{Baukörper}} \cdot KFAKR(i, 30) + IK_{\text{Elektroleitungen}} \cdot KFAKR(i, 45) + IK_{\text{Rohrleitungsbau}} \cdot KFAKR(i, 60) + LK$
Erneuerung der technischen Ausrüstung nach 15 Jahren, Betrachtungszeitraum: 30 Jahre

JK ... Jahreskosten

IK ... Investitionskosten

LK ... Laufende Kosten (Tabelle 4.39)

$$LK = LK_{\text{Wartung}} + LK_{\text{Entsorgung}} + LK_{\text{Strom}}$$

KFAKR ... Kapitalwiedergewinnungsfaktor für KVR nach DWA (2012)

i ... Zinssatz

Tabelle 4.44: Kostenersparnis^{D)} (zzgl. MwSt.) ausgewählter Varianten in Bezug zu Variante E (SBR)

Fall	Zinssatz	Vergleich der Projektkostenbarwerte				Vergleich der Jahreskosten			
		E <> B	E <> C	E <> D2	E <> D4	E <> B	E <> C	E <> D2	E <> D4
	[%]	[EUR]	[EUR]	[EUR]	[EUR]	[EUR/a]	[EUR/a]	[EUR/a]	[EUR/a]
I	2	1.710	2.670	899	-611	80	123	44	-24
	3	1.166	2.126	356	-1.154	64	113	23	-54
	4	722	1.682	-88	-1.598	48	103	1	-87
	5	354	1.314	-456	-1.966	30	92	-23	-121
II	2	1.395	2.355	585	-925	66	109	30	-38
	3	891	1.851	81	-1.429	50	99	9	-68
	4	479	1.439	-331	-1.841	34	89	-13	-101
	5	140	1.100	-670	-2.180	16	78	-37	-135

^{D)} positive Werte: ... SBR-Variante ist teurer als die Vergleichsvariante

negative Werte: ... SBR-Variante ist günstiger als die Vergleichsvariante

A – F untersuchte Varianten ... Erklärung vgl. Anmerkungen zu Tabelle 4.41

Die Kostendifferenzen zwischen den Varianten C und E sind relativ gering. Sobald für die Bodenfilteranlage eine zweite planmäßige Wartung gefordert wird, ist Variante E in finanzieller Hinsicht wieder günstiger. Allerdings fällt die SBR-Anlage bei Störungen, die durch Wartungsfirmen beseitigt werden müssen, wieder hinter die Bodenfilteranlage zurück. Unabhängig davon ist Variante C in Bezug auf die Betriebssicherheit und die Prozessstabilität bei starken Belastungsschwankungen und unmittelbar nach Inbetriebnahme zu Saisonbeginn der Vorzug zu geben (Abschnitt 4.4.4).

Anpassung der KVR auf Grundlage der vorliegenden Betriebserfahrungen

Die Bodenfilteranlage in Lübbenau wurde Ende 2009 errichtet. Damit liegen Betriebserfahrungen über einen Zeitraum von sieben Jahren vor (Stand 11/2016). Die in der vorgenommenen KVR zu Grunde gelegte Lebensdauer entspricht einem langjährigen Erfahrungswert für konventionell bemessene Anlagen. Aufgrund der davon abweichenden Bemessung der KA Kanuheim Lübbenau wird beim Ansatz der Lebensdauer für den Filter gemäß KVR-Leitlinien unterstellt, dass

konventioneller und abgeminderter Bemessungsansatz zu einer vergleichbaren Lebensdauer führen. Dieser Beweis liegt aufgrund der Betriebszeit der KA Kanuheim Lübbenau nicht vor. Daher ist als ungünstigster Fall eine vorzeitige Reinvestition des Filters nach sieben Jahren anzunehmen. Zur Bewertung der daraus folgenden Kosten werden unterschiedliche Zeiträume für die Reinvestitionskosten für die Ausrüstung der flächenabgeminderten Filter (Varianten B – D4) angenommen. Der Reinvestitionszeitraum für die Filter (Aushub, Einbau, Sand, Schilf) wird mit sieben Jahren angesetzt, die der übrigen technischen Ausrüstung (Pumpen, Verteilungssystem) mit zehn Jahren (Tabelle 4.45 – Tabelle 4.48). Im Ergebnis führt die Verkürzung der Standzeit des Filters zu einer deutlichen Kostensteigerung gegenüber dem SBR. Mit über die sieben Jahre hinausgehender Betriebszeit werden die Bodenfiltervarianten günstiger. Bei einer Betriebszeit von zehn Jahren werden die Kosten von Variante E durch Variante C unterschritten. Eigenleistungen (Aushub etc.) wurden im Rahmen der KVR nicht berücksichtigt.

Tabelle 4.45: Aufteilung der Investitionskosten für die angepasste KVR

Kosten	A	B	C	D1	D2	D3	D4	E	F
	[EUR]	[EUR]	[EUR]						
Leitungsbau	1.245,00	1.245,00	1.245,00	1.245,00	1.245,00	1.245,00	1.245,00	1.245,00	1.245,00
E-Anschluss	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00
Behälterbau	9.198,00	6.969,83	6.009,83	12.228,91	7.780,00	7.640,53	9.290,00	4.890,00	11.465,00
Ausrüstung ¹⁾	4.382,50	1.692,50	1.692,50	1.692,50	1.692,50	1.692,50	1.692,50	1.988,00	4.093,00
		1.346,45	1.346,45	1.346,45	1.346,45	1.126,27	1.346,45		
Summe	15.125,50	11.553,78	10.593,78	16.812,86	12.363,95	12.004,30	13.873,95	8.423,00	1.7103,00

¹⁾ Varianten B – D4: ... oberer Wert: Kosten für Pumpen und Beschickungssystem
... unterer Wert: Kosten für Filter (Aushub, Einbau, Sand, Schilf)

A – F untersuchte Varianten ... Erklärung vgl. Anmerkungen zu Tabelle 4.41

Tabelle 4.46: Projektkostenbarwerte für die angepasste KVR (zzgl. MwSt.)

Zinssatz	A	B	C	D1	D2	D3	D4	E	F
[%]	[EUR]								
2	26.317	22.556	21.596	27.816	23.367	22.377	24.877	20.950	29.514
3	24.915	22.018	21.058	27.277	22.828	21.838	24.338	19.469	27.964
4	23.701	21.535	20.575	26.794	22.345	21.355	23.855	18.182	26.620
5	22.677	21.134	20.174	26.393	21.944	20.954	23.454	17.106	25.491

A – F untersuchte Varianten – Erklärung vgl. Anmerkungen zu Tabelle 4.45

Varianten A, E, F: $PKBW = IK + LK + RIK \cdot DFAKE(i, 10) + RIK \cdot DFAKE(i, 20)$

Erneuerung der technischen Ausrüstung nach 10 Jahren, Betrachtungszeitraum: 30 Jahre

Varianten B, C, D: $PKBW = IK + LK + RIK_{Filter} \cdot DFAKE(i, 7) + RIK_{Filter} \cdot DFAKE(i, 14) + RIK_{Filter} \cdot DFAKE(i, 21) + RIK_{Filter} \cdot DFAKE(i, 28) + RIK_{techn.Ausrüstung} \cdot DFAKE(i, 10) + RIK_{techn.Ausrüstung} \cdot DFAKE(i, 20)$

Erneuerung des Filters (Aushub, Einbau, Sand, Schilf) nach 7 Jahren, Erneuerung der übrigen technischen Ausrüstung (Pumpen, Verteilungssystem) nach 10 Jahren, Betrachtungszeitraum: 30 Jahre

PKPW ... Projektkostenbarwert

IK ... Investitionskosten (inkl. Bauarbeiten, Tabelle 4.45)

LK ... Laufende Kosten (Tabelle 4.39): $LK = LK_{Wartung} \cdot DFAKR(i, 30) + LK_{Entsorgung} \cdot DFAKR(i, 30) + LK_{Strom} \cdot DFAKRP(2, i, 30)$

RIK ... Reinvestitionskosten für Ausrüstung

DFAKE ... Diskontierungsfaktor für Einzelzahlungen für KVR nach DWA (2012)

DFAKR ... Diskontierungsfaktor für gleichförmige jährliche Kostenreihen für KVR nach DWA (2012)

DFAKRP ... Diskontierungsfaktor für Reihenprogression für KVR nach DWA (2012)

i ... Zinssatz

Tabelle 4.47: Jahreskosten für die angepasste KVR (zzgl. MwSt.)

Zinssatz	A	B	C	D1	D2	D3	D4	E	F
[%]	[EUR/a]								
2	1.150	959	916	1.194	995	955	1.062	916	1.285
3	1.245	1.032	983	1.301	1.074	1.031	1.151	974	1.394
4	1.347	1.111	1.055	1.415	1.157	1.113	1.245	1.035	1.509
5	1.454	1.193	1.131	1.535	1.246	1.199	1.344	1.100	1.630

A – F untersuchte Varianten – Erklärung vgl. Anmerkungen zu Tabelle 4.41

Varianten A, E, F: $JK = IK_{\text{Ausrüstung}} \cdot KFAKR(i, 10) + IK_{\text{Baukörper}} \cdot KFAKR(i, 30) + IK_{\text{Elektroleitungen}} \cdot KFAKR(i, 45) + IK_{\text{Rohrleitungsbau}} \cdot KFAKR(i, 60) + LK$

Erneuerung der technischen Ausrüstung nach 10 Jahren, Betrachtungszeitraum: 30 Jahre

Varianten B, C, D: $JK = IK_{\text{Filter}} \cdot KFAKR(i, 7) + IK_{\text{techn. Ausrüstung}} \cdot KFAKR(i, 10) + IK_{\text{Baukörper}} \cdot KFAKR(i, 30) + IK_{\text{Elektroleitungen}} \cdot KFAKR(i, 45) + IK_{\text{Rohrleitungsbau}} \cdot KFAKR(i, 60) + LK$

Erneuerung des Filters (Aushub, Einbau, Sand, Schilf) nach 7 Jahren, Erneuerung der übrigen technischen Ausrüstung (Pumpen, Verteilungssystem) nach 10 Jahren, Betrachtungszeitraum: 30 Jahre

JK ... Jahreskosten

IK ... Investitionskosten

LK ... Laufende Kosten (Tabelle 4.39): $LK = LK_{\text{Wartung}} + LK_{\text{Entsorgung}} + LK_{\text{Strom}}$

KFAKR ... Kapitalwiedergewinnungsfaktor für KVR nach DWA (2012)

i ... Zinssatz

Tabelle 4.48: Kostenersparnis¹⁾ (zzgl. MwSt.) ausgewählter Varianten der angepassten KVR in Bezug zu Variante E (SBR)

Fall	Zinssatz	Vergleich der Projektkostenbarwerte				Vergleich der Jahreskosten			
		E <> B	E <> C	E <> D2	E <> D4	E <> B	E <> C	E <> D2	E <> D4
	[%]	[EUR]	[EUR]	[EUR]	[EUR]	[EUR/a]	[EUR/a]	[EUR/a]	[EUR/a]
I	2	-1.606	-646	-2.416	-3.926	-43	0	-79	-146
	3	-2.549	-1.589	-3.359	-4.869	-58	-9	-100	-177
	4	-3.353	-2.393	-4.163	-5.673	-75	-20	-122	-209
	5	-4.028	-3.068	-4.838	-6.348	-93	-30	-145	-244

¹⁾ positive Werte: ... SBR-Variante ist teurer als die Vergleichsvariante

negative Werte: ... SBR-Variante ist günstiger als die Vergleichsvariante

A – F untersuchte Varianten ... Erklärung vgl. Anmerkungen zu Tabelle 4.41

Fazit

Klein bemessene Bodenfilteranlagen mit Mehrkammerabsetzgrube oder abgeminderter Mehrkammerausfallgrube sind gegenüber konventionell bemessenen SBR-Anlagen unter finanziellen Aspekten ab einer Lebensdauer des Filters von etwa zehn Jahren konkurrenzfähig, aber unter besonderer Berücksichtigung der Betriebssicherheit sowie im Hinblick auf die Anforderungen an die Überwachungsfähigkeit des Betreibers als günstiger zu bewerten. Die untersuchte Lösung ist betriebssicher und damit eine Alternative für die Behandlung von Abwasser aus einfachen Fremdenverkehrseinrichtungen, insofern der Flächenbedarf keinen limitierenden Faktor für die Anlagenerrichtung darstellt.

5 Zusammenfassung

Saisonale Belastung in ländlich strukturierten Gebieten

Kleinkläranlagen und Kleine Kläranlagen sind wesentlich ungleichmäßiger belastet als große Kläranlagen. Saisonale Effekte führen zur Verstärkung der Belastungsschwankungen. Die Ursachen dafür bilden zum einen wirtschaftliche Faktoren wie z. B. Fremdenverkehr, zum anderen regelmäßige Unter- bzw. Überlastzustände durch Frachtex- und -import (Abschnitt 2.3). Beide Effekte können sich überlagern und den Wochengang verstärken.

Die Bemessung von Kleinen Kläranlagen und von Kleinkläranlagen kann auf Grundlage der Einwohner(gleich)werte und der Einwohnerzahl durchgeführt werden. Da in ländlich strukturierten Gebieten Schmutzwasseranfall und spezifische Frachten aufgrund der ausgedünnten Infrastruktur (Kleingewerbe, öffentliche Einrichtungen etc.) und von Frachtexport in Ballungsräume geringer sind als die zur Bemessung angesetzten Einwohnerwerte, sind nicht saisonal beeinflusste Kläranlagen eher unterlastet.

Die Ermittlung von belastbaren Zulauffrachten ist aufgrund der im Regelfall nicht geforderten (Kleinkläranlagen) bzw. selten und in Stichproben durchgeführten (Kleine Kläranlagen, vgl. Anhang D) Erfassung der Zulaufbeschaffenheit schwierig. Die Entnahme von zuflussproportionalen Rohproben ist bei fehlenden stationären Probenahmeeinrichtungen aufwändig (unbekannte Ganglinie, fehlende Zuflussmengenmessung) und zum Teil nicht möglich (Zufluss zu gering für die Mengenummessung). Unter nicht repräsentativen Probenahmebedingungen entnommene Zulaufproben können zur Fehleinschätzung der tatsächlichen Lastverhältnisse führen.

Alternativ können Ablaufproben zur Ermittlung der Zulauffrachten genutzt werden, wenn sich die Ablaufkonzentrationen in einem definierten Bereich befinden. Da im Regelfall mehr Daten über die Beschaffenheit des Ablaufs vorliegen als über den Zulauf ist eine genauere Beschreibung der Kläranlagenbelastung möglich. Allerdings müssen Angaben über die angeschlossenen Einwohner und den Betriebszustand der Anlage, die Durchführung der Probenahme und über den Wasserverbrauch oder den Abwasseranfall bekannt sein. Die Zulauffrachtberechnung unter Nutzung der Ablaufwerte eignet sich ausschließlich für gleichmäßig belastete Anlagen, d. h. für Anlagen ohne häufigen Nutzerwechsel. Die Frachtberechnung für Fremdenverkehrseinrichtungen führt durch die hohe Nutzerfluktuation zu größeren Abweichungen gegenüber der konventionellen Frachtermittlung über Zulaufproben.

Die Bewertung der realen spezifischen Frachten gegenüber den Einwohnerwerten wird durch deren Definition beeinflusst (vgl. Abschnitt 3.1). Der EW_{BSB5} als mittlere Tagesfracht wurde in den 1970er Jahren zunächst von 54 g/E/d auf 60 g/E/d erhöht [BIFFL, 1972; IMHOFF, 1972A; IMHOFF, 1972B], durch die Definition als 85-%-Perzentil im DWA-Regelwerk aber wieder abgesenkt, ohne Angabe eines entsprechenden Mittelwertes. Damit wird zwar der geforderten Bemessung auf das 85-%-Fracht-Perzentil Rechnung getragen, der Anwendung der Einwohnerwerte aber auch Grenzen gesetzt. Darüber hinaus stehen zahlreiche Untersuchungen zur Beschaffenheit von Gelb-,

Schwarz- und Grauwasser im Widerspruch zu den 85-%-Frachtperzentilen, da die Summen der Teilströme bereits im Mittel höhere spezifische N- und P-Frachten ausweisen als die Bemessungsperzentile (Abschnitt 2.2.2, Tabelle 2.10).

Die spezifischen Frachten im Abwasser ausgewählter Fremdenverkehrseinrichtungen (Hütten, Zeltplätze) liegen für CSB_{hom} und BSB_5 sowohl im Mittel, als auch im 85-%-Perzentil, unter den Einwohnerwerten, für Stickstoff dagegen darüber (Abschnitt 3.6, Tabelle 3.15). Die mittleren Stickstofffrachten in den untersuchten Freizeiteinrichtungen entsprechen etwa 1 EW, die CSB_{hom} - und BSB_5 -Frachten etwa 0,6 EW.

Behandlung von Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen

Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen ist wesentlich stärker mit Stickstoff belastet als kommunales Abwasser. In Verbindung mit einem niedrigen spezifischen Abwasseranfall treten z. T. sehr hohe TKN-Konzentrationen im Rohabwasser auf, die Spitzenwerte von $> 300 \text{ mg/l}$ und i. M. rd. 200 mg/l erreichen. Für die Einhaltung weitergehender Anforderungen sind für die TKN-Elimination, unter Annahme eines Überwachungswertes von $10 \text{ mg NH}_4\text{-N/l}$, Wirkungsgrade von $\geq 95 \%$ erforderlich. Im Vergleich dazu liegt der notwendige Wirkungsgrad für die TKN-Elimination auf Kläranlagen ab GK3 (Überwachungswert gemäß ABWV (2004) für GK3 – GK 5: $10 \text{ mg NH}_4\text{-N/l}$), aufgrund der vglw. niedrigen TKN-Zulaufkonzentrationen von bspw. $50 - 90 \text{ mg/l}$, bei rd. $80 - 90 \%$ bezogen auf TKN_{Zu} .

Die Bemessung von saisonal belasteten Anlagen auf die zusätzliche bzw. ausschließliche saisonale Fracht führt zu großen Behandlungsvolumen, die außerhalb der Saison ungenutzt oder unterlastet sind. Bei technischen Anlagen kann zur Kompensation der Unterlast mit niedrigeren Füllständen gearbeitet werden, bspw. bei SBR-Anlagen. Alternativ bestehen die Möglichkeiten, die biologische Stufe in der Saison über vorgeschaltete, teilbiologisch wirksame anaerobe Anlagen wie ABR zu entlasten oder, im Falle von Bodenfilterverfahren, die biologische Stufe in der Saison gezielt zu überlasten, wenn außerhalb der Saison eine Regenerierung des Filters gewährleistet ist.

Einsatz von ABR zur Frachtverminderung

Im Vergleich zu Absetzanlagen können ABR in der warmen Jahreszeit durch anaerobe Abbauprozesse höhere Wirkungsgrade erzielen, auch wenn der Gesamtwirkungsgrad durch die Elimination partikulärer Substanzen geprägt wird. Voraussetzungen für den anaeroben Abbau gelöster Substanzen sind ein abgeschlossener Einfahrbetrieb und Abwassertemperaturen von mindestens $20 \text{ }^\circ\text{C}$. Die Aktivierung von anaeroben Behandlungsreserven kann beim Betrieb von saisonal belasteten Anlagen Vorteile aufweisen, die Reserven sind aber durch die Temperaturabhängigkeit des Verfahrens nicht planbar und stehen nicht zuverlässig zur Verfügung (Witterungseinflüsse, Einfahrbetrieb). Sie können sich zwar entlastend auf nachgeschaltete aerobe Stufen auswirken, sie sind aber bemessungstechnisch schwer zu beschreiben.

Die Anrechnung des anaeroben Abbaus auf die Größe nachgeschalteter aerober Anlagen ist aus zwei Gründen nicht möglich: Zum einen sinkt bei niedrigen Temperaturen der Wirkungsgrad des anaeroben Vorabbaus, zum anderen wird die Sofortzehrung im Ablauf des ABR durch den unvollständigen Abbau der infolge von Hydrolyse und Versäuerung gebildeten leicht abbaubaren organischen Verbindungen erhöht und damit auch der Sauerstoffbedarf der nachgeschalteten Stufe.

Für den biologischen Abbau der gelösten Abwasserinhaltsstoffe ist der Kontakt zwischen Biomasse und Abwasser im Schlammbett entscheidend. Hohe Feststoffkonzentrationen verlängern zwar die Wartungsintervalle, behindern aber die Vermischung von Substrat und Biomasse durch Sedimentationsprozesse. Der Betrieb mit hohen Feststoffkonzentrationen begünstigt die Entstehung von Kurzschlussströmungen im Schlammbett durch Bildung von Strömungskanälen (vgl. LANGENHOFF ET AL., 2000; KRISHNA ET AL., 2009) und mindert die potentielle Eliminationsleistung. Ausdehnung und TR-Gehalt des Schlammbetts sind von der Anlagenkubatur und von der hydraulischen Belastung, insbesondere von der Aufstromgeschwindigkeit abhängig. Bei niedriger Belastung besteht die Gefahr der Schlamm sedimentation und -eindickung, so dass der Anteil der vom Abwasser durchströmten abbauwirksamen Biomasse sinkt. Ausgehend von der unterschiedlichen Entwicklung von TR-Gehalt und Schlammбетhöhe bei unterschiedlicher hydraulischer Belastung (Abschnitt 4.2.5.6) sind hohe Aufstromgeschwindigkeiten für die Mobilisierung des Schlammbetts entscheidend. Eine schubweise Beschickung mit maximaler Aufstromgeschwindigkeit scheint für die Mischungsbedingungen günstiger als eine kontinuierliche Beschickung mit niedrigeren, aber variierenden Geschwindigkeiten zu sein.

ABR werden gegenwärtig nach hydraulischen Aspekten ausgelegt. Dies ist für eine sichere Bemessung unzureichend, da der TR-Gehalt im Schlammbett unberücksichtigt bleibt. Unabhängig von den beschriebenen Problemen unterschiedlicher Feststoffkonzentrationen im Hinblick auf die Durchmischung, ist die Feststoffkonzentration für die Festlegung des im Rahmen der Bemessung nachzuweisenden Schlamm entsorgungintervalls erforderlich. Die Maximierung der Wartungszyklen erfordert eine Vergrößerung des Schlamm speichervolumens oder eine Erhöhung der Feststoffkonzentration im Schlammbett. Beides führt bei gleichbleibendem Zufluss zur Verringerung der Durchmischung, zum einen durch eine geringere Aufstromgeschwindigkeit (Erhöhung Schlamm speichervolumen), zum anderen durch die Bildung von Kurzschlussströmungen durch schlammverdichtende Prozesse bei hohen Feststoffkonzentrationen und geringen Zuflüssen.

Wenn ABR gemäß ihrer Definition als Schlammbettreaktoren eingesetzt werden, muss das Schlammbett beschreibbar sein. Dies schließt die Charakterisierung der Mischungsprozesse im Zusammenwirken von Temperatur, Gasproduktion, Feststoffgehalt und Aufstromgeschwindigkeit ebenso ein, wie die Feststoffspeicherung im Schlammbett. Solange diese Faktoren nicht klar definiert sind, kann keine sichere Anlagenauslegung vorgenommen werden.

Der Einsatz von ABR erfordert ein Grundverständnis des Wartungspersonals für anaerobe Prozesse, vor allem deren Beeinflussung durch die Schlamm entsorgung. Im Bereich < 50 EW ist der

Betrieb von ABR nicht zu empfehlen. Bei Kleinen Anlagen ist eine Anpassung der technischen Ausrüstung zur Senkung des Betriebsaufwands bei der Schlammensorgung notwendig. Die selbsttätige Entgasung des Schlammbetts kann zu erheblichem Schlammabtrieb und zur negativen Beeinflussung von nachgeschalteten aeroben Anlagen führen, insbesondere bei kolmationsgefährdeten Verfahren. Daher ist die Zwischenschaltung einer geeigneten Anlage zum sicheren Feststoffrückhalt unumgänglich.

Flächenabminderung bei Bodenfiltern

Die Anpassung der Bemessung von Bodenfilteranlagen an saisonale Belastungszustände erfolgt auf Grundlage eines Abminderungsfaktors, der sich aus dem Anteil der betriebsfreien Zeit am Kalenderjahr ergibt und maximal 0,5 beträgt. Der Betrieb von flächenabgeminderten Bodenfilteranlagen gliedert sich in eine Hochlastphase in der Saison, in der die Bemessungskriterien konventioneller Anlagen kalkuliert überschritten werden und in eine Regenerationsphase, in der die hydraulischen Kapazität durch den Abbau eingelagerter organischer Substanzen wieder hergestellt wird.

Durch über sechs Jahre an einem klein bemessenen Bodenfilter durchgeführte Untersuchungen wurde die grundsätzliche Eignung der Flächenabminderung für saisonale Belastungsfälle nachgewiesen. Die zum Zeitpunkt der Anlagenerrichtung gültigen Belastungsparameter wurden in der Bemessung um Faktor zwei überschritten. Sowohl die erforderliche Oberfläche des Bodenfilters als auch das Volumen der vorgeschalteten Mehrkammerausfallgrube wurden analog der Regenerationszeit abgemindert. Die Anforderungen an die Ablaufwerte wurden in allen untersuchten Fällen erfüllt. Der Wirkungsgrad der CSB_{hom} -Elimination lag im Bodenfilter mit 85 % unter von in der Literatur beschriebenen, mit kommunalem bzw. häuslichem Abwasser betriebenen, hochbelasteten Anlagen und ist wahrscheinlich auf den höheren Inertanteil des Abwassers zurückzuführen (Rezirkulation von inertem CSB sowie höhere Inertanteile im Abwasser, vgl. DWA-A-272) und ggf. auf eine Hemmung durch Sulfid (Abschnitt 4.3.6.2). Der Gesamtwirkungsgrad der Kläranlage lag bei 93 % für CSB_{hom} und bei 99 % für BSB_5 .

Die TKN-Elimination und die Nitrifikation erreichten bei einer Flächenbelastung von i. M. 6,7 – 9,3 g TKN/m²/d infolge einer nachgewiesenen Hemmung durch gelöstes Sulfid nicht die für vertikal durchströmte Bodenfilter bekannten Werte. Die Sulfidkonzentrationen lagen im Zulauf des Bodenfilters im Maximum bei 100 mg/l, im Jahresmittel, abhängig vom eingestellten Rezirkulationsverhältnis, zwischen 40 und 74 mg/l.

Die Nitrifikation wird ab Sulfidkonzentrationen von 0,5 mg/l [ÆSØY ET AL., 1998; SEARS ET AL., 2004; WIESSNER ET AL., 2007; WU ET AL., 2012] gehemmt, wobei sowohl Ammoniumoxidation als auch Nitritoxidation betroffen sind [ERGUDER ET AL., 2008; BERISTAIN-CARDOSO ET AL., 2010; BEJARANO ORTIZ ET AL., 2013]. Die Hemmung der Nitritoxidation war in den ersten beiden Jahren durch sehr hohe Nitritablaufkonzentrationen von bis zu 55 mg NO₂-N/l gekennzeichnet. In den Folgejahren nahm die Nitritakkumulation sukzessive zugunsten der Nitratbildung ab und lag im

letzten Betriebsjahr bei i. M. $0,7 \text{ mg NO}_2\text{-N/l}$. Die spezifische Nitritbildungsrate erreichte im Zeitraum hoher $\text{NO}_2\text{-N}$ -Konzentrationen i. M. $0,9 \pm 0,2 \text{ g NO}_2\text{-N/g Sulfid}_{\text{zugeführt}}$ und wurde in labor-technischen Untersuchungen bestätigt. Ungeachtet der erfolgten Adaptierung der Nitritoxidierer ist die Ammoniumoxidation gehemmt. Die auf den dem Bodenfilter zugeführte Fracht bezogene minimale Nitrifikationsrate lag bei einem Rezirkulationsverhältnis von 0,1 bei 50 %, die maximale bei einem Rezirkulationsverhältnis von 1,0 bei rd. 70 %. Damit besteht, wenn auch begrenzt, die Möglichkeit, über das Rezirkulationsverhältnis die Hemmstoffkonzentration im Zulauf zu senken und die Nitrifikationsrate zu erhöhen. Für den Betrieb der Anlage stellte die Nitrifikationshemmung aufgrund der gestellten Anforderungen (Ablaufklasse C) kein Problem dar.

Bei der Bilanzierung von Bodenfiltern mit stark fluktuierender Belastung werden Nitrifikation und Denitrifikation durch das Sorptionspotential des Filtermaterials beeinflusst (Abbildung 5.1). Bei Anlagen mit weitgehend gleichen Konzentrationsverhältnissen im Zulauf spielt die Sorption im Wesentlichen nur bei der Inbetriebnahme eine Rolle. Starke Konzentrationsschwankungen führen bei Anstieg der Zulaufkonzentrationen zur Adsorption von $\text{NH}_4\text{-N}$ und bei Senkung der Zulaufkonzentration zur $\text{NH}_4\text{-N}$ -Freisetzung. Die $\text{N}_{\text{ges.}}$ -Ablaufkonzentrationen können bei Desorptionvorgängen die $\text{N}_{\text{ges.}}$ -Zulaufkonzentrationen überschreiten. Damit ergeben sich scheinbar unplausible Bilanzwerte mit negativen Denitrifikationsraten. Da eine Trennung von Denitrifikation und $\text{NH}_4\text{-N}$ -Bindung bzw. $\text{NH}_4\text{-N}$ -Freisetzung durch Sorptionsprozesse an Praxisanlagen aufgrund der unbekanntenen Vorbelastung nicht möglich ist, sollten beide Bilanzgrößen als Bilanzlücke ausgewiesen werden.

Für die CSB- und BSB_5 -Elimination wurde die Wirksamkeit des Verfahrens nachgewiesen, für die TKN-Elimination dagegen nicht, ursächlich infolge der vor-Ort-Bedingungen. Da die TKN-Flächenbelastung auch bei Flächenabminderung i. M. den Anforderungen des DWA-A 262 entspricht, ist theoretisch die Anwendbarkeit des Verfahrens nicht eingeschränkt. Die erreichten mittleren Nitrifikationsraten liegen zwar im Bereich von hochbelasteten Bodenfiltern (vgl. PLATZER, 1998; AYAZ UND AKCA, 2000; FEHR ET AL., 2003; FOLADORI ET AL., 2012), eine gesicherte Aussage über die langfristige Nitrifikationsleistung bei hoher Belastung (i. M. $10 \text{ g TKN/m}^2/\text{d}$) ist aufgrund der festgestellten Hemmung zum gegenwärtigen Zeitpunkt aber nicht möglich.

Unabhängig vom untersuchten Fall steigen generell mit zunehmenden Zulaufkonzentrationen potentielle Probleme bei der Einhaltung der Überwachungswerte, da die Anforderungen an den Wirkungsgrad ebenfalls steigen. Bei konzentrierten Abwässern können auch hohe Eliminationsraten von 90 % für die Einhaltung von Überwachungswerten unzureichend sein, vor allem bei weitergehenden Anforderungen. Bei Bodenfilteranlagen sollte daher die Möglichkeit zur Rezirkulation von gereinigtem Abwasser in die Vorklärung vorgesehen werden. Durch die Rezirkulation wird einerseits die Konzentration potentieller Hemmstoffe gesenkt, andererseits die Zulauffracht durch Denitrifikation in der Vorklärung. Darüber hinaus führt der Verdünnungseffekt rechnerisch zu einer leichten Senkung der erforderlichen Eliminationsleistung.

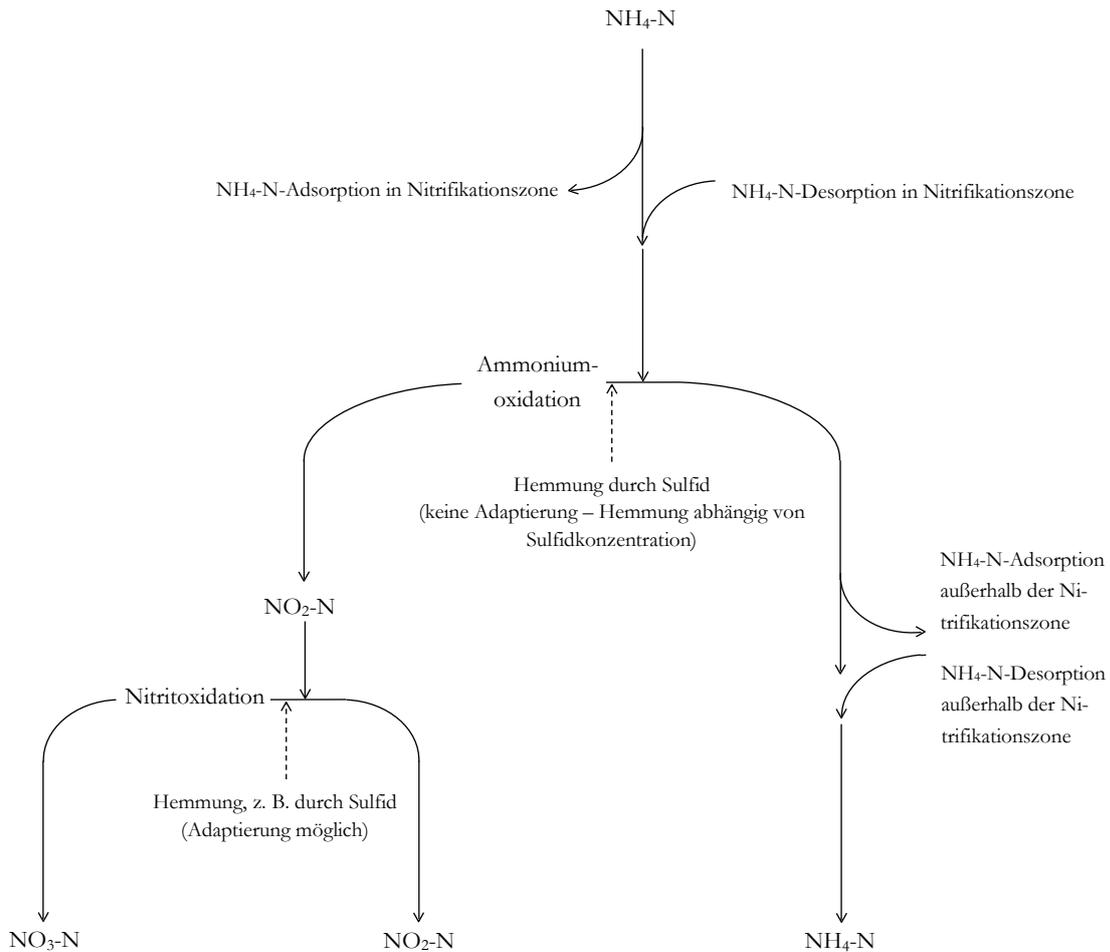


Abbildung 5.1: Einflussfaktoren auf die Stickstoffelimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau

Ausgehend von den erzielten Ergebnissen können zum einen vertikal durchströmte Bodenfilter unter Berücksichtigung der erforderlichen Randbedingungen (Abschnitt 4.3.9) auf die Saisonbelastung ausgelegt werden (Neubauanlagen), zum anderen können Bestandsanlagen bei geplanter Erweiterung der Kapazität von Fremdenverkehrseinrichtungen unter Nutzung des flächenabgeminderten Ansatzes nachbemessen werden, so dass der Flächenbedarf der Erweiterungsfläche gegenüber der konventionellen Bemessung sinkt.

Im Vergleich zu technischen Anlagen, bei denen keine Abminderung des Reaktorvolumens möglich ist, sind flächenabgeminderte Bodenfilteranlagen mit vorgeschalteter Mehrkammerabsetzgrube sowohl in betrieblicher Hinsicht (kein Einfahrbetrieb notwendig, stabile Ablaufwerte mit Saisonbeginn, geringer Überwachungsaufwand) als auch in finanzieller Hinsicht eine Alternative zur Behandlung saisonal anfallender Abwässer (Abschnitt 4.4). Bei der Behandlung saisonal anfallender Abwässer haben ABR-Anlagen aufgrund des Aufwands für den Bau der Vorbehandlungsanlage und des nicht anrechenbaren Wirkungsgrades für die anaerobe Abwasserbehandlung keine finanziellen und betriebstechnischen Vorteile gegenüber einer Variante mit konventioneller Mehrkammerabsetzgrube.

Fazit

Kleine Kläranlagen und Kleinkläranlagen, die durch Fremdenverkehrseinrichtungen beeinflusst werden, stellen besondere Anforderungen an Bemessung, Betrieb und Reinigungsleistung u. a. durch:

- starke Zuflussfluktuationen (hydraulisch und frachtbezogen),
- ggf. Betriebsstillstände außerhalb der Saison bei Anlagen, die ausschließlich Abwasser aus Fremdenverkehrseinrichtungen behandeln,
- im Vergleich zu kommunalem Abwasser höheren TKN-Konzentrationen und spezifischen TKN-Frachten,
- höhere Anforderungen an den Wirkungsgrad für die TKN-Elimination (bei entsprechenden Überwachungswerten) infolge höherer TKN-Konzentrationen,
- ggf. geringere CSB-Eliminationsgrade durch höhere Inertanteile im Abwasser durch eine einseitige Belastung aus Urin und Fäzes (vgl. DWA-A 272, 2014),
- potentiell höhere Hemmstoffkonzentrationen im Anlagenzufluss.

Die Anlagen müssen dementsprechend robust sein und über ein großes Puffervolumen verfügen. Das Puffervolumen kann entweder mit großen Zulaufspeichern realisiert werden oder durch Nutzung von Verfahren mit großem internen Puffer, wie bspw. Bodenfilteranlagen.

Unter Maßgabe der Mindestanforderungen für GK1 sind klein bemessene Bodenfilteranlagen zur Behandlung konzentrierter Abwässer aus Fremdenverkehrseinrichtungen geeignet. Bei weitergehenden Anforderungen sind die erforderlichen Wirkungsgrade für die CSB- und TKN-Elimination im Vorfeld auf ihre Realisierbarkeit zu prüfen.

ABR können zu einer Frachtentlastung für nachgeschaltete Anlagen führen, allerdings steht die Betriebssicherheit, ohne technologische Weiterentwicklung des Verfahrens, u. a. in Hinblick auf die Dauer des Einfahrbetriebs, die starke Temperaturabhängigkeit und die Gefahr von Schlammabtrieb im Widerspruch zur Forderung nach wartungsarmen und zuverlässigen Technologien.

In Vertikalbodenfiltern ist die Nitrifikation von Stickstoff bei hohen Sulfidkonzentrationen möglich. Die Adaptierung der Nitritoxidierer kann mehrere Jahre erfordern, ist aber nach Abschluss der Adaptierungsphase auch bei mehrmonatigen Beschickungspausen dauerhaft. Nitritoxidierer sind durch Sulfid zunächst stärker beeinträchtigt, allerdings wird die Nitrifikation nach Abschluss der Adaptierungsphase durch die Ammoniumoxidierer bestimmt, da deren Aktivität langfristig durch die Sulfidkonzentrationen beeinflusst wird.

6 Literatur

- Abdel-Halim W.S. (2005). Anaerobic municipal wastewater treatment. Universität Hannover, Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik (ISAH). Schriftenreihe des ISAH, Band 133.
- AbwV (2004). Abwasserverordnung in der Fassung der Bekanntmachung vom 17. Juni 2004 (BGBl. I S. 1108, 2625), die zuletzt durch Artikel 1 der Verordnung vom 2. September 2014 (BGBl. I S. 1474) geändert worden ist.
- Æsøy A., Ødegaard H., Bentzen G. (1998). The effect of sulphide and organic matter on the nitrification activity in a biofilm process. *Water Science and Technology* **37** (1) 115-122.
- AfSBB (2013a). Statistischer Bericht Q I 1 - 3j / 10, Wasserversorgung und Abwasserentsorgung im Land Brandenburg 2010. Amt für Statistik Berlin-Brandenburg, Potsdam, September 2013.
- AfSBB (2013b). Statistischer Bericht Q I 1 - 3j / 10, Wasserversorgung und Abwasserentsorgung im Land Berlin 2010. Amt für Statistik Berlin-Brandenburg, Potsdam, September 2013.
- Al Jiroudi D. (2005). Vor-Ort-Vergleich von technischen und naturnahen Kleinkläranlagen bei gleichen Untersuchungsbedingungen. Dissertation, Universität Rostock, Agrar- und Umweltwissenschaftliche Fakultät, Institut für Umweltingenieurwesen.
- Albold A. und Cordt G. (2009). Membrananlagen zur Abwasserreinigung auf Hütten im alpinen Bereich. Abschlussbericht zum DBU-Forschungsprojekt 17400/87. OtterWasser GmbH Ingenieurgesellschaft für integrierte Siedlungstechnik, Lübeck.
- Alexander G.C. (1976). Per capita phosphorus loading from domestic sewage. *Water Research* **10** (9) 757-764.
- Álvarez J.A., Ruíz I., Soto M. (2008). Anaerobic digesters as a pretreatment for constructed wetlands. *Ecological Engineering* **33** 54-67.
- Ammon F.v. (1963). Untersuchungen über den Einwohnergleichwert kleinerer Gemeinden. Kläranlagen für kleinere und mittlere Gemeinden ohne und mit gewerblichen Abwässern. Münchner Beiträge zur Abwasser-, Fischerei- und Flussbiologie, Nr. 10, S.48-62. Verlag R. Oldenbourg, München Wien.
- Anderson E., Ginestet P., Spérandio M., Paul E. (2001). Influence of pre-treatments an recycled flows on the COD fractions of wastewater: a case study. *Water Science and Technology* **43** (11) 99-108.
- Andreottola G., Bonomo L., Poggiali L., Zaffaroni C. (1994). A methodology for the estimation of unit nutrient and organic loads from domestic and non-domestic sources. *European Water Pollution Control* **4** (6) 13-19.
- Antakyali D., Krampe J., Steinmetz H. (2008). Practical application of wastewater reuse in tourist resorts. *Water Science and Technology* **57** (12) 2051-2057.
- Anthonisen A.C., Loehr R.C., Prakasam T.B.S., Srinath E.G. (1976). Inhibition of nitrification by ammonia and nitrous acid. *Journal WPCF* **48** (5) 835-852.
- Arias C.A., Brix H., Marti E. (2005). Recycling of treated effluents enhances removal of total nitrogen in vertical flow constructed wetlands. *Journal of Environmental Science and Health* **40** 1431-1443.
- ATV-A 122 (1991). ATV-Arbeitsblatt-A 122 (zurückgezogen), Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von kleinen Kläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe für Anschlußwerte zwischen 50 und 500 Einwohnerwerten. Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV), Juni 1991.
- ATV-A 129 (1979). ATV-Arbeitsblatt-A 129 (zurückgezogen), Abwasserbeseitigung aus Erholungs- und Fremdenverkehrseinrichtungen. Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV), Mai 1979.

- ATV-A 131 (1991). ATV-Arbeitsblatt-A 131 (zurückgezogen), Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5.000 Einwohnerwerten. Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV), Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA), Hennef, Februar 1991.
- ATV-A 200 (1997). ATV-A 200, Grundsätze für die Abwasserentsorgung in ländlich strukturierten Gebieten. ATV Abwassertechnische Vereinigung e.V., Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA), Hennef, Mai 1997.
- ATV-A 262 (1998). ATV-Arbeitsblatt-A 262 (zurückgezogen), Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Pflanzenbeeten für kommunales Abwasser bei Ausbaugrößen bis 1000 Einwohnerwerte. Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV), Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA), Hennef, Juli 1998.
- ATV-DVWK (2003). Vorklärbecken in modernen Kläranlagen. ATV-DVWK-Arbeitsbericht, August 2003. ATV-DVWK Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef.
- ATV-DVWK-A 131 (2000). Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (zurückgezogen), Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. ATV-DVWK Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA), Hennef, Mai 2000.
- ATV-DVWK-A 198 (2003). Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 198, Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen. ATV-DVWK Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef, April 2003.
- ATV-H 262 (1989). ATV-Hinweis-H 262 (zurückgezogen). Behandlung von Abwasser in Pflanzenbeeten. Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV), Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA), Hennef, August 1989.
- Austermann-Haun U. (2007). Online-Messungen in Kleinkläranlagen zur Kontrolle des Schlammspiegels und Ablaufs. Abschlussbericht, MUNLV – IV – 9 – 042 194. FH Lippe und Höxter, Fachbereich Bauingenieurwesen. Labor für Siedlungswasserwirtschaft.
- Ayaz S.C. und Akca I. (2000). Treatment of wastewater by constructed wetland in small settlements. *Water Science and Technology* **41** (1) 69-72.
- Ayaz S.Ç., Aktaş Ö., Akça L., Fındık N. (2015). Effluent quality and reuse potential of domestic wastewater treated in a pilot-scale hybrid constructed wetland system. *Journal of Environmental Management* **156** 115-120.
- Babbitt H.E. und Baumann E.R. (1958). Sewerage and sewage treatment. 8th. edition. John Wiley & Sons. Inc., New York.
- Bahre G. (1989). Dimensionierung ein- und zweistufiger Anlagen zur Stickstoffoxidation und Stickstoffelimination. Stickstoff- und Phosphatelimination in kommunalen Kläranlagen, Fachgespräch des LWA KFAA Essen-Heidhausen, 13.04.-14.04.1988. LWA-Materialien, Nr. 1/89, 35-55. Landesamt für Wasser und Abfall Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf.
- Baldinger F. (1956). Untersuchungen an Kleinkläranlagen. *GI Gesundheits-Ingenieur* **77** (3/4) 40-45.
- Barber W.P. und Stuckey D.C. (1999). The use of the anaerobic baffled reactor (ABR) for wastewater treatment: A review. *Water Research* **33** (7) 1559-1578.
- Barjenbruch M. (2002). Übersicht zu Verfahren der Abwasserbehandlung im ländlichen Raum. Pflanzenkläranlagen als Element der Abwasserentsorgung im ländlichen Raum, Abwasserfachtagung, 18.06.2002, Rostock Veröffentlichungen des Institutes für Umweltingenieurwesen der Universität Rostock, S.19-38. Universität Rostock, Agrar- und Umweltwissenschaftliche Fakultät, Institut für Kulturtechnik und Siedlungswasserwirtschaft.
- Barjenbruch M. (2015). Abwassertechnik. In: Lecher K., Lühr H.P., Zanke U.C.E. (2015). Taschenbuch der Wasserwirtschaft. 9., vollständig überarbeitete und aktualisierte Auflage. S.961-1112. Springer Vieweg, Springer Fachmedien, Wiesbaden.

- Barjenbruch M. und Al Jiroudi D. (2005). Erfahrungen aus dem Vergleich von Kleinkläranlagen auf dem Demonstrationsfeld in Dorf Mecklenburg. *GWFA Wasser Abwasser* **146** (5) 400-407.
- Barjenbruch M. und Eckstädt H. (1998). Saisonale Spitzenbelastung in der Abwasserentsorgung im Küstenbereich - Größe und Möglichkeiten zur Behandlung. Weitergehende Abwasserreinigung als Beitrag zum Schutz von Nord- und Ostsee, 11. Fachtagung, 16.11.-17.11.1998, Lübeck. Hamburger Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 24, 4/1-4/18. TU Hamburg-Harburg, Arbeitsbereich Abwasserwirtschaft.
- Barjenbruch M. und Exner E. (2010). Comparative study of small wastewater treatment technologies under special operation conditions - COMPAS. *Desalination and Water Treatment* **39** (1-3) 278-283.
- Barjenbruch M., Hinz C., Blank V. (2013). Auswirkungen der Vorreinigung auf bepflanzte Bodenfilter – Eignung von Mehrkammerabsetzgruben. Abschlussbericht zum Forschungsprojekt AZ 25524, gefördert durch die Deutsche Bundesstiftung Umwelt. Technische Universität Berlin, Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft; Joachim Krüger Pflanzenkläranlagen GmbH, Behren-Lübchin.
- Barth M. (2012). Erschließung von Biogaspotenzialen aus Überschussschlamm mit Hilfe der Kombination aus Desintegration und anaerober Schlammstabilisierung. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft. Dresdner Berichte, Band 34.
- BayLfSD (2012). Statistische Berichte, Öffentliche Wasserversorgung und Abwasserentsorgung in Bayern 2010. Bayerisches Landesamt für Statistik und Datenverarbeitung, August 2012.
- BayLfU (2011). Abwasserentsorgung bei Einzelanwesen. Bayerisches Landesamt für Umwelt, Augsburg, November 2011.
- BayLfU (2012). Umsetzung der EG-Kommunalabwasserrichtlinie in Bayern. Lagebericht 2012. Bayerisches Landesamt für Umwelt, Augsburg.
- BayLfU (2015). Kleinkläranlagen - Katalog häufiger Fragen, Fortschreibung November 2015. Bayerisches Landesamt für Umwelt, Augsburg, November 2015.
- BayStLU (1995). Verordnung zur Eigenüberwachung von Wasserversorgungs- und Abwasseranlagen (Eigenüberwachungsverordnung - EÜV) vom 20. September 1995, GVBl 1995, S. 769. Freistaat Bayern, Bayerisches Staatsministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen.
- BDZ (2011). Empfehlungen zur Datenfernüberwachung von Kleinkläranlagen. BDZ-Arbeitskreis "Kleinkläranlagenbetriebskonzepte", Stand: 20.06.2011. Bildungs- und Demonstrationszentrum für dezentrale Abwasserbehandlung e.V.
- Becker J.T. (2016). Vergleichende Untersuchungen spezifischer Kosten von Kleinkläranlagen und Kläranlagen der Größenklasse 1 bei der Abwasserreinigung. Diplomarbeit. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft, Professur für Hydroverfahrenstechnik.
- Bejarano Ortiz D.I., Thalasso F., Cuervo-Lopez F.d.M., Texier A.C. (2013). Inhibitory effect of sulfide on the nitrifying respiratory process. *Journal of Chemical Technology and Biotechnology* **88** (7) 1344-1349.
- Beristain-Cardoso R., Gómez J., Méndez-Pampín R. (2010). The behavior of nitrifying sludge in presence of sulfur compounds using a floating biofilm reactor. *Bioresource Technology* **101** 8593-8598.
- Biffel W. (1969). Untersuchungen zur Frage der Einwohnerlast. *Österreichische Wasserversorgung* **21** (11/12) 274-276.
- Biffel W. (1972). In: Imhoff K.R., Biffel W., Hörler A., Swanwick J.D. u.a. (1972). Der Einwohnergleichwert (Diskussion Biffel, S. 186-187). EAS 1972, 2. Europäisches Abwasser- und Abfallsymposium, 06.11.-09.11.1972, München. Berichte der ATV, Nr. 26, S.177-191. Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V., Bonn.
- Birkinshaw S.J. und Ewen J. (2000). Nitrogen transformation component for SHETRAN catchment nitrate transport modelling. *Journal of Hydrology* **230** 1-17.

- Bischofsberger W. (1973). Neue Bemessungswerte der aeroben biologischen Abwasserbehandlung. Die Essener Tagung, anlässlich des 25jährigen Bestehens der ATV, 01.10.-05.10.1973. Berichte der ATV, Nr. 27, S.141-150. Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V., Bonn.
- Bischofsberger W. und Weber J. (1977). Kleine Kläranlagen mit Abwasserbelüftung. *Korrespondenz Abwasser* **24** (10) 289-294.
- Bischofsberger W., Dichtl N., Rosenwinkel K.H., Seyfried C.F., Böhnke B. (2005). Anaerobtechnik. 2., vollständig überarbeitete Auflage. Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- Blunk H. (1925). Beitrag zur Berechnung von Faulräumen. 25 Jahre Emschergenossenschaft, S.495-508. Selbstverlag der Emschergenossenschaft, Essen.
- Blunk H. und Sierp F. (1925). Gewinnung und Verwertung des Gases aus Faulräumen städtischer Kläranlagen. 25 Jahre Emschergenossenschaft, S.488-494. Selbstverlag der Emschergenossenschaft, Essen.
- BMFLFUW (2014). Kommunales Abwasser, Österreichischer Bericht 2014. Republik Österreich, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien.
- Bodík I., Kratochvíl K., Herdová B., Tapia G., Gašpariková E. (2002). Municipal wastewater treatment in the anaerobic-aerobic baffled filter reactor at ambient temperature. *Water Science and Technology* **46** (8) 127-135.
- Böhm R. (1969). Offene Faulräume für kommunale Abwasserschlämme. *WTZ-Mitteilungen* (4) 1-12.
- Böhnke B. (1966). Biologische Kleinstkläranlagen als Ersatz für Mehrkammerausfallgruben. *Städtehygiene* (11) 239-243.
- Boller M. (1997). Small wastewater treatment plants - A challenge to wastewater engineers. *Water Science and Technology* **35** (6) 1-12.
- Boller R. (2004). Betriebsstörungen von marktüblichen Kleinkläranlagen. 5. Rostocker Abwassertagung, 04.10.-05.10.2004. Tagungsband, 201-213. Universität Rostock, Agrar- und Umweltwissenschaftliche Fakultät, Institut für Umweltingenieurwesen.
- BORDA (2011). BORDA – Kurzprofil. Informationsbroschüre. Bremen Overseas Research and Development Association.
- Boutin C., Prost-Boucle S., Boucher M. (2010). Robustness of vertical reed bed filters facing loads variations: The particular case of campsites. 12th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control, 04.10.-08.10.2010, Venice, Italy. Proceedings 177-185.
- Bowen E.J., Dolfing J., Davenport R.J., Read F.L., Curtis T.P. (2014). Low-temperature limitation of bioreactor sludge in anaerobic treatment of domestic wastewater. *Water Science and Technology* **69** (5) 1004-1013.
- Brandt E.H. und Rudloff G. (1972). Zur Bemessung von Kläranlagen für Zeltplätze. *GWF Wasser Abwasser* **113** (7) 332-333.
- British Water (2009). Code of practice: flows and loads - 3, Sizing Criteria, Treatment Capacity for Sewage Treatment Systems. British Water, London.
- Bucksteeg K. (1983). Möglichkeiten der Abwasserbehandlung für Anschlußwerte bis etwa 5.000 EGW. *GWF Wasser Abwasser* **124** (3) 103-107.
- Bucksteeg K. (1987). Wie leistungsfähig und betriebssicher sind Pflanzenkläranlagen? In: Böhnke B., Fenz R., Jost B., Naber G., Schalekamp M., Schlauer R., Moser H. (1987). Handbuch Wasserversorgungs- und Abwassertechnik, S.543-547. 2. Ausgabe. Vulkan-Verlag, Essen.
- Bucksteeg K. (1999). Verfahrensübersicht und Leistungsfähigkeit der bei kleinen Kläranlagen eingesetzten Reinigungsverfahren im Vergleich. ATV-Infotag, 25.02.1999, Magdeburg. Tagungsband, ATV Abwassertechnische Vereinigung e.V., Hennef.

- Bucksteeg W. (1968). Untersuchungen zur Korrektur des Einwohnerwertes. Landesgruppentagungen 1968. Berichte der ATV, Nr. 20, S.9-22. ZfGW-Verlag GmbH, Frankfurt (Main).
- BUWAL (1989). Hinweise für die Abwasserbeseitigung im ländlichen Raum. Schriftenreihe Umweltschutz, Nr. 107. BUWAL Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft, Bern, August 1989.
- Campos H.M. und von Sperling M. (1996). Estimation of domestic wastewater characteristics in a developing country based on socio-economic variables. *Water Science and Technology* **34** (3-4) 71-77.
- Chen K.Y. und Morris J.C. (1972). Kinetics of oxidation of aqueous sulfide by O₂. *Environmental Science & Technology* **6** (6) 529-537.
- Cheng S., Li Z., Mang H.P., Liu X., Yin F. (2014). Prefabricated biogas reactor-based systems for community wastewater and organic waste treatment in developing regions. *Journal of Water, Sanitation and Hygiene for Development* **4** (1) 153-158.
- de Jong J. und Greiner R.W. (1982). The Use of marsh vegetations in wastewater purification. Abwasserreinigung mit Hilfe von Wasserpflanzen, 1. Siedlungswasserwirtschaftliches Kolloquium, 25.05.1982, Ratzeburg. Hamburger Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 1, 65-80. TU Hamburg-Harburg.
- de Miguel A., Meffe R., Leal M., González-Naranjo V., Martínez-Hernández V., Lillo J., Martín I., Salas J.J., de Bustamante I. (2014). Treating municipal wastewater through a vegetation filter with a short-rotation poplar species. *Ecological Engineering* **73** 560-568.
- DEHOGA (2008). DEHOGA Umweltbroschüre. DEHOGA Baden-Württemberg.
- Deplazes G. (1985). Erfahrungen mit der Abwasserentsorgung von Fremdenverkehrseinrichtungen im Hochgebirge in der Schweiz - Bergkanton Graubünden. Kleine Kläranlagen - Planung, Bau und Betrieb, 15. Abwassertechnisches Seminar. Berichte aus Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, Band 59, S.305322. TU München, Institut für Bauingenieurwesen V.
- DeSimone L.A. und Howes B.L. (1998). Nitrogen transport and transformations in a shallow aquifer receiving wastewater discharge: A mass balance approach. *Water Resources Research* **34** (2) 271-285.
- Despretz H. (2001). Green flag for greener hotels. Report EU-Life-Programm, LIFE No. ENV/00038/FR. Agence de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie.
- DESTATIS (2012). Definition der Stadt-Landgliederung von EUROSTAT, gültig ab 31.12.2011. Statistisches Bundesamt, Wiesbaden, 04.10.2012.
- DESTATIS (2013a). Fachserie 19 Reihe 2.1.1, Öffentliche Wasserversorgung und öffentliche Abwasserentsorgung 2010 - Öffentliche Wasserversorgung. Statistisches Bundesamt, Wiesbaden 2013.
- DESTATIS (2013b). Fachserie 19 Reihe 2.1.2, Öffentliche Wasserversorgung und öffentliche Abwasserentsorgung - Öffentliche Abwasserbehandlung und -entsorgung. Statistisches Bundesamt, Wiesbaden 2013.
- DESTATIS (2013c). Fachserie 19 Reihe 2.1.3, Öffentliche Wasserversorgung und öffentliche Abwasserentsorgung 2010 - Strukturdaten zur Wasserwirtschaft. Statistisches Bundesamt, Wiesbaden 2013.
- DESTATIS (2013d). Fachserie 19 Reihe 2.2, Nichtöffentliche Wasserversorgung und nichtöffentliche Abwasserentsorgung 2010. Statistisches Bundesamt, Wiesbaden 2013.
- DESTATIS (2015). Tourismus in Zahlen – 2014. Statistisches Bundesamt, Wiesbaden, September 2015.
- DIBt (2014). Zulassungsgrundsätze Kleinkläranlagen, Stand Februar 2014. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin. Jahrbuch Kleinkläranlagen 2014, S.98-116. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Landesverband Sachsen/Thüringen.
- DIBt (2015). EuGH-Urteil vom 16. Oktober 2014 (Rechtssache C-100/13). DIBt-Newsletter 02/2015, 7.05.2015, 1-2. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

- DIN 38405-9 (2011). Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung. Summarische Wirkungs- und Stoffkenngrößen (Gruppe D), Teil 9: Photometrische Bestimmung von Nitrat (D 9). Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, September 2011.
- DIN 38409-2 (1987). Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung. Summarische Wirkungs- und Stoffkenngrößen (Gruppe H), Teil 2: Bestimmung der abfiltrierbaren Stoffe und des Glührückstandes (H 2). Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, März 1987.
- DIN 38409-7 (2005). Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung. Summarische Wirkungs- und Stoffkenngrößen (Gruppe H), Teil 7: Bestimmung der Säure und Basekapazität (H 7). Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Dezember 2005.
- DIN 4124 (2012). Baugruben und Gräben – Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Januar 2012.
- DIN 4261-1 (2010). Kleinkläranlagen – Teil 1: Anlagen zur Schmutzwasservorbehandlung. Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Oktober 2010.
- DIN 4261-2 (1984). Kleinkläranlagen – Teil 2: Anlagen mit Abwasserbelüftung – Anwendung, Bemessung, Ausführung und Planung. Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Juni 1984.
- DIN EN 12566-3 (2013). Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 3: Vorgefertigte und/oder vor Ort montierte Anlagen zur Behandlung von häuslichem Schmutzwasser. Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, September 2013.
- DIN EN 12879 (2001). Charakterisierung von Schlämmen - Bestimmung des Glühverlustes der Trockenmasse. Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Februar 2001.
- DIN EN 1899-1 (1998). Bestimmung des Biochemischen Sauerstoffbedarfs nach n Tagen (BSB_n), Teil 1: Verdünnungs- und Impfverfahren nach Zugabe von Allylthioharnstoff. Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Mai 1998.
- DIN EN 25663 (1993). Bestimmung des Kjeldahl-Stickstoffs, Verfahren nach Aufschluß mit Selen. Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., November 1993.
- DIN EN ISO 10304-1 (2009). Wasserbeschaffenheit – Bestimmung von gelösten Anionen mittels Flüssigkeits-Ionenchromatographie, Teil 1: Bestimmung von Bromid, Chlorid, Fluorid, Nitrat, Nitrit, Phosphat und Sulfat (ISO 10304-1:2007). Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Juli. 2009.
- DIN SPEC 4261-6 (2011). Bestimmung der Tagesfrachten häuslichen Schmutzwassers beim Betrieb von Kleinkläranlagen nach EN 12566-3 und DIN 4261-1. Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Februar 2011.
- Dorgeloh E. (2008). Kleinkläranlagen für Europa. 2. Aachener Kongress Dezentrale Infrastruktur, 28.10.-29.10.2008, Aachen. Gewässerschutz Wasser Abwasser, Band 215, 13/1-13/10. RWTH Aachen, Institut für Siedlungswasserwirtschaft.
- Dorgeloh E. und Schürmann B. (2001). Fäkalschlammengen und Räumzyklen. ATV-DVWK-Seminare für die Abwasser- und Abfallpraxis. Abwasserentsorgung im ländlichen Raum, Berlin 26.04.2001. ATV-DVWK – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall i. G., Hennef.
- Dorgeloh E., Finke G., Heise B., Hilmer R., Otto U. (2005). Qualitätskriterien für den Einsatz von Kleinkläranlagen. *KA Abwasser, Abfall* **52** (2) 170-179.

- Dorschner K. (2016). Persönliche Mitteilung. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrieresourcemanagement.
- Dulekgurgen E., Doğruel S., Karahan Ö., Orhon D. (2006). Size distribution of wastewater COD fractions as an index for biodegradability. *Water Research* **40** (2) 273-282.
- Dunbar W.P. (1954). Leitfaden für die Abwasserreinigungsfrage. 3. Auflage. R. Oldenbourg Verlag München.
- DWA (2004). Klärschlammfall und Bemessungsansätze: Neue erweiterte "Schlammliste". *KA – Abwasser, Abfall* **51** (12) 1385-1390.
- DWA (2012). Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen (KVR-Leitlinien). 8. überarbeitete Auflage, DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef, Juli 2012.
- DWA (2013). 25. Leistungsvergleich kommunaler Kläranlagen. DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef.
- DWA-A 131 (2016). DWA-Arbeitsblatt-A 131, Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), Juni 2016.
- DWA-A 216 (2015). DWA-Arbeitsblatt-A 216, Energiecheck und Energieanalyse – Instrumente zur Energieoptimierung von Abwasseranlagen. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), Dezember 2015.
- DWA-A 222 (2011). DWA-Arbeitsblatt-A 222, Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von kleinen Kläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe bis 1.000 Einwohnerwerte. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), Mai 2011.
- DWA-A 262 (2006). DWA-Arbeitsblatt-A 262, Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Pflanzenkläranlagen mit bepflanzten Bodenfiltern zur biologischen Reinigung kommunalen Abwassers. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), März 2006.
- DWA-A 262 GD (2016). DWA-Arbeitsblatt-A 262 – Gelbdruck, Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Kläranlagen mit Bodenfiltern zur Reinigung kommunalen Abwassers. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), April 2016.
- DWA-A 272 (2014). DWA-Arbeitsblatt-A 272, Grundsätze für die Planung und Implementierung Neuartiger Sanitärssysteme (NASS). Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), Mai 2014.
- DWA-M 221 (2012). DWA-Merkblatt-M 221, Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Kleinkläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), Februar 2012.
- DWA-M 368 (2014). DWA-Merkblatt-M 368, Biologische Stabilisierung von Klärschlamm. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), Juni 2014.
- EC (2012). Reference document on best environmental management practice in the tourism sector. European Commission, Final Draft, June 2012.
- Eckert A. (2010). *Mitteilung innerhalb der Diskussion zum Vortrag: Rechtliche Rahmenbedingungen und Umsetzung in Sachsen. Anpassung der Abwassersysteme an veränderte Randbedingungen*, Dresdner Kolloquium zur Siedlungswasserwirtschaft, 29.09.-30.09.2010, Dresden. Dresdner Berichte, Band 33, 1-9. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrieresourcemanagement.
- Ekama G.A. und Marais G.v.R. (1984). Nature of municipal wastewaters. In: Theory, design and operation of nutrient removal activated sludge process (final draft), 2/1-2/20. Water Research Commission of South Africa.
- Elmitwalli T., Zeeman G., Lettinga G. (2001). Anaerobic treatment of domestic sewage at low temperature. *Water Science and Technology* **44** (4) 33-40.

- Englert R. und Kaub J.M. (2005). Ergebnisse der Überprüfung ausgewählter vollbiologischer technischer Kleinkläranlagen in Thüringen. Perspektiven der Abwasserbeseitigung in Thüringen, Symposium, 07.10.2004, Weimar. Schriftenreihe des Lehrstuhls Abfallwirtschaft und des Lehrstuhls Siedlungswasserwirtschaft, Band 14, V2/1-V2/16. Bauhaus-Universität Weimar, Lehrstuhl Siedlungswasserwirtschaft. Rhombos-Verlag, Berlin, 2005.
- EPA-IE (1999). Treatment systems for small communities, business, leisure centres and hotels. Water treatment manuals, 04/99/500. Environmental Protection Agency, Wexford, Ireland.
- EPA-V (1997). Code of practice for small wastewater treatment plants. Environmental Protection Agency Victoria, State Government of Victoria, Australia.
- Erguder T.H., Boon N., Vlaeminck S.E., Verstraete W. (2008). Partial nitrification achieved by pulse sulfide doses in a sequential batch reactor. *Environmental Science & Technology* **42** 8715-8720.
- Ermel G. (1983). Stickstoffentfernung in einstufigen Belebungsanlagen - Steuerung der Denitrifikation. Dissertation. TU Braunschweig, Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen.
- EVS (2014). Jahresbericht 2013. Entsorgungsverband Saar, Saarbrücken.
- Fair G.M. und Geyer J.C. (1959). Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung. 4. Lieferung Bogen 31 - 40. VEB Verlag Technik, Berlin.
- Falkenberg M. (2012). Untersuchung der Leistungsfähigkeit einer nach dem ABR-Verfahren konzipierten Kompaktkläranlage. Diplomarbeit. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft, Professur für Siedlungswasserwirtschaft.
- Fehr G., Geller G., Goetz D., Hagendorf U., Kunst S., Rustige H., Welker B. (2003). Bewachsene Bodenfilter als Verfahren der Biotechnologie. Umweltbundesamt Texte 05/03. Umweltbundesamt, Berlin.
- Feng H.J., Hu L.F., Shan D., Fang C.R., Shen D.S. (2008). Effects of temperature and hydraulic residence time (HRT) on treatment of dilute wastewater in a carrier anaerobic baffled reactor. *Biomedical and Environmental Sciences* **21** (6) 460-466.
- Fey A. und Conrad R. (2000). Effect of temperature on carbon and electron flow and on the archaeal community in methanogenic rice field soil. *Applied and Environmental Microbiology* **66** (11) 4790-4797.
- FHB (2011). Kommunale Abwasserentsorgung im Bundesland Bremen, Abwasserlagebericht 2011. Freie Hansestadt Bremen, Der Senator für Umwelt, Bau, Verkehr und Europa, Juni 2011.
- FHB (2013). Kommunale Abwasserentsorgung im Bundesland Bremen, Abwasserlagebericht 2013. Freie Hansestadt Bremen, Der Senator für Umwelt, Bau, Verkehr und Europa, Juni 2013.
- Fischer F. (1882). Die menschlichen Abfallstoffe, ihre praktische Beseitigung und landwirtschaftliche Verwertung. Supplement zur Deutschen Vierteljahresschrift für öffentliche Gesundheitspflege. Verlag von Friedrich Vieweg und Sohn, Braunschweig.
- Flasche K. (2002). Einsatzmöglichkeiten und Leistungsfähigkeit von Kleinkläranlagen. Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover, Band 120. Universität Hannover, Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik.
- Fleckseder H. und Krejci V. (1982). Absetzen, anaerobe Abwasserreinigung, Schlammfäulung und Schlammwässerung bei kleinen Abwasserreinigungsanlagen. *Gas Wasser Abwasser* **62** (11) 562-570.
- Fleckseder N., Matsché N., Moser D. (1998). Der Einfluß jahreszeitlich stark schwankender Belastungen auf das Verfahrenskonzept der biologischen Abwasserreinigung. *Korrespondenz Abwasser* **41** (7) 1106-1112.
- Foladori P., Ortigara A.R.C., Ruaben J., Andreottola G. (2012). Influence of high organic loads during the summer period on the performance of hybrid constructed wetlands (VSSF + HSSF) treating domestic wastewater in the Alps region. *Water Science and Technology* **65** (5) 890-897.

- Foxon K.M. und Buckley C.A. (2006). Guidelines for the implementation of anaerobic baffled reactors for on-site or decentralised sanitation. WISA Biennial Conference and Exhibition, 21.05.-25.05.2006, Durban, South Africa.
- Foxon K.M., Buckley C.A., Brouckaert C.J., Dama P., Mtembu Z., Rodda N., Smith M., Pillay S., Arjun N., Lalbahadur T., Bux F. (2006). The evaluation of the anaerobic baffled reactor for sanitation in dense peri-urban settlements. Report to the Water Research Commission. Pollution Research Group, University of KwaZulu-Natal, Durban; Centre for Water and Wastewater Research, Durban Institute of Technology, Durban. WRC Report No 1248/01/06, ISBN No: 1-77005-371-9.
- Foxon K.M., Pillay S., Lalbahadur T., Rodda N., Holder F., Buckley C.A. (2004). The anaerobic baffled reactor (ABR): An appropriate technology for on-site sanitation. *Water SA* **30** (5) 44-50.
- Fries F. (1934). Die Absetzverfahren und die Schlammbehandlung. In: Brix J., Imhoff K., Weldert R.: Die Stadtentwässerung in Deutschland, Band II, S. 155-203. Gustav Fischer Verlag, Jena.
- Fritsch C. (2015). Auswirkungen des EuGH-Urteils zur Bauprodukten-Richtlinie vom 16.10.2014. Landeskongress Abwasser 2015, Dresden, 09.11.2015. Freistaat Sachsen, Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft.
- Fröhlich M. (2001). Rechtliche Vorgaben und Entwicklung der Abwasserentsorgung in den Alpenregionen Bayerns. Internationales Fachseminar "Umweltgerechte Ver- und Entsorgungskonzepte für Berg- und Schutzhütten", 02.03.-03.03.2001, Zentrum für Umwelt und Kultur Benediktbeuern. Deutsche Bundesstiftung Umwelt, Tagungsunterlagen.
- Fröhlich M. (2011). Abwasserentsorgung im Gebirge. *KA Betriebs-Info* **41** (3) 1856-1859.
- Gao D., Tao Y., An R., Fu Y., Ren N. (2011). Fate of organic carbon in UAFB treating raw sewage: Impact of moderate to low temperature. *Bioresource Technology* **102** (3) 2248-2254.
- Gašpariková E., Kapusta Š., Bodík I., Derco J., Kratochvíl K. (2005). Evaluation of anaerobic-aerobic wastewater treatment plant operations. *Polish Journal of Environmental Studies* **14** (1) 29-34.
- Gebert J. und Gröngroft A. (2006). Performance of a passively vented field-scale biofilter for the microbial oxidation of landfill methane. *Waste Management* **26** (4) 399-407.
- Geller G., Netter R., Kleyn K., Lenz A. (1992). Bewachsene Bodenfilter zur Reinigung von Wässern – Ergebnisse und Empfehlungen aus einem 5jährigen BMFT-Forschungsvorhaben. *Korrespondenz Abwasser* **39** (6) 886-899.
- Gem. Dischingen (2014). *Nachrichtenblatt für das Untere Härtsfeld*, 19/14, 09.05.2014, S.254. Amtliches Mitteilungsblatt der Gemeinde Dischingen.
- Gem. Erdmannhausen (2014). *Mitteilungsblatt Erdmannhausen*, 19, 09.05.2014, S.8. Gemeinde Erdmannhausen.
- Gholikandi G.B., Jamshidi S., Hazrati H. (2014). Optimization of anaerobic baffled reactor (ABR) using artificial neural network in municipal wastewater treatment. *Environmental Engineering and Management Journal* **13** (1) 95-104.
- Giraldo E. und Zárate E. (2001). Removal of hydrogen sulphide BOD from brackish water using vertical wetlands in a Caribbean environment. *Water Science and Technology* **44** (11-12) 361-367.
- Goetz D. und Winter K.J. (2002). Bodenkundliche Untersuchung der Kolmation Bewachsener Bodenfilter. Verbundprojekt Bewachsene Bodenfilter. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben AZ 14178-08, gefördert durch die Deutsche Bundesstiftung Umwelt (DBU). Universität Hamburg, Institut für Bodenkunde.
- Gomec C.Y., Horasan B., Gunes E., Ozyurek E., Akca L., Ayaz S. (2010). Treatability of domestic wastewater by anaerobic baffled reactors with different inoculums. *Fresenius Environmental Bulletin* **19** (9) 1889-1893.

- Gonzalias A.E., Kuschik P., Wiessner A., Jank M., Kästner M., Köser H. (2007). Treatment of an artificial sulphide containing wastewater in subsurface horizontal flow laboratory-scale constructed wetlands. *Ecological Engineering* **31** 259-268.
- Gruhler J. (1977). Kleine Kläranlagen. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin.
- Gruhler J. (1991). Menge und Beschaffenheit des Abwassers. In: Wiegleb K. (1991). Verkehrs- und Tiefbau, Band 4: Wasserversorgung - Abwasserbehandlung - Wasserbau - Hydromelioration. Verlag für Bauwesen, Berlin, S. 270-277.
- Gruhler J.F. und Busch K.F. (1970). Ökonomische Einschätzung verschiedener Abwasserbehandlungsanlagen für Landgemeinden. *WWT Wasserwirtschaft Wassertechnik* **20** (7) 237-241.
- Gujer W. und Fleckseder H. (1982). Gedanken zu kleinen Belebtschlammanlagen. *Gas Wasser Abwasser* **62** (11) 574-579.
- Günthert F.W. und Schönherr F. (2004). DBU-Projekt "Klärschlammproblematik im Hochgebirge" Ergebnisse eines Forschungsprojektes. 4. Internationales Fachseminar "Umweltgerechte Konzepte für Berg- und Schutzhütten", 27.02.-28.02.2004, Zentrum für Umwelt und Kultur Benediktbeuern. Deutsche Bundesstiftung Umwelt / Deutscher Alpenverein e.V. / Naturfreunde Deutschlands. Tagungsunterlagen, S.94-105.
- Gutterer B., Sasse L., Panzerbieter T., Reckerzügel T., Ulrich A., Reuter S. (2009). Decentralised wastewater treatment systems and sanitation in developing countries (DEWATS) - A practical guide. Bremen Overseas Research and Development Association (BORDA). ISBN: 9781843801283, Publisher: WEDC Loughborough University.
- Haberl R. und Janauer G. (1987). Abwasserreinigung mit Pflanzen - Grundlagen. Wasserversorgung und Abwasserbehandlung in kleinen Verhältnissen. 22. ÖWWV-Seminar, 06.04.-09.04.1987, Ottenstein. Universität für Bodenkultur, Institut für Wasserwirtschaft. Wiener Mitteilungen, Band 71, N/1-N/50; Sonderdruck.
- Haberl R., Perfler R., Laber J. (1997). Stand und Entwicklungstendenzen bei Bemessung und Bau von Pflanzenkläranlagen. Naturnahe und technische Klein- und Kleine Kläranlagen im Vergleich. 11. Kolloquium, 27.11.1997, Dresden. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft. Dresdner Berichte, Band 11, 35-55.
- Häfner I. (2014). Die Crux mit dem Beihilfebescheid. Online-Ausgabe: *Der Teckbote* – Kirchheimer Zeitung vom 01.08.2014.
- Hamele H. und Eckardt S. (2006). Umweltleistungen europäischer Tourismusbetriebe Instrumente, Kennzahlen und Praxisbeispiele. ECOTRANS European Network for Sustainable Tourism Development / IER, Universität Stuttgart.
- Hanna K.M., Kellam J.L., Boardman G.D. (1995). Onsite aerobic treatment systems. *Water Research* **29** (11) 2530-2540.
- Hartmann M. und Londong J. (2010). Entwicklung einer Trübungsmessung für die kontinuierliche Betriebskontrolle vollbiologischer Kleinkläranlagen. Teilbereich: Untersuchungen der BUW. Abschlussbericht zum DBU-Forschungsprojekt 27072-2. Bauhaus - Universität Weimar (BUW), Professur Siedlungswasserwirtschaft.
- Hatamoto M., Yamamoto H., Kindaichi T., Ozaki N., Ohashi A. (2010). Biological oxidation of dissolved methane in effluents from anaerobic reactors using a down-flow hanging sponge reactor. *Water Research* **44** (5) 1409-1418.
- Hegemann G., Böning T., Lohse M. (2000). Kosten der Abwasserbehandlung im ländlich strukturierten Raum. Institut für Abfall- und Abwasserwirtschaft. Im Auftrag des Ministeriums für Umwelt, Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz NRW. Nr. 200005.

- Heise B. (2004). Kosten der dezentralen Abwasserentsorgung in Mecklenburg-Vorpommern. Dezentrale Abwasserentsorgung, 5. Rostocker Abwassertagung, 04.10.-05.10.2004, Rostock. Veröffentlichungen des Institutes für Umweltingenieurwesen der Universität Rostock, S.75-82. Universität Rostock, Agrar- und Umweltwissenschaftliche Fakultät, Institut für Kulturtechnik und Siedlungswasserwirtschaft.
- Henze M. (1997). Waste design for households with respect to water, organics and nutrients. *Water Science and Technology* **35** (9) 113-120.
- Henze M. und Comeau Y. (2008). Wastewater characterization. In: Henze M., van Loosdrecht M.C.M., Ekama G.A., Brdjanovic D. (2008). Biological wastewater treatment: principles, modelling and design, p.33-52. IWA Publishing, London.
- Herrmann T. und Klaus U. (1997). Fluxes of nutrients in urban drainage systems: Assessment of sources, pathways and treatment techniques. *Water Science and Technology* **36** (8-9) 167-172.
- Heyd H. (1934). Der Wasserverbrauch in deutschen Städten. In: Brix J., Imhoff K., Weldert R.: Die Stadtentwässerung in Deutschland, Band II., S.531-540. Gustav Fischer Verlag, Jena.
- Hilmer R. (2003). Gütesicherung bei der Wartung von Kleinkläranlagen - Zertifizierung von Wartungsfirmen. Bundestagung und Landesverbandstagung Nord, 02.09.-03.09.2003, Wolfsburg. Tagungsband, S. 407-418. ATV-DVWK Landesverband Nord, Hildesheim.
- Hilmer R. (2004). Qualitätskriterien für Einbau, Montage, Wartung und Betrieb von Kleinkläranlagen. Dezentrale Abwasserentsorgung, 5. Rostocker Abwassertagung, 04.10.-05.10.2004, Rostock. Veröffentlichungen des Institutes für Umweltingenieurwesen der Universität Rostock, S.185-195. Universität Rostock, Agrar- und Umweltwissenschaftliche Fakultät, Institut für Kulturtechnik und Siedlungswasserwirtschaft.
- Hilmer R. (2011). Zertifizierungssysteme für Wartungsfirmen von Kleinkläranlagen. 3. Aachener Kongress Dezentrale Infrastruktur, 25.01.-26.01.2011, Leipzig. Gewässerschutz Wasser Abwasser, Band 225, 81-92. RWTH Aachen, Institut für Siedlungswasserwirtschaft.
- Hoheisel K. (2000). Erfahrungen einer Behörde bei der Überwachung von Kläranlagen mit biologischer Stufe. *KA - Wassermwirtschaft, Abwasser, Abfall* **47** (10) 1506-1513.
- Hörler A. (1972). In: Imhoff K.R., Biffel W., Hörler A., Swanwick J.D. u.a. (1972). Der Einwohnergleichwert (Diskussion Hörler, S. 182-183). EAS 1972, 2. Europäisches Abwasser- und Abfallsymposium, 06.11.-09.11.1972, München. Berichte der ATV, Nr. 26, S.177-191. Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V., Bonn.
- Hudcová T., Vymazal J., Dunajský M.K. (2013). Reconstruction of a constructed wetland with horizontal subsurface flow after 18 years of operation. *Water Science and Technology* **68** (5) 1195-1202.
- Imhoff K. (1926). Fortschritte der Abwasserreinigung. 2. Auflage. Carl Heymanns Verlag, Berlin.
- Imhoff K. (1939). Taschenbuch der Stadtentwässerung. 8., neu bearbeitete Auflage. R. Oldenbourg Verlag, München Wien.
- Imhoff K. (1963). Taschenbuch der Stadtentwässerung. 20., verbesserte Auflage. R. Oldenbourg Verlag, München Wien.
- Imhoff K.R. (1972a). In: Imhoff K.R., Biffel W., Hörler A., Swanwick J.D. u.a. (1972). Der Einwohnergleichwert (Diskussion Imhoff, S. 182). EAS 1972, 2. Europäisches Abwasser- und Abfallsymposium, 06.11.-09.11.1972, München. Berichte der ATV, Nr. 26, S.177-191. Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V., Bonn.
- Imhoff K.R. (1972b). In: Imhoff K.R., Biffel W., Hörler A., Swanwick J.D. u.a. (1972). Der Einwohnergleichwert (Diskussion Imhoff, S. 190-191). EAS 1972, 2. Europäisches Abwasser- und Abfallsymposium, 06.11.-09.11.1972, München. Berichte der ATV, Nr. 26, S.177-191. Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V., Bonn.

- Imhoff K. und Imhoff K.R. (1999). Taschenbuch der Stadtentwässerung. 29., verbesserte Auflage. R. Oldenbourg Verlag, München Wien.
- Ingerle K. (1998). Möglichkeiten zur Behandlung von Abwässern aus touristischen Anlagen im alpinen Bereich. 27. Abwassertechnisches Seminar. TU München, Institut für Wassergüte- und Abfallwirtschaft. Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft, Band 138, 69-83.
- IuTNW (2013b). Statistische Berichte, Q I 3j/10, Öffentliche Wasserversorgung und Abwasserentsorgung in Nordrhein-Westfalen 2010, Teil 2: Abwasserentsorgung. Information und Technik Nordrhein-Westfalen, Geschäftsbereich Statistik, Düsseldorf, April 2013.
- JANISCH und SCHULZ mbH (2002). Pflanzenkläranlage Dorweiler - Naturnahe Abwasserreinigung ohne Fremdenergie. Firmenschrift. Ingenieurgesellschaft Janisch & Schulz mbH, Gambach.
- Jellinek E.M. und Looney J.M. (1939). Statistics of some biochemical variables on healthy men in the age range of twenty to forty-five years. *The Journal of Biological Chemistry* **128** (2) 621-630.
- Jung T. (2006). Die Instandhaltung und Überwachung von privaten Zuleitungskanälen und Kleinkläranlagen (kommunales Abwasser). Zukunftsweisende Abwasserentsorgung, Tagung, 07.09.-08.09.2006, Kaiserslautern. DWA-Landesverband Hessen/Rheinland-Pfalz/Saarland, Mainz.
- Kadlec R.H. und Wallace S.D. (2009). Treatment wetlands. 2nd edition. Taylor & Francis Group, LLC.
- Kapp H. (1984). Schlammfäulung mit hohem Feststoffgehalt. Forschungs- und Entwicklungsinstitut für Industrie- und Siedlungswasserwirtschaft sowie Abfallwirtschaft e.V. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 86. Kommissionsverlag R. Oldenbourg, München.
- Kappus H. (1979). Die Toxikologie des Schwefelwasserstoffs. *Staub – Reinhaltung der Luft* **39** (5) 153-155.
- Kayser K. (2003). Nitrifikation in Teich-Bodenfilteranlagen. Dissertation. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover, Band 121. Universität Hannover, Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik.
- Kegebein J., Hoffmann E., Hahn H.H. (2003). Grenzlastbedingungen von Kleinkläranlagen. Bundestagung und Landesverbandstagung Nord, 02.09.-03.09.2003, Wolfsburg. Tagungsband, S. 407-418. ATV-DVWK Landesverband Nord, Hildesheim.
- Kegebein J., Hoffmann E., Hahn H.H. (2007). Performance of very small wastewater treatment plants with pronounced load variations. *Water Science and Technology* **55** (7) 31-38.
- Kehr D. (1964). Biologische Kleinkläranlagen: Systeme und Erfahrungen. *Schweizerische Zeitschrift für Hydrologie* **26** (2) 383-393.
- Kerklies G. (2015). Service und Wartung von Kleinkläranlagen - Praxisanlagen. Dezentrale Abwasserbeseitigung - biologische Kleinkläranlagen oder was sonst? Fachgespräch, 27.01.2015, TerraTec 2015, Leipzig.
- Kisser (1972). In: Imhoff K.R., Biffel W., Hörler A., Swanwick J.D. u.a. (1972). Der Einwohnergleichwert (Diskussion Kisser, S. 186). EAS 1972, 2. Europäisches Abwasser- und Abfallsymposium, 06.11.-09.11.1972, München. Berichte der ATV, Nr. 26, S.177-191. Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V., Bonn.
- Klose N. (1981). Sulfidprobleme und deren Vermeidung in Abwasseranlagen. Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf.
- Klotter H.E. und Hantge E. (1969). Zur Korrektur des Einwohnerwertes und des Einwohnergleichwertes. *Die Wasserwirtschaft* **59** (4) 89-92.
- Kollatsch (1993). Die dezentrale, private Kleinkläranlage als Bestandteil der Abwasserentsorgung. Abwasserbeseitigung im ländlichen Raum, Fortbildungskurs G/5 3.3.-5.3.1993 in Fulda, 24.3.-26.3.1993 in Magdeburg. Tagungsband 7/1-7/12. Abwassertechnische Vereinigung e.V., St. Augustin.

- Kollatsch D. und Gowasch A. (1982). Betrachtungen über die Reinigungsleistung konventioneller Kläranlagen, dargestellt an Beispielen im niedersächsischen Raum. Lebenselement Wasser – Konsequenzen für Politik, Verwaltung und Technik, 14. Essener Tagung, 18.03.-20.03.1981, Essen. RWTH Aachen, Institut für Siedlungswasserwirtschaft. Gewässerschutz Wasser Abwasser, Band 50, 257-277.
- Koppe P. und Stozek A. (1999). Kommunales Abwasser. 4. Auflage. Vulkan-Verlag, Essen.
- Kosub R. (2008). Bewertung von Klärsystemen. *WWT Wasserversorgung Wassertechnik* (6) 15-18.
- Krishna G.V.T.G., Kumar P., Kumar P. (2009). Treatment of low-strength soluble wastewater using an anaerobic baffled reactor (ABR). *Journal of Environmental Management* **90** (1) 166-176.
- Kroiß H. und Matsché N. (1988). Mikrobiologische und chemische Grundlagen der anaeroben Abwasserreinigung. Anaerobe Abwasserreinigung - Grundlagen und großtechnische Erfahrung. Fortbildungskurs des ÖWWV, 28.01.1988, Wien. TU Wien, Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau. Wiener Mitteilungen, Band 73, 1-28.
- Krüger J. (2002). Subterra-Pflanzenkläranlagen zur Abwasserbehandlung. Pflanzenkläranlagen als Element der Abwasserentsorgung im ländlichen Raum, 18.06.2002, Rostock-Warnemünde. Universität Rostock, Agrar- und Umweltwissenschaftliche Fakultät, Institut für Kulturtechnik und Siedlungswasserwirtschaft, S.71-90.
- Kruger R. (2005). Anaerobic baffled reactor (ABR) pilot plant demonstration. Final Report (version 1.3), Atkins Water. Orange County Sanitation District.
- Kühn V. (2000). Die Einordnung der Stickstoffrückbelastung aus der anaeroben Schlammstabilisierung in den Bilanzrahmen einer kommunalen Abwasserreinigungsanlage. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft. Dresdner Berichte, Band 15.
- Laber J., Perfler R., Haberl R. (1997). Two strategies for advanced nitrogen elimination in vertical flow constructed wetlands. *Water Science and Technology* **35** (5) 71-77.
- Lancé E. (2015). Kleinkläranlagen bald ohne Einhaltefiktion? *WWT Wasserversorgung Wassertechnik* (5) 17-18.
- Lancé E. (2016). Änderungen bei der Bewertung von Kleinkläranlagen. *WWT Wasserversorgung Wassertechnik* (4) 34-35.
- Lancé E. und Flasche K. (2015). Fernüberwachung von Kleinkläranlagen. *WWT Wasserversorgung Wassertechnik* (5) 13-16.
- Lang A., Bleske E., Stecher E. (1951). Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung. In: Hütte - Des Ingenieurs Taschenbuch, III. Band, S.1169-1247. 27. neubearbeitete Auflage. Akademischer Verein Hütte e.V. in Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Langbein F. und Kroll F. (1931). Die Gewinnung und Verwertung des Faulgases auf der Berliner Abwasservorkläranlage in Waßmannsdorf. *GWf - Das Gas- und Wasserfach* **74** (21) 469-476.
- Langenhoff A.A.M. und Stuckey D.C. (2000). Treatment of dilute wastewater using an anaerobic baffled reactor: effect of low temperature. *Water Research* **34** (15) 3867-3875.
- Langenhoff A.A.M., Intrachandra N., Stuckey D.C. (2000). Treatment of dilute soluble and colloidal wastewater using an anaerobic baffled reactor: Influence of hydraulic retention time. *Water Research* **34** (4) 1307-1317.
- Langergraber G., Prandtstetten C., Pressl A., Rohrhofer R., Haberl R. (2007). Removal efficiency of subsurface vertical flow constructed wetlands for different organic loads. *Water Science and Technology* **56** (3) 75-84.
- Langergraber G., Pressl A., Haberl R. (2013). Begleitende Untersuchungen zur praktischen Anwendung eines 2-stufigen bepflanzten Bodenfilters. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Sektion VII Wasser, 1030 Wien.

- Lawes J.B. (1855). On the sewage of London. *Journal of the Society of Arts* **3** (120) 263-277, 09.03.1855.
- Leschber R. und Niemitz W. (1969). Zur Frage der Einwohnerlast. *GI Gesundheits-Ingenieur* **90** (8) 229-233.
- Lesperance T. W. (1958). Application of fundamentals to waste treatment sedimentation design. In: McCabe B.J. and Eckenfelder Jr. W.W. (1958). Biological treatment of sewage and industrial wastes, Volume 2, Anaerobic digestion and solids-liquid-separation; p. 182-195. Reinhold Publishing Corporation, New York.
- Lettinga G. (1995). Anaerobic digestion and wastewater treatment systems. *Antonie van Leeuwenhoek* **67** (1) 3-28.
- Lettinga G. und Hulshoff Pol L. (1988). Aufwärtsdurchströmter Schlammbedreaktor (UASB-Process). Anaerobe Abwasserreinigung - Grundlagen und großtechnische Erfahrung. Fortbildungskurs des ÖWWV, 28.01.1988, Wien. TU Wien, Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau. Wiener Mitteilungen, Band 73, 29-58.
- Lettinga G., Rebac S., Zeeman G. (2001). Challenge of psychrophilic anaerobic wastewater treatment. *TRENDS in Biotechnology* **19** (9) 363-370.
- LfSNI (2014). Statistische Berichte Niedersachsen, Q I 1 -3j / 2010, Öffentliche Wasserversorgung und Wasserbeseitigung 2010. Landesamt für Statistik Niedersachsen, Hannover, September 2014.
- LfU ST (2005). Pflanzenkläranlagen im Land Sachsen-Anhalt, 2. Erfahrungsbericht. Landesamt für Umweltschutz Sachsen-Anhalt, Fachbereich 2, Halle (Saale).
- LfU-BW (2005). Leitfaden zur Abwasserbeseitigung im ländlichen Raum. Siedlungswasserwirtschaft, Band 9, 3. veränderte Auflage. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Karlsruhe.
- LfUNG-MV (2013). Kommunale Abwasserbeseitigung in Mecklenburg-Vorpommern, Lagebericht 2013. Landesamt für Umwelt, Naturschutz und Geologie Mecklenburg-Vorpommern, Güstrow, Juni 2013.
- LFUN-TH (2013). Dezentrale Abwasserentsorgung mit Kleinkläranlagen. Freistaat Thüringen, Thüringer Ministerium für Landwirtschaft, Forsten, Umwelt und Naturschutz, Erfurt.
- Li S., Nan J., Li H., Yao M. (2015). Comparative analyses of hydraulic characteristics between the different structures of two anaerobic baffled reactors (ABRs). *Ecological Engineering* **82** 138-144.
- Liebmann H. und Riedmüller S. (1968). Ergebnisse von biochemischen Untersuchungen zur Neufestsetzung des Einwohnerlastwertes. *Wasser- und Abwasser-Forschung* **1** (2) 47-52.
- Ligman K., Hutzler N., Boyle W.C. (1974). Household wastewater characterization. *Journal of the Environmental Engineering Division ASCE* **100** (2) 201-213.
- Lindtner S. und Zessner M. (2003). Abschätzung von Schmutzfrachten in der Abwasserentsorgung bei unvollständiger Datenlage. Fortbildungsseminar Abwasserentsorgung, ÖWAV-Seminar, 26.02.-27.02.2003, Wien. TU Wien, Institut für Wassergüte. Wiener Mitteilungen, Band 183, 195-227.
- Liu R., Tian Q., Chen J. (2010). The developments of anaerobic baffled reactor for wastewater treatment: A review. *African Journal of Biotechnology* **9** (11) 1535-1542.
- Löffler H. (1992). Das Pflanzenbeet-Klärverfahren Phytofilt - theoretische Grundlagen - praktische Anwendung. Beiträge zu den NNA-Seminaren Bau und Funktion von Pflanzenkläranlagen am 02.07.1991 und Dezentrale Abwasserentsorgung im ländlichen Raum am 9./10.03.1992 auf Hof Möhr, Norddeutsche Naturschutzakademie, Schneverdingen. *NNA-Berichte* **5** (3) 5-10.
- Luckner L., Lütznert K., Müller V. (1998). Theoretische Grundlagen zur Bemessung von Pflanzenkläranlagen. Naturnahe und technische Klein- und Kleine Kläranlagen im Vergleich. 12. Kolloquium, 26.11.1998, Dresden. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft. Dresdner Berichte, Band 12, 19-46.

- LUNG-MV (2015). Kommunale Abwasserbeseitigung in Mecklenburg-Vorpommern, Lagebericht 2015. Landesamt für Umwelt, Naturschutz und Geologie Mecklenburg-Vorpommern, Güstrow, Juni 2015.
- Lüssem H. (1955). Kritische Untersuchungen über den biochemischen Sauerstoffwert häuslichen Abwassers. Ein Jahrbuch für Wasserchemie und Wasserreinigungstechnik. Vom Wasser, Nr. 22, S.275-311. Verlag Chemie GmbH, Weinheim/Bergstr.
- Lutz H.J. (1995). Abwasserbehandlung mit technischen Verfahren. *Gas Wasser Abwasser* **75** (7) 542-550.
- Lützner K., Kühn V., Müller V. (1998). Pflanzenkläranlagen im Freistaat Sachsen - Leistungsfähigkeit, Betriebssicherheit und langfristige Entwicklung. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben im Auftrag des Sächsischen Staatsministeriums für Umwelt und Landwirtschaft (SMUL). TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft.
- Lützner K., Müller V., Giese R., Swaboda D. (2001). Sauerstoffhaushalt und Einlagerung von Feststoffen in Pflanzenbeeten – langfristige Entwicklung von Pflanzenkläranlagen. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben im Auftrag des Sächsischen Staatsministeriums für Umwelt und Landwirtschaft (SMUL). TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft.
- Mahr G. (1931). Betriebszahlen von Kläranlagen. *Technisches Gemeindeblatt* **34** (17/18) 228-233.
- Maier E. und Sohler W. (1925). Betriebsergebnisse der Stuttgarter Kläranlage 1916-1925. *Technisches Gemeindeblatt* **28** (15/16) 180-183.
- Manconi I., Carucci A., Lens P., Rossetti S. (2006). Simultaneous biological removal of sulfide and nitrate by autotrophic denitrification in an activated sludge system. *Water Science and Technology* **53** (12) 91-99.
- Mang H.P. und Li Z. (2010). Technology review of biogas sanitation. Draft – biogas sanitation for blackwater, brown water, or for excreta treatment and reuse in developing countries. Sustainable sanitation – ecosan program. Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, Eschborn.
- Marcus H. (1918). Die Herstellung von Emscherbrunnen in Eisenbeton - Teil 1. *Deutsche Bauzeitung* **45** (7) 41-43.
- Martz G. (1990). Siedlungswasserbau, Teil 3, Klärtechnik. 3., überarbeitete und erweiterte Auflage. Werner-Ingenieur-Texte, Band 19. Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf.
- Masi F., Martinuzzi N., Bresciani R., Giovannelli L., Conte G. (2007). Tolerance to hydraulic and organic load fluctuations in constructed wetlands. *Water Science and Technology* **56** (3) 39-48.
- Matsché N. (1974). Belebungsverfahren mit N- und P-Entfernung. Neue Entwicklungen in der Abwassertechnik, 9. ÖWAV-Seminar, 04.03.-08.03.1974, Raach. TH Wien, Institut für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz. Wiener Mitteilungen, Band 15, H/1-H/28.
- Maunoir S., Philip H., Rambaud A. (2007). Small wastewater treatment plants in mountain areas: combination of septic tank and biological filter. *Water Science and Technology* **56** (10) 65-71.
- McBride G.B. und Tanner C.C. (2000). Modelling biofilm nitrogen transformations in constructed wetland mesocosms with fluctuating water levels. *Ecological Engineering* **14** 93-106.
- Meinck F. (1969). Literaturberichte über Wasser, Abwasser, Luft und feste Abfallstoffe, Band 17, Heft 3, Nr. 592, S.181 (Pöbiš J. (1966). The fluctuation of waste water pollution originating from mansion house centers). Gustav Fischer Verlag, Stuttgart.
- Meinck F. (1970). Literaturberichte über Wasser, Abwasser, Luft und feste Abfallstoffe, Band 18, Heft 5, Nr. 939, S.300 (Olsson E., Karlgren L., Tullander V. (1968). Household wastewater. Rapport 24/69, Statens Ins. f. Byggnadsforskning). Gustav Fischer Verlag, Stuttgart.
- Meinzinger F. und Oldenburg M. (2009). Characteristics of source-separated household wastewater flows: a statistical assessment. *Water Science and Technology* **59** (9) 1785-1791.

- Metcalf & Eddy (1972). Wastewater Engineering. McGraw-Hill Book Company.
- MfULEWF-RP (2013). Lagebericht 2012 gemäß Artikel 16 der EG-Richtlinie über die Behandlung von kommunalem Abwasser (91/271/EWG). Rheinland-Pfalz, Ministerium für Umwelt, Landwirtschaft, Ernährung, Weinbau und Forsten, Mainz, Juni 2013.
- MfU-SL (1994). Verordnung über die Eigenkontrolle von Abwasserbehandlungsanlagen (Eigenkontrollverordnung - EKVO) vom 18. Februar 1994 zuletzt geändert durch die Verordnung vom 24. Januar 2006 (Amtsbl. S. 174). Land Saarland, Ministerium für Umwelt.
- MfU-SL (2008). Abwasserentsorgung von Einzelanwesen nach dem Stand der Technik, 2. Auflage. Saarland, Ministerium für Umwelt, Saarbrücken, Juli 2008.
- MfU-SL (2011). Beseitigung von kommunalem Abwasser im Saarland. Saarland, Ministerium für Umwelt, Energie und Verkehr, Saarbrücken 2011.
- MfU-SL (2013). Beseitigung von kommunalem Abwasser im Saarland, Lagebericht 2012. Saarland, Ministerium für Umwelt und Verbraucherschutz, Saarbrücken.
- Mirzaei M., Miller A., Pietruschka B. (2013). Start-up and performance evaluation of DEWATS plants in Afghanistan. IWA Development Congress, Nairobi, 13.10.-17.10.2013.
- MKUL-NW (2014). Entwicklung und Stand der Abwasserbeseitigung in Nordrhein-Westfalen, 16. Auflage (Abwasserlagebericht 2012). Ministerium für Klimaschutz, Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen (MKULNV), Düsseldorf, 2014.
- MLNU-TH (2004). Thüringer Verordnung über die Eigenkontrolle von Abwasseranlagen (Thüringer Abwassereigenkontrollverordnung - ThürAbwEKVO -) vom 23. August 2004, GVBl. 2004, 721. Freistaat Thüringen, Ministerium für Landwirtschaft, Naturschutz und Umwelt.
- MLNU-TH (2010). Thüringer Verordnung über Anforderungen an Wartung und Kontrolle von Kleinkläranlagen (Thüringer Kleinkläranlagenverordnung -ThürKKAVO -) vom 26. März 2010, GVBl. 2010, 126. Freistaat Thüringen, Thüringer Ministerium für Landwirtschaft, Naturschutz und Umwelt.
- MLU-SH (2009). Kleinkläranlagen in Schleswig-Holstein, Merkblatt. Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein, Kiel, Januar 2009.
- MLU-SH (2011). Landesverordnung über die Selbstüberwachung von Abwasseranlagen und Abwassereinleitungen (Selbstüberwachungsverordnung - SüVO) vom 19. Dezember 2011, GVOBl. 2012, 105. Land Schleswig-Holstein, Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume.
- MLU-ST (2006). Pflanzenkläranlagen im Land Sachsen-Anhalt – Bestandsaufnahme. Land Sachsen-Anhalt, Ministerium für Landwirtschaft und Umwelt, Referat 24, Magdeburg.
- MLU-ST (2010). Eigenüberwachungsverordnung (EigÜVO) vom 25. Oktober 2010, GVBl. LSA 2010, 526. Land Sachsen-Anhalt, Ministerium für Landwirtschaft und Umwelt.
- MLU-ST (2015). Schriftliche Mitteilung des Ministeriums für Landwirtschaft und Umwelt Sachsen-Anhalt, Referat 23, Magdeburg.
- MLUV-MV (2006). Verordnung über die Selbstüberwachung von Abwasseranlagen und Abwassereinleitungen (Selbstüberwachungsverordnung - SÜVO M-V) vom 20. Dezember 2006, GVOBl. M-V 2007, S. 5. Land Mecklenburg-Vorpommern, Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und Verbraucherschutz.
- MLUV-MV (2014). Allgemein anerkannte Regeln der Technik für die Abwasserbehandlung in Kleinkläranlagen (Kleinkläranlagen-Verwaltungsvorschrift – KKA-VV M-V). Mecklenburg-Vorpommern, Verwaltungsvorschrift des Ministeriums für Landwirtschaft, Umwelt und Verbraucherschutz vom 29. April 2014 – VI 400-1 – VV Meckl.-Vorp. Gl. Nr. 753 – 19, Fundstelle: AmtsBl. M-V 2014 S. 607.

- Modin O., Fukushi K., Nakajima F., Yamamoto K. (2010). Nitrate removal and biofilm characteristics in methanotrophic membrane biofilm reactors with various gas supply regimes. *Water Research* **44** 85-96.
- Modin O., Fukushi K., Yamamoto K. (2007). Denitrification with methane as external carbon source. *Water Research* **41** (12) 2726-2738.
- Mohr I., Müller W., van Nouhuys J. (2008). eGovernment in der Umweltüberwachung am Beispiel des Bundeslandes Hessen – das Modul „Eigenkontrolle“ im Rahmen des Fachinformationssystems (FIS) Hessische Abwasseranlagen (HAA). *Environmental Informatics and Industrial Ecology*, 10.09.-12.09.2008, Lüneburg. Shaker-Verlag, Aachen.
- Mohr M. (2011). Betrieb eines anaeroben Membranbioreaktors vor dem Hintergrund der Zielstellung des vollständigen Recyclings kommunalen Abwassers und seiner Inhaltsstoffe. Dissertation. Berichte aus Forschung und Entwicklung, Band 40. Fraunhofer-Institut für Grenzflächen- und Bioverfahrenstechnik IGB, Stuttgart. Fraunhofer Verlag.
- Mudrack K. (1973). Vergleich der Vorfluterbelastung durch Abwasserreststoffe und durch Boden-erosionen. Gefährdung von Grund- und Oberflächenwässern durch Gifte und Reststoffe aus Abwasser und Ablagerungen, Tagung, 26.04.-28.04.1973, Essen. TH Aachen, Institut für Siedlungswasserwirtschaft. *Gewässerschutz Wasser Abwasser*, Band 10, 249-256.
- MUEK-NI (2013). Die Beseitigung kommunaler Abwässer in Niedersachsen, Lagebericht 2013. Niedersächsisches Ministerium für Umwelt, Energie und Klimaschutz, Hannover.
- MUELV-HE (2010). Abwassereigenkontrollverordnung (EKVO) vom 23. Juli 2010, GVBl. I 2010, 257. Land Hessen, Ministerium für Umwelt, Energie, Landwirtschaft und Verbraucherschutz.
- MUELV-HE (2011). Beseitigung von kommunalen Abwässern in Hessen Lagebericht 2010. Hessisches Ministerium für Umwelt, Energie, Landwirtschaft und Verbraucherschutz, Juni 2011.
- MUF-RP (1999). Landesverordnung über die Eigenüberwachung von Abwasseranlagen (EÜVOA) vom 27. August 1999, letzte berücksichtigte Änderung: mehrfach geändert durch Artikel 1 der Verordnung vom 17.03.2006 (GVBl. S. 139). Land Rheinland-Pfalz, Ministerium für Umwelt und Forsten.
- MUGV-BB (2010). Wegweiser für den Einsatz von Kleinkläranlagen und Sammelgruben. Land Brandenburg, Ministerium für Umwelt, Gesundheit und Verbraucherschutz, Potsdam, August 2010.
- MUGV-BB (2013). Technische Regeln zur Selbstüberwachung von Abwasseranlagen (TRSüw) vom 18. Dezember 2013. Amtsblatt Nr. 5, 05.02.2014. Land Brandenburg, Ministerium für Umwelt, Gesundheit und Verbraucherschutz.
- MUKE-BW (2001). Verordnung des Umweltministeriums über die Eigenkontrolle von Abwasseranlagen (Eigenkontrollverordnung – EKVO) vom 20. Februar 2001 (GBl. S. 309) zuletzt geändert durch Artikel 14 des Gesetzes vom 3. Dezember 2013 (GBl. Nr. 17, S. 389), in Kraft getreten am 1. Januar 2014. Land Baden-Württemberg, Ministerium für Umwelt, Klima und Energiewirtschaft.
- MUKE-BW (2011). Kommunales Abwasser, Lagebericht 2011. Land Baden-Württemberg, Ministerium für Umwelt, Klima und Energiewirtschaft, Stuttgart, Juni 2011.
- MUKE-BW (2013). Kommunales Abwasser, Lagebericht 2013. Land Baden-Württemberg, Ministerium für Umwelt, Klima und Energiewirtschaft, Stuttgart, Juni 2013.
- MUKE-BW (2015). Kommunales Abwasser, Lagebericht 2015. Land Baden-Württemberg, Ministerium für Umwelt, Klima und Energiewirtschaft, Juni 2015.
- Müller C. (2009). Decentralised co-digestion of faecal sludge with organic solid waste. Case Study in Maseru, Lesotho. Technologies for Economic Development (TED), Lesotho; Bremen Overseas Research and Development Association (BORDA), Germany; Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology (Eawag), Switzerland; Department of Water and Sanitation in Developing Countries (Sandec).

- Müller V. (2002). Ein Beitrag zur Bilanzierung von Bodenfiltern. Dissertation. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft. Dresdner Berichte, Band 21.
- MUNLV-NW (2004). Verordnung über Art und Häufigkeit der Selbstüberwachung von kommunalen Abwasserbehandlungsanlagen und -einleitungen (Selbstüberwachungsverordnung kommunal - SüwV-kom), GV. NRW. S. 322, in Kraft getreten am 1. Juli 2004; geändert durch Artikel 31 d. Gesetzes v. 1.12.2007 (GV. NRW. S. 662), in Kraft getreten am 1. Januar 2008; Artikel 3 der VO vom 14. Dezember 2009 (GV. NRW. S. 872), in Kraft getreten am 28. Dezember 2009; Artikel 2 der Verordnung vom 21. Oktober 2014 (GV. NRW. S. 679), in Kraft getreten am 8. November 2014. Land Nordrhein-Westfalen, Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen.
- N.N. (2011a). Ökonomie und Ökologie im Einklang. *Campingwirtschaft heute* (3) 8.
- N.N. (2011b). Campingplätze durch Modernisierung der Außenanlagen aufwerten - Ökonomisch, ökologisch und effektiv. *Campingwirtschaft heute* (5) 8-9.
- N.N. (2014). Mit Naturpools und Schwimmteichen den Umsatz steigern - Natürlicher Luxus für Camping-Gäste. *Campingwirtschaft heute* (3) 11-12.
- Nachaiyasit S. und Stuckey D.C. (1997a). The effect of shock loads on the performance of an anaerobic baffled reactor (ABR). 2. step and transient hydraulic shocks at constant feed strength. *Water Research* **31** (11) 2747-2754.
- Nachaiyasit S. und Stuckey D.C. (1997b). Effect of low temperatures on the performance of an anaerobic baffled reactor (ABR). *Journal of Chemical Technology and Biotechnology* **69** (2) 276-284.
- Nauhaus K., Treude T., Boetius A., Krüger M. (2005). Environmental regulation of the anaerobic oxidation of methane: A comparison of ANME-I and ANME-II communities. *Environmental Microbiology* **7** (1) 98-106.
- Neumann H. und Gorsler M. (1982). Herkunft, Bedeutung und Verbleib der Stickstoffverbindungen in den Gewässern - dargestellt an Beispielen aus Niedersachsen. Lebenselement Wasser – Konsequenzen für Politik, Verwaltung und Technik. 14. Essener Tagung, 18.03.-20.03.1981, Essen. RWTH Aachen, Institut für Siedlungswasserwirtschaft. Gewässerschutz Wasser Abwasser, Band 50, 603-663.
- Niederste-Hollenberg J. und Otterpohl R. (2000). Innovative Entwässerungskonzepte. *WWT Wasserversorgung Wassertechnik* (2) 23-26.
- NLWKN (2011). Die Beseitigung kommunaler Abwässer in Niedersachsen Lagebericht 2011. Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, Hildesheim 2011.
- Nonnenmacher K. (2015). Aus für Adelberger Kläranlage. Online-Ausgabe: *Stuttgarter Zeitung* vom 08.08.2015.
- Nowak J. (2007). Wartung von Kleinkläranlagen. *WWT Wasserversorgung Wassertechnik* (6) 19-21.
- Nowak J. (2010). Neue Entwicklungen für die dezentrale Abwasserbehandlung. Anpassung der Abwassersysteme an veränderte Rahmenbedingungen, Dresdner Kolloquium zur Siedlungswasserwirtschaft, 29.09.-30.09.2010, Dresden. Dresdner Berichte, Band 33, 109-134. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft.
- O'Brian D.J. und Birkner F.B. (1977). Kinetics of oxygenation of reduced sulfur species in aqueous solution. *Environmental Science & Technology* **11** (12) 1114-1120.
- Oke I.A., Oladepo K.T., Olajumoke A.M., Ajayi E.O. (2006). Settlement properties of solids in a domestic-institutional wastewater. *Journal of Applied Sciences Research* **2** (7) 385-390.
- Orozco A. (1988). Anaerobic wastewater treatment using an open plug flow baffled reactor at low temperature. Proceedings p.759-762, 5th. International Symposium on Anaerobic Digestion, Bologna, 22.05.-26.05.1988.

- Ortiz D.I.B., Thalasso F., López F.d.M.C., Texier A.C. (2013). Inhibitory effect of sulfide on the nitrifying respiratory process. *Journal of Chemical Technology and Biotechnology* **88** 1344-1349.
- Ortleb W. und Kadner W. (1958). Abwasserreinigung. 2., verbesserte Auflage. Wasserwirtschaft, Band 7. VEB Verlag Technik, Berlin.
- Otto U. (2000). Optimierung des Einsatzes von Kleinkläranlagen. *KA - Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall* **47** (10) 1514-1524.
- ÖWAV-R 1 (2000). ÖWAV-Regelblatt 1, Abwasserentsorgung im Gebirge. 3., vollständig überarbeitete Auflage. Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband (ÖWAV), Wien.
- ÖWAV-R 25 (2010). ÖWAV-Regelblatt 25, Abwasserentsorgung in dünn besiedelten Gebieten. 2., vollständig überarbeitete Auflage. Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband (ÖWAV), Wien.
- PALUTEC GmbH (2003). Projektbericht: Pflanzkläranlage Zwerenberg, 100 EW. Firmenschrift. Palutec GmbH, Augsburg.
- Park S., Lee C.H., Ryu C.R., Sung K. (2009). Biofiltration for reducing methane emissions from modern sanitary landfills at the low methane generation stage. *Water Air and Soil Pollution* **196** (1-4) 19-27.
- Pereira E.L., Campos C.M.M., Moterani F. (2010). Physical-chemical and operational performance of an anaerobic baffled reactor (ABR) treating swine wastewater. *Acta Scientiarum / Technology* **32** (4) 399-405
- Pérez R., Gali A., Dosta J., Mata-Álvarez J. (2007). Biological nitrogen removal (BNR) using sulfides for autotrophic denitrification in a sequencing batch reactor (SBR) to treat reject water. *Industrial & Engineering Chemistry Research* **46** 6646-6649.
- Platzer C. (1998). Ein neuer Ansatz zur Bemessung von Pflanzkläranlagen. Naturnahe und technische Klein- und Kleine Kläranlagen im Vergleich. 12. Kolloquium, 26.11.1998, Dresden. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft. Dresdner Berichte, Band 12, 42-72.
- Pöhl R. (2013). Zentraler Betrieb dezentraler Anlagen – die technische Betriebsführung von Kleinkläranlagen nach BDZ-A 501/502 durch Wartungsfachkundige. Fachveranstaltung: Dezentrale Abwasserentsorgung Probleme - Entwicklungen - Anwendungen, 30.01.2013, TerraTec, Leipzig. DWA-Landesverband Sachsen/Thüringen.
- Pomeroy R.D. (1980). Das Problem von Schwefelwasserstoff in Abwasserkanälen. *Feugres* (6) 1-27.
- Pönninger R. (1962). Abwasserbeseitigung für Siedlungen, Ortschaften und kleine Städte, 1. Teil: Mechanische Abwasserreinigung durch Emscherbrunnen. Verlag der Österreichischen Abwasser-Rundschau Ges. m. b. H., Wien.
- Pönninger R. (1973). Abwasserbeseitigung in kleinen Verhältnissen. 2., umgearbeitete und verbesserte Auflage. Auflage 1973. Buch- und Zeitschriftenverlag Österreichische Abwasser-Rundschau Ges. m. b. H., Wien.
- Popp L. (1961). Zur Aufstellung von Stickstoffbilanzen. *Städtehygiene* **12** (2) 21-24.
- Porst F. (2005). Entwicklung der Abwasserentsorgung in Thüringen. Perspektiven der Abwasserbeseitigung in Thüringen Symposium, 07.10.2004, Weimar. Schriftenreihe des Lehrstuhls Abfallwirtschaft und des Lehrstuhls Siedlungswasserwirtschaft, Band 14, V4/1-V4/10. Bauhaus-Universität Weimar, Lehrstuhl Siedlungswasserwirtschaft. Rhombos-Verlag, Berlin, 2005.
- Prüß M. (1929b). Hygiene und Technik der Abwasserbeseitigung mit besonderer Berücksichtigung gewerblicher Abwässer. *Technisches Gemeindeblatt* **32** (3) 25-36.
- Puigagut J., Villaseñor J., Salas J.J., Bécares E., García J. (2007). Subsurface-flow constructed wetlands in Spain for the sanitation of small communities: A comparative study. *Ecological Engineering* **30** 312-319.

- Pujol R. und Lienard A. (1990). Qualitative and quantitative characterization of wastewater for small communities. *Water Science and Technology* **22** (3/4) 253-260.
- Raghoebarsing A.A., Pol A., Van De Pas-Schoonen K.T., Smolders A.J.P., Ettwig K.F., Rijpstra W.I.C., Schouten S., Damsté J.S.S., Op den Camp H.J.M., Jetten M.S.M., Strous M. (2008). A microbial consortium couples anaerobic methane oxidation to denitrification. *Nature* **440** (7086) 918-921.
- Rao P.S.C. und Jessup R.E. (1984). Simulation of nitrogen dynamics in flooded soils. *Soil Science* **138** (1) 64-62.
- Rapsch H.J. und Schöneborn C. (1977). Zum Abwasseranfall von Campingplätzen. *Korrespondenz Abwasser* **24** (6) 167-168.
- Rauschnig G., Berger W., Ebeling B., Schöpe A., Israel C., v. Münch E., Seitz J. (2009). Fallstudie für nachhaltige Sanitärversorgungsprojekte: Ökologische Siedlung mit Komposttoiletten, Allermöhe, Hamburg, Deutschland. Sustainable Sanitation Alliance (susana.org), c/o Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, Eschborn.
- Regelsberger M., Bahlo K., Conte G., Ebeling B., Masi F., Mitterer-Reichmann G., Platzer C., Regelsberger B., Urtane L., Wach G. (2005). SWAMP - Sustainable water management and wastewater purification in tourism facilities. Guidelines for sustainable water management in tourism facilities (EVK1-CT-2000-00071).
- Reynaud N. (2015a). Operation of decentralised wastewater treatment systems (DEWATS) under tropical field conditions. Dissertation. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft.
- Reynaud N. (2015b). Persönliche Mitteilung. Bremen Overseas Research and Development Association.
- Reynaud N., Rahiem F., Fladerer F., Kühn V., Buckley C., Krebs P. (2010). Challenging design assumptions of a DEWATS-plant in Indonesia. WISA 2010 Biennial Conference & Exhibition, Durban.
- Rincke (1972). In: Imhoff K.R., Biffel W., Hörler A., Swanwick J.D. u.a. (1972). Der Einwohnergleichwert (Diskussion Rincke, S. 188-189). EAS 1972, 2. Europäisches Abwasser- und Abfallsymposium, 06.11.-09.11.1972, München. Berichte der ATV, Nr. 26, S.177-191. Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V., Bonn.
- Riße H. (2001). Kombination anaerober und aerober Festbettreaktoren zur Behandlung kommunaler Abwässer. Dissertation. RWTH Aachen, Institut für Siedlungswasserwirtschaft. Gewässerschutz Wasser Abwasser, Band 185.
- Riße H. und Dohmann M. (1998). Kombination anaerober und aerober Stufen zur biologischen Abwasserbehandlung in Klein- und kleinen Kläranlagen. Naturnahe und technische Klein- und Kleine Kläranlagen im Vergleich. 12. Kolloquium, 26.11.1998, Dresden. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft. Dresdner Berichte, Band 12, 145-162.
- Röder und Eichhorn (1863). Gutachterliche Äußerungen des Landes-Meliorations-Bau-Inspektors Röder und des Professors der Agrikultur-Chemie Dr. Eichhorn über die Bewerthung der Dungstoffe der Stadt Berlin für die Bodenkultur, mit Bezugnahme auf das Projekt des Geheimen Baurathes Wiebe "über die Reinigung und Entwässerung der Stadt Berlin". *Annalen der Landwirthschaft in den Königlich Preußischen Staaten* **21** (42) 174-215.
- Rössle W.H. und Pretorius W.A. (2001). A review of characterisation requirements for in-line prefermenters, Paper 1: Wastewater characterisation. *Water SA* **27** (3) 405-412.
- Ruhrverband (2010). Kläranlage Herscheid. Informationsbroschüre. Ruhrverband, Essen.
- Sabry T. (2010). Evaluation of decentralized treatment of sewage employing upflow septic tank/baffled reactor (USBR) in developing countries. *Journal of Hazardous Materials* **174** (1-3) 500-505.

- SAfHSH (2012a). Statistische Berichte, Q I 1 - 3 j/10, Teil 2 H, Öffentliche Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung in Hamburg 2010. Teil 2: Öffentliche Abwasserbeseitigung. Statistisches Amt für Hamburg und Schleswig-Holstein, November 2012.
- SAfHSH (2012c). Statistische Berichte, Q I 1 - 3 j/10, Teil 2 S, Öffentliche Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung in Schleswig-Holstein 2010. Teil 2: Öffentliche Abwasserbeseitigung (Korrektur). Statistisches Amt für Hamburg und Schleswig-Holstein, November 2012.
- SAfMV (2013). Statistische Berichte Q I - 3j, Öffentliche Wasserversorgung und Abwasserentsorgung in Mecklenburg-Vorpommern 2010 (korrigierte Ausgabe). Statistisches Amt Mecklenburg-Vorpommern, Schwerin, April 2013.
- Sakadevan K. und Bavor H.J. (1998). Phosphate adsorption characteristics of soils, slags and zeolithe to be used as substrates in constructed wetlands. *Water Reserach* **32** (2) 393-399.
- Sarathai Y., Koottatep T., Morel A. (2010). Hydraulic characteristics of an anaerobic baffled reactor as onsite wastewater treatment system. *Journal of Environmental Sciences* **22** (9) 1319-1326.
- Sasse L. (1998). DEWATS Decentralised Wastewater treatment in development countries. BORDA Bremen Overseas Research and Development Association.
- Schaber P., Reif H., Jäger P., Berger H. (2007). Dezentrale Abwasserreinigungsanlagen im Land Salzburg – Funktion und Reinigungsleistung. Land Salzburg, Reihe Gewässerschutz, Bd. 13.
- Schäfer H. (1985). Abwasserbeseitigung von Campingplätzen - Erfahrungen der letzten 5 Jahre in Niedersachsen. 15. Abwassertechnisches Seminar "Kleine Kläranlagen Planung, Bau und Betrieb". TU München, Institut für Wassergütwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen. Berichte aus Wassergütwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, Band 59, 181-199.
- Schalk T. und Kühn V. (2012). Wissenschaftliche Begleitung des Probetriebes einer DEWATS-Containerkläranlage und Analyse des Betriebsverhaltens. Technischer Bericht, im Auftrag der Bremen Overseas Research and Development Association (BORDA e.V.). TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft.
- Schalk T. und Ahnert M. (2016). Wissenschaftliche Untersuchung zur Beschleunigung des Einfahrbetriebes einer ABR-Anlage bei gemäßigten Temperaturen. Technischer Bericht, im Auftrag der Bremen Overseas Research and Development Association (BORDA e.V.). TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft.
- Schalk T., Jehmlich A., Kühn V., Günther N. (2016). Entwicklung einer Pflanzenkläranlage zur parallelen Reduzierung von Abwasser- und Treibhausgasemissionen im ländlichen Raum. Teilprojekt: Grundlagenermittlung, labortechnische Untersuchungen und wissenschaftliche Begleitung. Abschlussbericht zum AiF-Forschungsvorhaben KF2488502RH2, gefördert durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft.
- Schmager C. und Heine A. (2000). Leistungsfähigkeit von Pflanzenkläranlagen - eine statistische Analyse. *GWF Wasser Abwasser* **141** (5) 315-326.
- Schmidt G.P. (1970). Untersuchungen über Kleinkläranlagen nach TGL 7762. *WWT* **20** (12) 423-426.
- Schmitt F., Evers P., Thöle D. (2003). Belastungssituation kommunaler Kläranlagen. 36. Essener Tagung für Wasser- und Abfallwirtschaft, 26.03.-28.03.2003, Aachen. RWTH Aachen, Institut für Siedlungswasserwirtschaft. Gewässerschutz Wasser Abwasser, Band 190, 16/1-16/13.
- Schranner T. (2014). Kleinkläranlagen bewähren sich in der Praxis. *KA Korrespondenz Abwasser, Abfall* **61** (8) 695-700.
- Schreff D. (2001). Abwasserreinigung im Hochgebirge als typisches Beispiel für dezentrale Abwasserreinigung. 30. Abwassertechnisches Seminar, 13. DEHEMA-Fachgespräch Umweltschutz "DESAR Kleine Kläranlagen und Wasserwiederverwendung". TU München, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft. Berichte aus Wassergüte und Abfallwirtschaft, Band 161, 43-64.

- Schröder M. (2000). Abwasserentsorgung im ländlichen Raum. ATV-DVWK-Kommentar zum ATV-DVWK-Regelwerk. ATV-DVWK Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
- Schroepfer G.J. (1933). Factors affecting the efficiency of sewage sedimentation. *Sewage Works Journal* **5** (2) 209-232.
- Schubert W.C. (1958). Kleine Kläranlagen. 2., ergänzte Auflage. VEB Verlag Technik, Berlin.
- Schuster U. (2015). Anpassung an den Stand der Technik. Landeskonferenz Abwasser 2015, Dresden, 09.11.2015. Freistaat Sachsen, Landesdirektion Sachsen.
- Schütte H. (2000). Betriebserfahrungen mit Kleinkläranlagen. *KA - Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall* **47** (10) 1499-1505.
- Schwager D., Pietruschka B., Wirsich R., Lautenschläger S. (2014). Anaerobe Tauchwand-Reaktoren. *WWT Wasserwirtschaft Wassertechnik* (10) 13-16.
- Sears K., Alleman J.E., Barnard J.L., Oleszkiewicz J.A. (2004). Impacts of reduced sulfur components on active and resting ammonia oxidizers. *Journal of Industrial Microbiology and Biotechnology* **31** 369-378.
- Seiler K. (2004). Planung der Abwasserentsorgung im ländlichen Raum anhand von räumlichen Einflussfaktoren. Dissertation. Schriftenreihe WAR, Band 154. TU Darmstadt, Institut WAR. Verein zur Förderung des Instituts WAR e.V.
- Sierp F. (1925a). Die Verwertung der Abwässer zur Gasgewinnung. *GWF - Das Gas- und Wasserfach* **68** (49) 772-776.
- Sierp F. (1925b). Über den Einfluß der Temperatur auf die Zersetzungsvorgänge in Schlammfaulräumen. 25 Jahre Emschergenossenschaft, S.509-519. Selbstverlag der Emschergenossenschaft, Essen.
- Sikora F.J., Tong Z., Behrends L.L., Steinberg S.L., Coonrod H.S. (1995). Ammonium removal in constructed wetlands with recirculating subsurface flow: Removal rates and mechanisms. *Water Science and Technology* **32** (3) 193-202.
- Silva C.D., Cuervo-López F.M., Gómez J., Texier A.C. (2011). Nitrite effect on ammonium and nitrite oxidizing processes in a nitrifying sludge. *World Journal of Microbiology and Biotechnology* **27** 1241-1245.
- Singh S., Haberb R., Moog O., Shrestha R.R., Shrestha P., Shrestha R. (2009). Performance of an anaerobic baffled reactor and hybrid constructed wetland treating high-strength wastewater in Nepal - A model for DEWATS. *Ecological Engineering* **35** (5) 654-660.
- SLAdFS (2011). Statistischer Bericht, Q I 1- 3j/10, Öffentliche Wasserversorgung und Abwasserentsorgung im Freistaat Sachsen. Statistisches Landesamt des Freistaates Sachsen, Kamenz, September 2011.
- SLARP (2012a). Statistische Berichte, Q I - 3j/10, Öffentliche Wasserversorgung 2010. Statistisches Landesamt Rheinland-Pfalz, Bad Ems 2012.
- SLARP (2012b). Statistische Berichte, Q I - 3j/10, Öffentliche Abwasserentsorgung 2010. Statistisches Landesamt Rheinland-Pfalz, Bad Ems 2012.
- SLAST (2012). Statistische Berichte, Q I - 3j/10, Öffentliche Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung 2010. Statistisches Landesamt Sachsen-Anhalt, Halle (Saale), Dezember 2012.
- SMUL (1994). Verordnung des Sächsischen Staatsministeriums für Umwelt und Landesentwicklung über Art und Häufigkeit der Eigenkontrolle von Abwasseranlagen und Abwassereinleitungen (Eigenkontrollverordnung – EigenkontrollVO) vom 7. Oktober 1994, rechtsbereinigt mit Stand 8. August 2013. Freistaat Sachsen, Sächsisches Staatsministerium für Umwelt und Landesentwicklung.
- SMUL (2007). Verordnung des Sächsischen Staatsministeriums für Umwelt und Landwirtschaft zu den Anforderungen an Kleinkläranlagen und abflusslose Gruben, über deren Selbstüberwachung und

- Wartung sowie deren Überwachung (Kleinkläranlagenverordnung) vom 19. Juni 2007, rechtsbereinigt mit Stand vom 8. August 2013. Freistaat Sachsen, Sächsisches Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft.
- SMUL (2012). Auswertung der bisherigen Förderung von Kleinkläranlagen nach Förderrichtlinie Siedlungswasserwirtschaft - RL SWW/2009. Regionalkonferenzen 2012 zur Abwasserbeseitigung im Freistaat Sachsen, Ergänzende Tagungsunterlage. Freistaat Sachsen, Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft.
- Sohler W. (1927). Die Klärgasgewinnung auf der Stuttgarter Hauptkläranlage. *GWF - Das Gas- und Wasserfach* **70** (89) 945-949.
- Spatzierer G. (2004). Betrieb, Wartung und Überwachung von Kleinkläranlagen. Optimierung von Kleinkläranlagen und Bekämpfung fädiger Mikroorganismen, 79. Siedlungswasserwirtschaftliches Kolloquium, 15.10.2004. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 178, 21-43. Universität Stuttgart, Institut für Siedlungswasserbau, Wassergüte und Abfallwirtschaft. Oldenbourg Industrieverlag GmbH, 2004.
- Spillner und Blunk (1925). Betriebsergebnisse aus mechanischen Kläranlagen der Emschergenossenschaft. 25 Jahre Emschergenossenschaft, S.463-487. Selbstverlag der Emschergenossenschaft, Essen.
- Stecher E. und Rupprecht G. (1941). Untersuchungen über den Fetthanfall, den Fettabbau und über den Einfluss des Fettes auf die Klärgaserzeugung in der städtischen Abwasserkläranlage in München. *GI Gesundheits-Ingenieur* **64** (1) 9-14.
- Steuernagel (1904). Die Probekläranlage zu Cöln-Niehl und die daselbst angestellten Untersuchungen und erzielten Ergebnisse. Mitteilungen aus der Königlichen Prüfungsanstalt für Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung zu Berlin, Band 4, S.1-124. August Hirschwald Verlag, Berlin.
- Straub A. (2008). Einfache Messmethoden zur Charakterisierung sowie Maßnahmen zur Erhöhung der Zuverlässigkeit und Leistungsfähigkeit biologischer Kleinkläranlagen. Schriftenreihe Siedlungswasserwirtschaft und Umwelt, Band 17. BTU Cottbus, Lehrstuhl Wassertechnik und Siedlungswasserbau.
- Strauß P. (2008). Explosion in einer Abwasserdruckleitung. *KA-Betriebs-Info* **38** (4) 1575-1578.
- Streese J. und Stegmann R. (2003). Microbial oxidation of methane from old landfills in biofilters. *Waste Management* **23** (7) 573-580.
- Stuewer U. und Tetsch B. (1956). Ergebnis einer Umfrage über die Trocknung von ausgefaultem Klärschlamm. *Städtehygiene* (3) 55-64.
- Stundl K. (1968). Wasserwirtschaftliche Probleme bei Gewerbe- und Industriebetrieben in ländlichen Gegenden. *ÖAR - Österreichische Abwasser Rundschau* (3) 37-41.
- Sürder T. und Amshoff J. (1989). Untersuchung und Bewertung von Abwasserbehandlungsanlagen im Regierungsbezirk Detmold im Hinblick auf eine Stickstoffelimination. Stickstoff- und Phosphatelimination in kommunalen Kläranlagen, Fachgespräch des LWA KFAA Essen-Heidhausen, 13.04.-14.04.1988. LWA-Materialien, Nr. 1/89, 78-154. Landesamt für Wasser und Abfall Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf.
- Svardal K. (1991). Anaerobe Abwasserreinigung – Ein Modell zur Berechnung und Darstellung der maßgebenden chemischen Parameter. TU Wien, Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau. Wiener Mitteilungen, Band 95.
- Tanner C.C., D'Eugenio J., McBride G.B., Sukias J.P.S., Thompson K. (1999). Effect of water level fluctuation on nitrogen removal from constructed wetland mesocosms. *Ecological Engineering* **12** 67-92.
- Teichgräber B., Hetschel M., Born W. (2014). Bemessung von Belebungsanlagen: Grundzüge des neuen DWA-Arbeitsblattes-A 131. 15. Kölner Kanal und Kläranlagen Kolloquium, 01.10.-02.10.2014,

- Köln. RWTH Aachen, Institut für Siedlungswasserwirtschaft. Schriftenreihe Kölner Kanal und Kläranlagen Kolloquium, Band 15, 15/1-15/15.
- Temann H.J. (2014). Teilortskanalisationen - Möglichkeiten der Integration eines etablierten Provisoriums in zukunftsfähige Systeme. Dissertation. Schriftenreihe des Lehrstuhls Abfallwirtschaft und des Lehrstuhls Siedlungswasserwirtschaft, Band 27. Bauhaus-Universität Weimar, Lehrstuhl Siedlungswasserwirtschaft. Rhombos-Verlag, Berlin, 2014.
- Teschner W. (1931). Abwasser-Hauskläranlagen. 2. Auflage. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Thistlethwayte D.K.B. (1972). Sulfide in Abwasseranlagen: Ursachen, Auswirkungen, Gegenmaßnahmen. Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, Deutsche Übersetzung 1979.
- ThLFS (2012). Statistischer Bericht Öffentliche Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung in Thüringen 2010. Thüringer Landesamt für Statistik, Erfurt 2012.
- Thumm K. (1913). Ueber Anstalts- und Hauskläranlagen - Ein Betrag zur Abwasserbeseitigungsfrage. 2., vermehrte Auflage. Verlag August Hirschwald, Berlin.
- Töws I. (2011). Gut! – besser!! – am billigsten?! Neues vom Kleinkläranlagenmarkt. Fachveranstaltung: Dezentrale Abwasserentsorgung Probleme - Entwicklungen - Anwendungen, 21.09.2011, Leipzig.
- Töws I. und Böttger S. (2016). Die Kleinkläranlage im Haus. *WWT Wasserversorgung Wassertechnik* (1) 27-30.
- Triebel W. (1965). Leitfaden für den Betrieb von Kläranlagen. Abwassertechnische Vereinigung, Bonn. ZFGW-Verlag GmbH, Frankfurt/Main.
- Turković R. (2009). Sauerstoffregime in abwasserdurchsickerten Filtersanden. Dissertation. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Wasser und Gewässerentwicklung, Bereich Siedlungswasserwirtschaft und Wassergütewirtschaft.
- TWC (1991). Operation & maintenance guide for Imhoff tank & oxidation pond wastewater treatment plants. LP 91-01. Texas Water Commission, Austin, Texas.
- Urban I., Weichgrebe D., Rosenwinkel K.H. (2007). Anaerobic treatment of municipal wastewater using the UASB-technology. *Water Science and Technology* **56** (10) 37-44.
- van de Graaf A.A., de Bruijn P., Robertson L.A., Jetten M.S.M., Kuenen J.G. (1996). Autotrophic growth of anaerobic ammonium-oxidizing micro-organisms in a fluidized bed reactor. *Microbiology* **142** 2187-2196.
- van Lier J.B., Rebac S., Lettinga G. (1997). High-rate anaerobic wastewater treatment under psychrophilic and thermophilic conditions. *Water Science and Technology* **35** (10) 199-206.
- van Nieuwenhuijzen A.F., van der Graaf J.H.J.M., Kampschreur M.J., Mels A.R. (2004). Particle related fractionation and characterisation of municipal wastewater. *Water Science and Technology* **50** (12) 125-132.
- Vestner R.J. und Günthert F.W. (1999). Abwasserentsorgung in alpinen Regionen. *Korrespondenz Abwasser* **46** (9) 1390-1400.
- Victoria J.R. und Foresti E. (2011). A novel aerobic-anoxic biological filter for nitrogen removal from UASB effluent using biogas compounds as electron donors for denitrification. *Revista / Facultad de Ingeniería, Universidad de Antioquia* **60** 72-80.
- Viehl K. (1955). Grundsätzliche Betrachtungen über den biochemischen Sauerstoffbedarf. Ein Jahrbuch für Wasserchemie und Wasserreinigungstechnik. Vom Wasser, Nr. 22, S.312-323. Verlag Chemie GmbH, Weinheim/Bergstr.
- Viehl K. (1968). Die Abwässerhältnisse von ländlichen Gemeinden. *ÖAR - Österreichische Abwasser Rundschau* (1) 1-6.
- Viehl K. und Meißner B. (1941). Die Veränderung der Zusammensetzung des Leipziger Abwassers durch Fäkalienabschwemmung. *GI Gesundheits-Ingenieur* **64** (4) 51-56.

- Vinnerås B., Palmquist H., Balmér P., Jönsson H. (2006). The characteristics of household wastewater and biodegradable solid waste - A proposal for new Swedish design values. *Urban Water Journal* **3** (1) 3-111.
- Voigtländer G. und Fischer C. (1984). Biogas aus kleinen Anlagen. *WWT Wasserrwirtschaft Wassertechnik* **34** (5) 117-120.
- von der Heide S., Hilmer R., Finke G. (2014). 10 Jahre Wartung von Kleinkläranlagen durch zertifizierte Unternehmen - Umfragen bestätigen verbesserte Reinigungsleistung. Jahrbuch Kleinkläranlagen 2014, S.117-127. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Landesverband Sachsen/Thüringen.
- von Felde K. und Kunst S. (1997). N- and COD-removal in vertical-flow systems. *Water Science and Technology* **35** (5) 79-85.
- von Felde K. und Rosenwinkel K.H. (1999). Dezentrale Abwasserreinigung in Niedersachsen. Weitergehende Abwasserreinigung als Beitrag zum Schutz von Nord- und Ostsee, 12. Fachtagung, 15.11.-16.11.1999, Lübeck. Hamburger Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 29, 5/1-5/11. TU Hamburg-Harburg, Arbeitsbereich Abwasserwirtschaft.
- Wagner H. (1959). Über den Begriff der Einwohnergleichwerte und Schmutzbeiwerte. Die Bewertung der Wasserqualität. Münchner Beiträge zur Abwasser-, Fischerei- und Flussbiologie, Nr. 6, S.13-26. R. Oldenbourg Verlag, München.
- Wahlberg E.J., Wang J.K., Merrill M.S., Morris J.L., Kido W.H., Swanson R.S., Finger D., Phillips D.A. (1997). Primary sedimentation: it's performing better than you think. WEFTEC'97, 70th Annual Conference & Exposition, Chicago, Illinois, October 18-22, 1997. Proceedings. Water Environment Federation, Alexandria.
- Waki M., Suzuki K., Osada T., Tanaka Y. (2005). Methane-dependent denitrification by a semi-partitioned reactor supplied separately with methane and oxygen. *Bioresource Technology* **96** (8) 921-927.
- Wang J., Huang Y., Zhao X. (2004). Performance and characteristics of an anaerobic baffled reactor. *Bioresource Technology* **93** (2) 205-208.
- Weldert R. (1934). Übersicht über Wasserversorgung, Abwasser- und Schlammabeseitigung der deutschen Städte und Gemeinden. In: Brix J., Imhoff K., Weldert R.: Die Stadtentwässerung in Deutschland, Band II, S. 15-44. Gustav Fischer Verlag, Jena.
- Weldert R. (1950). Die Abfallstoffe und ihre Beseitigung. In: Schlossberger H. und Wildführ (1950). E. von Eschmarch's Hygienisches Taschenbuch. 6., vollständig und neu bearbeitete Auflage, S.195-273. Springer Verlag, Berlin Göttingen Heidelberg.
- Werner M. und Kayser R. (1991). Denitrification with biogas as external carbon source. *Water Science and Technology* **23** (4-6) 701-708.
- Wett B., Becker W., Rauch W. (2006). Abwasserreinigung und Schlammbehandlung im Gebirge. 1. Aachener Kongress Dezentrale Infrastruktur, 17.10./18.10.2006, Aachen. RWTH Aachen, Institut für Siedlungswasserwirtschaft. Gewässerschutz Wasser Abwasser, Band 204, 8/1-8/13.
- Wiessner M., Kusch P., Jechorek M., Seidel H., Kästner M. (2007). Sulphur transformation and deposition in the rhizosphere of *Juncus effusus* in a laboratory-scale constructed wetland. *Environmental Pollution* **155** 125-131.
- Wilson P.A.P.P. und Hoelt S. (2001). Effect of game browsing by human vegetarians on *Phragmites australis* in planted wetlands. *Hilarious Science* **85** (2) 21-42.
- Wittwer N.C. (1940). Some observations on sewage sedimentation. *Sewage Works Journal* **12** (3) 513-526.
- Wolff E. (1856). Die naturgesetzlichen Grundlagen des Ackerbaues nebst der Bedeutung für die Praxis. 3. Auflage. Verlag von Otto Wigand, Leipzig.

- Wood R.B. und McAtamney C.F. (1996). Constructed wetlands for waste water treatment: the use of laterite in the bed medium in phosphorous and heavy metal removal. *Hydrobiologia* **340** 323-331.
- WRC (2011). Manual for septic system professionals in Minnesota, 2nd Ed. Onsite sewage treatment program. Water Resources Center, University of Minnesota, St. Paul MN.
- Wu S., Wiessner A., Dong R., Pang C., Kusch P. (2012). Performance of two laboratory-scale horizontal wetlands under varying influent loads treating artificial sewage. *Engineering in Life Sciences* **12** (2) 178-187.
- Wübbenhorst J., Prüter J., Reichl N., Schreiner J. (2000). Betrieb und Leistung der Pflanzenkläranlage auf Hof Möhr - Ergebnisse 10jähriger Begleituntersuchungen. Alfred Toepfer Akademie für Naturschutz (NNA), Schneverdingen. *Mitteilungen aus der NNA* **11** (1) 14-22.
- Wuhrmann K. (1964). Hauptwirkungen und Wechselwirkungen einiger Betriebsparameter im Belebtschlammssystem; Ergebnisse mehrjähriger Grossversuche. *Schweizerische Zeitschrift für Hydrologie* **26** (2) 218-270.
- Xing W., Zuo J., Dai N., Cheng J., Li J. (2009). Reactor performance and microbial community of an EGSB reactor operated at 20 and 15 °C. *Journal of Applied Microbiology* **107** (3) 848-857.
- Xu Z., Du X., Wang S. (2009). Simultaneous nitrification and denitrification in non-planted pilot-scale modified vertical flow constructed wetland system. *Canadian Journal of Civil Engineering* **36** 850-858.
- Yamada H., Kayama M., Saito K., Hara M. (1986). A fundamental research on phosphate removal by using slag. *Water Research* **20** (5) 547-557.
- Yamamoto I.R., Komori T., Matsui S. (1991). Filamentous bulking and hindrance of phosphate removal due to sulfate reduction in activated sludge. *Water Science and Technology* **23** 927-935.
- Ye C., Li L., Zhang J., Yang Y. (2012). Study on ABR stage-constructed wetland integrated system in treatment of rural sewage. 2011 International Conference on Environmental Science and Engineering (ICESE 2011). *Procedia Environmental Sciences* **12** (Part A) 687-692.
- Yu H. und Anderson G.K. (1996). Performance of a combined anaerobic reactor for municipal wastewater treatment at ambient temperature. *Resources, Conservation and Recycling* **17** (4) 259-271.
- Zanoni A.E. und Rutkowski R.J. (1972). Per capita loadings of domestic wastewater. *Journal WPCF* **44** (9) 1756-1762.
- Zerres H.P. (1985). Kleine Kläranlagen in aufgelöster Bauweise - Entwicklungen und Erfahrungen. Kleine Kläranlagen - Planung, Bau und Betrieb, 15. Abwassertechnisches Seminar. Berichte aus Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, Band 59, S.75-98. TU München, Institut für Bauingenieurwesen V.
- Zhang D., Zhu W., Tang C., Suo Y., Gao L., Yuan X., Wang X., Cui Z. (2012). Bioreactor performance and methanogenic population dynamics in a low-temperature (5 - 18 °C) anaerobic fixed-bed reactor. *Bioresource Technology* **104** 136-143.
- Zhou Z., Xing C., An Y., Hu D., Qiao W., Wang L. (2014). Inhibitory effects of sulfide on nitrifying biomass in the anaerobic-anoxic-aerobic wastewater treatment process. *Journal of Chemical Technology and Biotechnology* **89** 214-219.

7 Anhang

A.	Analysemethoden.....	252
B.	Beschreibung Zeltplatz Hindenberg	254
C.	Untersuchte Kleinkläranlagen	256
D.	Überwachungsaufwand für Kläranlagen der GK1 nach den Eigenkontrollverordnungen der Länder	258
E.	Regelwerk zur Bemessung der biologischen Stufe von Kleinkläran- lagen und Kleinen Kläranlagen.....	260
F.	Abwasseranfall und Schmutzfrachten aus Hotels	265
G.	Leistungsfähigkeit von Kleinkläranlagen	267
H.	Ermittlung der Zulauffracht von Kleinkläranlagen über Ablaufmessungen.....	268
I.	Betriebsparameter des ABR.....	269
J.	Wirkungsgrad von Absetzbecken in Abhängigkeit der Abwasserkonzentration.....	271
K.	Hydraulische Verweilzeit in der MKA der KA Kanuheim Lübbenau	272
L.	Beschaffenheit des Abwassers des Kanuheims Lübbenau, der Zeltplätze Hindenberg und Lübbenau sowie von Kleinkläranlagen	273
M.	Frachten und Nährstoffverhältnisse in der 1. Kammer der Vorklärung der KA Kanuheim Lübbenau.....	275
N.	Hydraulische Belastung der KA Kanuheim Lübbenau.....	277
O.	Beschaffenheit des Abwassers im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	278
P.	Nährstoffverhältnisse im Zulauf des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	280
Q.	Flächenbelastung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	282
R.	Mittlere Ablaufbeschaffenheit und Eliminationsleistung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	284
S.	CSB-, BSB ₅ - und AFS-Elimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau	285
T.	Phosphor-Elimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau	290
U.	Nitrifikation/Nitrifikationshemmung im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau	291
V.	Denitrifikation im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau	294
W.	Kleintechnische Untersuchungen zur Sulfidhemmung	295
X.	Kostenermittlung – untersuchte Varianten	297

Abbildungen

Abbildung B.1:	Anlagenschema der KA Hindenberg.....	255
Abbildung F.1:	Wasserverbrauch in Hotels in Abhängigkeit der Ausstattung.....	265
Abbildung G.1:	CSB _{hom} - und CSB _{mf} -Konzentrationen im Ablauf von ausgewählten Kleinkläranlagen.....	267
Abbildung G.2:	Eliminationsleistung von ausgewählten Kleinkläranlagen.....	267
Abbildung H.1:	Identifikation von Ausreißern über die Bestimmung der Verdünnung.....	268
Abbildung I.1:	Zuflussganglinie der ABR-Anlage im Untersuchungszeitraum.....	269
Abbildung I.2:	Hydraulische Verweilzeit im schlammfreien Volumen von ABR und VKB.....	269
Abbildung I.3:	Eingestellte stündliche und tägliche Zuflüsse zum ABR.....	269
Abbildung I.4:	CSB _{hom} -Raumbelastung von ABR und Gesamtanlage.....	269
Abbildung I.5:	Konzentration der organischen Säuren und des gelösten CSB im Zu- und Ablauf des ABR im Zeitraum Oktober – April.....	270
Abbildung I.6:	Konzentration der organischen Säuren und des gelösten CSB im Zu- und Ablauf des ABR im Zeitraum Mai – September.....	270
Abbildung I.7:	Entsorgte Schlammengen aus dem VKB und dem ABR.....	270
Abbildung J.1:	AFS-Elimination in Absetzbecken in Abhängigkeit der Zulaufkonzentration nach SCHROEPFER (1933).....	271
Abbildung J.2:	BSB ₅ -Elimination in Absetzbecken in Abhängigkeit der Feststoffkonzentration im Rohabwasser nach SCHROEPFER (1933).....	271
Abbildung K.1:	Hydraulische Verweilzeit in der 1. Kammer der MKA der KA Kanuheim Lübbenau.....	272
Abbildung L.1:	BSB ₅ -Konzentrationen im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von zehn Kleinkläranlagen.....	273
Abbildung L.2:	NH ₄ -N-Konzentrationen im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von vier Kleinkläranlagen.....	273
Abbildung L.3:	P _{ges} -Konzentrationen im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von drei Kleinkläranlagen.....	273
Abbildung L.4:	CSB _{hom} /BSB ₅ -Verhältnisse im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von zehn Kleinkläranlagen.....	273
Abbildung L.5:	CSB _{hom} /CSB _{mf} -Verhältnisse im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von sieben Kleinkläranlagen.....	274
Abbildung L.6:	NH ₄ N/TKN-Verhältnisse im Abwasser der Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen.....	274
Abbildung L.7:	CSB _{hom} /TKN-Verhältnisse im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von vier Kleinkläranlagen.....	274

Abbildung L.8:	CSB _{hom.} /P _{ges.} -Verhältnisse im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von drei Kleinkläranlagen	274
Abbildung M.1:	Sedimentierte CSB-, BSB ₅ - und TS-Frachten im Überstand der 1. Kammer der MKA der KA Kanuheim Lübbenau	275
Abbildung M.2:	Sedimentierte TKN- und P _{ges.} - im Überstand der 1. Kammer der MKA der KA Kanuheim Lübbenau	275
Abbildung M.3:	BSB ₅ /CSB _{hom.} -Verhältnis in der 1. Kammer der Vorklärung der KA Kanuheim Lübbenau	275
Abbildung M.4:	CSB _{mf} /CSB _{hom.} -Verhältnis in der 1. Kammer der Vorklärung der KA Kanuheim Lübbenau	275
Abbildung M.5:	NH ₄ -N/TKN-Verhältnis in der 1. Kammer der Vorklärung der KA Kanuheim Lübbenau	276
Abbildung M.6:	P _{ges.} /TKN-Verhältnis in der 1. Kammer der Vorklärung der KA Kanuheim Lübbenau	276
Abbildung M.7:	P _{ges.} /CSB _{hom.} -Verhältnis in der 1. Kammer der Vorklärung der KA Kanuheim Lübbenau	276
Abbildung N.1:	Trinkwasserverbrauch, Fremdwasseranfall, Kläranlagenablauf.....	277
Abbildung N.2:	Hydraulische Belastung der KA Kanuheim Lübbenau.....	277
Abbildung N.3:	Hydraulische Flächenbeschickung der KA Kanuheim Lübbenau	277
Abbildung N.4:	Rezirkulationsverhältnis der KA Kanuheim Lübbenau.....	277
Abbildung O.1:	CSB _{hom.} -Konzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	278
Abbildung O.2:	CSB _{mf} -Konzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	278
Abbildung O.3:	BSB ₅ -Konzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	278
Abbildung O.4:	TKN-Konzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	278
Abbildung O.5:	NH ₄ -N-Konzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	279
Abbildung O.6:	P _{ges.} -Konzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	279
Abbildung O.7:	AFS-Konzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	279
Abbildung P.1:	BSB ₅ /CSB _{hom.} -Verhältnis im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	280
Abbildung P.2:	CSB _{mf} /CSB _{hom.} -Verhältnis im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	280
Abbildung P.3:	NH ₄ -N/TKN-Verhältnis im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	280

Abbildung P.4:	$P_{ges.}/TKN$ -Verhältnis im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	280
Abbildung P.5:	$P_{ges.}/CSB_{hom.}$ -Verhältnis im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	281
Abbildung Q.1:	Nicht korrigierte $CSB_{hom.}$ -Flächenbelastung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	282
Abbildung Q.2:	BSB_5 -Flächenbelastung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	282
Abbildung Q.3:	Korrigierte CSB_{mf} -Flächenbelastung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	282
Abbildung Q.4:	Feststoffflächenbelastung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	282
Abbildung Q.5:	$P_{ges.}$ -Flächenbelastung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	283
Abbildung S.1:	$CSB_{hom.}$ -Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters	287
Abbildung S.2:	CSB_{mf} -Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters	287
Abbildung S.3:	BSB_5 -Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters	287
Abbildung S.4:	AFS-Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters	287
Abbildung S.5:	$CSB_{mf}/CSB_{hom.}$ -Verhältnis im Ablauf des Bodenfilters (nitritbereinigt)	288
Abbildung S.6:	Verhältnis zwischen partikulärem CSB (CSB_p) und AFS im Ablauf des Bodenfilters	288
Abbildung S.7:	CSB_{mf} -Elimination im Bodenfilter	288
Abbildung S.8:	BSB_5 -Elimination im Bodenfilter	288
Abbildung S.9:	$CSB_{hom.}$ -Elimination in zwei, mit häuslichem Abwasser betriebenen Bodenfiltern	289
Abbildung T.1:	Zeiträume mit verstärkter $P_{ges.}$ -Desorption im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau.....	290
Abbildung T.2:	Zeiträume mit verstärkter $P_{ges.}$ -Adsorption im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau.....	290
Abbildung T.3:	$P_{ges.}$ -Elimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau	290
Abbildung U.1:	NO_2 -N-Bildung in der KA Kanuheim Lübbenau	291
Abbildung U.2:	NO_3 -N-Bildung in der KA Kanuheim Lübbenau	291
Abbildung U.3:	NO_2 -N/ NO_3 -N-Verhältnisse im Ablauf des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	291
Abbildung U.4:	Korrelation von CSB_{mf} und Sulfid im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau	291
Abbildung U.5:	Korrelation von Sulfid und Leitfähigkeit im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau zur Abschätzung des 2010 und 2011 gebildeten Sulfids.....	292
Abbildung U.6:	Korrelation zwischen der auf Grundlage der Leitfähigkeit berechneten und der gemessenen Sulfidkonzentrationen (Daten: 2012 – 2015) – Methode 1.....	292

Abbildung U.7:	Korrelation zwischen der auf Grundlage des CSB_{mf} berechneten und der gemessenen Sulfidkonzentrationen (Daten: 2012 – 2015) – Methode 2	292
Abbildung U.8:	Korrelation zwischen der auf Grundlage des CSB_{mf} und der Leitfähigkeit berechneten und der gemessenen Sulfidkonzentrationen (Daten: 2012 – 2015) – Methode 3	292
Abbildung U.9:	Sulfidelimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau	293
Abbildung U.10:	Nach ANTHONISEN ET AL. (1976) berechnete Ammoniakkonzentrationen im Zulaufschacht.....	293
Abbildung U.11:	Beeinflussung der Nitrifikation durch das RV	293
Abbildung V.1:	Denitrifikation und NH_4 -N-Sorption im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau.....	294
Abbildung V.2:	Denitrifikation in der MKA in Anhängigkeit des RV	294
Abbildung W.1:	CSB_{hom} -Flächenbelastung in S1 – S6, inkl. Sulfid-CSB	295
Abbildung W.2:	CSB_{hom} -Ablaufkonzentrationen in S1 – S6	295
Abbildung W.3:	Eliminierte CSB_{hom} -Frachten in S1 – S6.....	295
Abbildung W.4:	Dosierte TKN-Frachten in S1 – S6	295
Abbildung W.5:	TKN-Elimination in S1 – S6.....	296
Abbildung W.6:	TKN-Elimination in S5, abhängig von der TKN-Flächenbelastung.....	296
Abbildung X.1:	Anordnung der gewählten Behälter zur Errichtung eines ABR mit integriertem Zulaufpufferspeicher für Variante D1	297
Abbildung X.2:	Anordnung der gewählten Behälter zur Errichtung eines ABR für die Varianten D2 und D3.....	298
Abbildung X.3:	Anordnung der gewählten Behälter zur Errichtung eines ABR mit vorgeschalteter Absetzgrube für Variante D4.....	299

Tabellen

Tabelle A.1:	Laboranalysen	252
Tabelle A.2:	Für Vor-Ort-Untersuchungen an der KA Kanuheim Lübbenau genutzte Geräte.....	252
Tabelle A.3:	Für Vor-Ort-Untersuchungen auf dem ZP Lübbenau genutzte Geräte.....	252
Tabelle A.4:	Für Vor-Ort-Untersuchungen auf dem ZP Hindenberg genutzte Geräte	252
Tabelle A.5:	Für Vor-Ort-Untersuchungen an der ABR-Kompaktanlage genutzte Geräte.....	253
Tabelle A.6:	Für kleintechnische Versuche zur Untersuchung der Auswirkungen hoher Sulfidkonzentrationen auf die Nitrifikation in VBF genutzte Geräte	253
Tabelle A.7:	Während der kleintechnischen Versuche zur Untersuchung der Auswirkungen hoher Sulfidkonzentrationen auf die Nitrifikation in VBF eingesetzte Chemikalien	253
Tabelle A.8:	Für die Erstellung von Sieblinien genutzte Siebmaschine.....	253
Tabelle B.1:	Analyseplan KA Hindenberg	255
Tabelle C.1:	Kenndaten der untersuchten Kleinkläranlagen zur Ermittlung einwohnerspezifischer Frachten.....	256
Tabelle C.2:	Analyseplan der untersuchten Kleinkläranlagen	257
Tabelle D.1:	Anforderungen an die Eigenkontrolle im Zulaufbereich von Abwasserbehandlungsanlagen der GK1	258
Tabelle D.2:	Anforderungen an die Eigenkontrolle im Ablauf von Abwasserbehandlungsanlagen der GK1	259
Tabelle F.1:	Spezifische Schmutzfrachten von Hotels.....	266
Tabelle F.2:	Spezifische Schmutzfrachten von Restaurants.....	266
Tabelle R.1:	Ablaufwerte des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	284
Tabelle S.1:	Im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau eliminierte Frachten	285
Tabelle S.2:	Wirkungsgrad des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau.....	286

A. Analysemethoden

Alle Analysen wurden im Labor des Instituts- für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft der TU Dresden durchgeführt. Vor-Ort durchgeführte Messungen wurden direkt in den entsprechenden Anlagenteilen durchgeführt.

Tabelle A.1: Laboranalysen

Parameter	Methode	Messbereich [mg/l]	Firma
BSB ₅	DIN EN 1899-1	> 3	-
CSB	LCK 414	5...60	Hach Lange GmbH, Düsseldorf
	LCK 314	15...150	
	LCK 514	100...2.000	
TKN	DIN EN 25663	> 2	BÜCHI Labortechnik GmbH, Essen
NH ₄ -N	Spectroquant 114752	0,03...3,0	Merck KGaA, Darmstadt
NO ₃ -N	DIN 38405-9	0,2...25,0	-
NO ₂ -N	Spectroquant 114776	0,02...0,8	Merck KGaA, Darmstadt
P _{ges}	LCK 348	0,2...5,0	Hach Lange GmbH, Düsseldorf
	LCK 350	0,5...20	
AFS	DIN 38409-2	-	Filter: Sartorius AG, Göttingen
TS	DIN 38409-2	-	Filter: Sartorius AG, Göttingen
oTS	DIN 38409-2	-	Filter: Sartorius AG, Göttingen
Glühverlust	DIN EN 12879	-	-
Glührückstand	DIN EN 12879	-	-
org. Säuren	nach Kapp (1984)	-	-
Sulfat	DIN EN ISO 10304-1	-	-
Sulfid	Spectroquant 114779	> 0,025	Merck KGaA, Darmstadt
Säurekapazität	DIN 38409-7	-	-

Tabelle A.2: Für Vor-Ort-Untersuchungen an der KA Kanuheim Lübbenau genutzte Geräte

Bezeichnung	Gerät	Hersteller
Leitfähigkeit	Gerät: Multiline P3, Sensor: TetraCon® 325	WTW Wissenschaftlich-Technische Werkstätten GmbH, Weilheim
Sauerstoff	Gerät: Oxi 323, Oxi 340i, Sensor: CellOx 325	
pH-Wert	Gerät: pH 323, Sensor: SenTix 21	
Redoxpotential	Gerät: pH 323, Sensor: SenTix ORP	
Gaszusammensetzung	LMSxi	Gas Data Limited, Whitley, Coventry
	Dräger X-am 2000	Dräger Safety AG & Co. KGaA, Lübeck

Tabelle A.3: Für Vor-Ort-Untersuchungen auf dem ZP Lübbenau genutzte Geräte

Bezeichnung	Gerät	Hersteller
Leitfähigkeit	Gerät: Multiline P3, Sensor: TetraCon® 325	WTW Wissenschaftlich-Technische Werkstätten GmbH, Weilheim
pH-Wert	Gerät: pH 323, Sensor: SenTix 21	
Probenehmer	BÜHLER XIAN 1000	Dr. Bruno Lange GmbH, Düsseldorf
	LIQUIPORT 2000 Ex	Endress + Hauser Messtechnik GmbH & Co. KG, Weil am Rhein

Tabelle A.4: Für Vor-Ort-Untersuchungen auf dem ZP Hindenberg genutzte Geräte

Bezeichnung	Gerät	Hersteller
Leitfähigkeit	Gerät: Multiline P3, Sensor: TetraCon® 325	WTW Wissenschaftlich-Technische Werkstätten GmbH, Weilheim
pH-Wert	Gerät: pH 323, Sensor: SenTix 21	
Probenehmer	LIQUIPORT CSP44	Endress + Hauser Messtechnik GmbH & Co. KG, Weil am Rhein

Tabelle A.5: Für Vor-Ort-Untersuchungen an der ABR-Kompaktanlage genutzte Geräte

Bezeichnung	Gerät	Hersteller
Leitfähigkeit	Gerät: Multiline P3, Sensor: TetraCon® 325	WTW Wissenschaftlich-Technische Werkstätten GmbH, Weilheim
pH-Wert	Gerät: pH 323, Sensor: SenTix 21	
Probenehmer	SIGMA 900max	Hach Lange GmbH, Düsseldorf
Schlammspiegelmess- u. -probenahmegerät	PVC-U-Rohr transparent PN 10, 63 x 3,0 mm Kugelhahn Typ 546 PVC-U EPDM Verschraubung PVC-U PN16 EPDM	Einzelteile: Georg Fischer Piping Systems Ltd, CH-Schaffhausen

Tabelle A.6: Für kleintechnische Versuche zur Untersuchung der Auswirkungen hoher Sulfidkonzentrationen auf die Nitrifikation in VBF genutzte Geräte

Bezeichnung	Gerät	Hersteller
Probenteiler	PT100	Retsch GmbH, Haan
Waage	VICON VIC-5101 (max. 5.100 g; 0,1 g)	ACCULAB Europa, Göttingen
Pipetten	Finnpipette 4500 (10 µl – 1.000 µl)	Thermo Fisher Scientific, Waltham, MA
	Finnpipette 4027 (1 ml – 5 ml)	Labsystems Inc.
pH-Wert	Gerät: pH 323, Sensor: SenTix 21	WTW Wissenschaftlich-Technische Werkstätten GmbH, Weilheim
Glassäulen	Material: Borosilikatglas 3.3	TOPAS GmbH, Dresden

Tabelle A.7: Während der kleintechnischen Versuche zur Untersuchung der Auswirkungen hoher Sulfidkonzentrationen auf die Nitrifikation in VBF eingesetzte Chemikalien

Bezeichnung	Ansatz	Hersteller
Natriumsulfid	2 g/l-Lösung	Merck KGaA, Darmstadt
NH ₄ -N	10 g/l-Lösung	Merck KGaA, Darmstadt

Tabelle A.8: Für die Erstellung von Sieblinien genutzte Siebmaschine

Bezeichnung	Ansatz	Hersteller
Siebmaschine	AS 200 (Amplitude 100/min, t = 15 min)	Retsch GmbH, Haan
Prüfsiebe	0,063 mm, 0,10 mm, 0,20 mm, 0,40 mm, 0,63 mm, 1,0 mm, 2,0 mm, 4,0 mm, 6,3 mm	VEB Metallweberei Neustadt/Orla

B. Beschreibung Zeltplatz Hindenberg

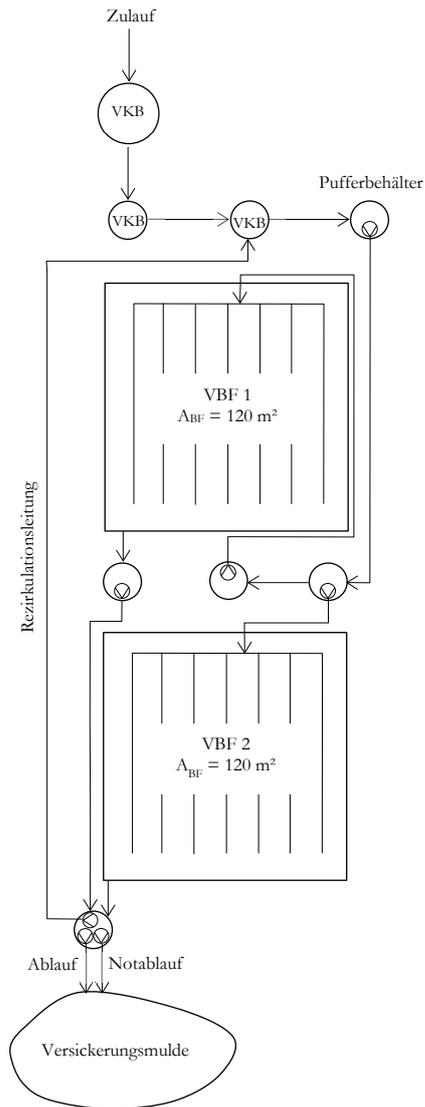
Der Zeltplatz Hindenberg befindet sich rd. 15 km außerhalb von Lübbenau (Stadtmitte) am Hindenberger See. Das Platzangebot besteht aus 100 Stellplätzen, 14 Hütten für jeweils 4 Personen und 25 Dauercamperplätzen. Duschen, WCs, Waschbecken und Waschmaschinen sind in drei Sanitärgebäuden installiert. Zusätzlich befinden sich eine Badestelle und ein ganzjährig betriebenes Restaurant (100 Plätze, Küchenbetrieb) auf dem Zeltplatz. Die Abwasserbelastung wird damit durch Camper, Abwässer aus dem Restaurant und eine unbekannte Anzahl von Bade- und Restaurantgästen verursacht. Eine Ermittlung spezifischer Frachten war nicht möglich.

Die Abwässer vom Zeltplatz und aus dem Restaurant werden in einer ursprünglich zweistufigen, vertikal durchströmten Bodenfilteranlage ($A_{\text{ges.}} = 240 \text{ m}^2$), die später in eine zweistraßige Anlage umgebaut wurde, behandelt (vgl. Abbildung B.1 und Abschnitt 4.3.1, Tabelle 4.14). Die Abwässer aus dem Restaurant werden über einen Fettabscheider geführt, bevor sie mit den Abwässern vom Zeltplatz in die den Bodenfiltern vorgeschaltete Mehrkammergrube (MKG) gelangen. Die Abwasserförderung erfolgt über drei parallel betriebene Pumpwerke (1 Pumpwerk pro Sanitärgebäude).

Aufgrund der Erweiterung der sanitären Anlagen war die Kläranlage hydraulisch und frachtmäßig überlastet. Die Feststoffkonzentration im Zulauf zu den Bodenfiltern lag in der Hochsaison zwischen 91 und 182 mg/l ($140 \pm 37 \text{ mg/l}$). Auf den Beeten waren unter den Beschickungsleitungen Schlammablagerungen sichtbar. Die $\text{CSB}_{\text{hom.}}$ -Ablaufwerte lagen zwar unter 150 mg/l ($114 \pm 15 \text{ mg/l}$), die Nitrifikationsleistung war aber eingeschränkt. In belastungsarmen Zeiten zu Saisonbeginn und -ende erreichte sie rd. 26 %, in der Hauptsaison weniger als 10 % ($\text{NO}_3\text{-N}_{\text{ab}} = 12 \pm 16 \text{ mg/l}$). Weitere Zeichen für Sauerstoffmangel waren der stetige BSB_5 -Anstieg ($19 \pm 7,2 \text{ mg/l}$) und das Auftreten von Sulfid im Ablauf, das in der MKG gebildet wurde (Sulfid im Zulauf der Bodenfilter: $70 \pm 35 \text{ mg/l}$; H_2S im Luftraum des Zulaufschachtes: $> 100 \text{ ppm}$ (3 Messungen); Sulfatgehalt im Trinkwasser $> 300 \text{ mg/l}$) und bis Juli in den Bodenfiltern vollständig oxidiert. Im August lag die Sulfidkonzentration im Ablauf bei 3,6 mg/l, einen Monat später bei 33 mg/l (H_2S -Ausgasung bei geöffnetem Schacht: bis zu 35 ppm).

Nach Ende der Saison 2015 wurde die Anlage rückgebaut und durch einen SBR ersetzt. Ausschlaggebend dafür waren der Platzbedarf (im Maximum 450 Gäste, zzgl. Restaurant) und die Baukosten für den Um- bzw. Neubau der Bodenfilter für Nitrifikation und Denitrifikation ($\text{N}_{\text{ges.}} = 24 \text{ mg/l}$) bei gleichzeitiger Erweiterung der Vorbehandlungsanlage. Die Vorbehandlungsanlage wurde im Zuge des Neubaus der biologischen Stufe saniert und um einen Pufferbehälter erweitert.

Zur Untersuchung der Abwasserzusammensetzung wurden 2015 im Rahmen des durch die Deutsche Bundesstiftung Umwelt geförderten Projektes "Vergleichende Untersuchung zur Leistungsfähigkeit von saisonal belasteten, klein bemessenen Pflanzenkläranlagen und des Einflusses hoher Sulfidkonzentrationen auf den Betrieb" (AZ 32535/01) Stich- und 24-h-Mischproben aus Vorbehandlungsanlage und Anlagenablauf entnommen (Tabelle B.1). Nach dem Anlagenumbau wurden weitere Proben aus der Vorbehandlungsanlage entnommen. Infolge unklarer hydraulischer Bedingungen war keine sinnvolle Frachtbestimmung möglich.



Rauminhalte der Vorbehandlungsanlage

Anlage	Nutzvolumen
VKB, Kammer 1	10 m ³
VKB, Kammer 2	5 m ³
VKB, Kammer 3	5 m ³
Pufferbehälter	3,5 m ³



KA Hindenberg, 2015



Schlammablagerungen auf VBF 1

Abbildung B.1: Anlagenschema der KA Hindenberg (Zustand 2015, Rückbau 2016)

Tabelle B.1: Analyseplan KA Hindenberg (Analysemethoden vgl. Anhang A)

Parameter	Vorbehandlungsanlage, 1. Kammer ¹⁾	Zulaufschacht ¹⁾	Anlagenablauf ¹⁾	
Labor- analysen	CSB _{hom}	x	x	
	CSB _{mf}	x	x	
	BSB ₅	x	x	
	TKN	x	x	
	NH ₄ -N	x	x	
	NO ₃ -N	-	-	x
	NO ₂ -N	-	-	x
	P _{ges}	x	x	x
	AFS	x	x	x
	Sulfid	x	x	x
Säurekapazität		x	x	
Vor-Ort- Messungen	pH-Wert	x	x	
	Temperatur	x	x	
	Leitfähigkeit	x	x	

¹⁾ Die Probenahmestelle blieb auch nach dem Anlagenumbau erhalten (Probenahmezeitraum 2015/2016).

¹⁾ dargestellte Werte für 2015 (Bodenfilteranlage)

C. Untersuchte Kleinkläranlagen

Tabelle C.1: Kenndaten der untersuchten Kleinkläranlagen zur Ermittlung einwohnerspezifischer Frachten

Bezeichnung	Verfahren								Ausbaugröße [EW]	Anschluss- größe [EW]	V _{VKB} [m ³]	V _{SPP} [m ³]	V _{Bio} [m ³]	V _{SB} /V _{Bi} ° [%]	A _{SB} A _{FB} A _{STK} A _{MF} A _{BF} [m ²]	V _{NB} [m ³]	A _{NB} [m ²]
	KMB	SB	FB	STK	BS	Tr.K	MBR	VBF									
KKA01	x	-	-	-	-	-	-	-	4	4	1,0	-	1,0	5	-	0,5	0,9
KKA02	x	-	-	-	-	-	-	-	8	6	2,0	-	2,0	5	-	0,5	0,9
KKA03	x	-	-	-	-	-	-	-	4	4	1,0	-	1,0	5	-	0,5	0,9
KKA04	x	-	-	-	-	-	-	-	4	3	1,0	-	1,0	5	-	0,5	0,9
KKA05	-	-	-	-	-	-	-	x	4	4	6,3	-	-	-	18	-	-
KKA06	-	-	-	x	-	-	-	-	5	4	2,0	-	1,0	-	17	0,5	0,9
KKA07	-	-	-	x	-	-	-	-	8	4	3,0	-	1,0	-	34	0,5	0,9
KKA08	-	-	-	-	x	-	-	-	10	8	-	5,1	3,6 ¹⁾	-	-	1,1	0,9
KKA09	-	-	-	-	-	-	x	-	8	6	2,0	-	1,0	-	4,8	-	-
KKA10	-	-	-	-	-	-	x	-	4	4	1,0	-	1,0	-	2,4	-	-
KKA11	x	-	-	-	-	-	-	-	12	9	4,5	-	2,4	11	210	1,5	1,1
KKA12	-	-	-	x	-	-	-	-	5	5	2,3	-	0,2	-	73	0,5	k. A.
KKA13	-	-	-	x	-	-	-	-	5	5	2,3	-	0,2	-	73	0,5	k. A.
KKA14	-	-	-	x	-	-	-	-	5	5	2,3	-	0,2	-	73	0,5	k. A.
KKA15	-	x	-	-	-	-	-	-	4	4	3,2	-	1,1	49	190	1,1	1,1
KKA16	-	-	x	-	-	-	-	-	4	4	4,2	-	1,4	-	68	0,9	1,5
KKA17	-	-	-	-	-	x	-	-	20	15	9,0	-	6,0 ¹⁾	-	-	3,3	1,0
KKA18	-	-	-	-	-	-	-	x	7	7	3,1	-	-	-	28	-	-
KKA19	x	-	-	-	-	-	-	-	4	3	2,4	-	1,1	16	48	0,7	0,7
KKA20	-	-	-	-	x	-	-	-	6	5	-	3,1	2,1 ¹¹⁾	-	-	0,7	0,7
KKA21	-	-	-	-	x	-	-	-	6	5	-	3,1	2,1 ¹¹⁾	-	-	0,7	0,7
KKA22	-	-	x	-	-	-	-	-	8	6	4,2	-	2,4	-	135	1,3	1,5

¹⁾ zzgl. 0,4 m³ für internen Absetzraum

¹¹⁾ Tropfkörperfüllung

¹¹¹⁾ zzgl. 0,3 m³ für internen Absetzraum

Tabelle C.2: Analyseplan der untersuchten Kleinkläranlagen

Bezeichnung	Art der Zulaufproben		Anzahl der Proben		Analysierte Parameter											
	roh	sed.	Zulauf	Ablauf	Zulauf						Ablauf					
					CSB _{hom.}	CSB _{mf}	BSB ₅	AFS	TKN	P _{ges.}	CSB _{hom.}	CSB _{mf}	BSB ₅	AFS	NH ₄ -N	NO ₃ -N
KKA01	-	x	- ¹⁾	4	x	x	x	x	x ^{IV)}	-	x	x	x	x	x	x
KKA02	-	-	- ¹⁾	2	-	-	-	-	-	-	x	x	x	x	x	x
KKA03	-	-	- ¹⁾	3	-	-	-	-	-	-	x	x	x	x	x	x
KKA04	-	x	- ¹⁾	22	x	x	x	x	-	-	x	x	x	x	x	x
KKA05	-	x	7	7	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
KKA06	-	x	1	2	x	-	x	-	-	-	x	x	x	x	x	x
KKA07	-	x	1	2	x	-	x	-	-	-	x	x	x	x	x	x
KKA08	x	-	8 ^{III)}	11	x	-	x	x	-	-	x	x	x	x	x	x
KKA09	-	x	- ¹⁾	4	x	x	x	x	x ^{IV)}	x	x	x	x	x	x	x
KKA10	-	x	- ¹⁾	2	x	x	x	x	x ^{IV)}	x	x	x	x	x	x	x
KKA11	-	x	7	22	x	x	x	x	-	-	x	x	x	x	x	x
KKA12	-	x	5	19	x	x	x	-	-	-	x	x	x	x	x	x
KKA13	-	x	- ¹⁾	2	-	-	-	-	-	-	x	x	x	x	x	x
KKA14	-	x	- ¹⁾	2	-	-	-	-	-	-	x	x	x	x	x	x
KKA15	-	x	5	20	x	x	x	-	-	-	x	x	x	x	x	x
KKA16	-	x	2	9	x	x	x	-	-	-	x	x	x	x	x	x
KKA17	-	x	- ¹⁾	4	x	x	x	-	-	-	x	x	x	x	-	-
KKA18	-	x	10	10	x	x	x	x	x ^{IV)}	-	x	x	x	x	x	x
KKA19	-	x	21	24	x	x	x	x	x ^{IV)}	x	x	x	x	x	x	x
KKA20	-	-	- ¹⁾	3	-	-	-	-	-	-	x	x	x	x	x	x
KKA21	-	-	- ¹⁾	2	-	-	-	-	-	-	x	x	x	x	x	x
KKA22	-	-	- ¹⁾	3	-	-	-	-	-	-	x	x	x	x	x	x

¹⁾ keine Zulaufprobenahme

^{II)} Zulaufproben durch Umwälzung VKB bzw. Rezirkulation nicht nutzbar

^{III)} nur 24-h-Mischproben

^{IV)} NH₄-N

D. Überwachungsaufwand für Kläranlagen der GK1 nach den Eigenkontrollverordnungen der Länder

Tabelle D.1: Anforderungen an die Eigenkontrolle im Zulaufbereich von Abwasserbehandlungsanlagen der GK1 (Zulauf zur Kläranlage, erweitert mit Analysen im Zulauf zur biologischen Stufe)

Bundesland	Ausbaugröße [EW]	CSB	BSB ₅	TOC	N _{ges.}	NH ₄ -N	P _{ges.}	Q
		[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[q/ZtE]
Baden-Württemberg	A1	-	-	-	-	-	-	-
	A2	12 x a	-	-	12 x a	-	12 x a	t
Bayern	51 - 999	4 x a	4 x a	-	-	-	-	1 x w.
Brandenburg	51 - 999	4 x a	4 x a	4 x d ^b	-	-	-	4 x a
Hessen	51 - 999	12 x a	12 x a	-	-	-	-	k ^c
Mecklenburg-Vorpommern	B1	2 x a	2 x a	2 x d ^b	-	2 x a	2 x a	12 x a ^f
	B2	4 x a	4 x a	4 x d ^b	-	4 x a	4 x a	12 x a ^f
Nordrhein-Westfalen	1.001 - 2.000	4 x a	4 x a	4 x d ^b	-	4 x a	4 x a	12 x a ^f
	51 - 500	12 x d ^e	-	12 x a	-	-	-	1 x 2w.
Rheinland-Pfalz	501 - 2.000	12 x d ^e	-	12 x a	-	-	-	k.
	53 a - 999	12 x a	4 x a	12 x d ^b	-	-	-	1 x w.
Saarland	53 a - 999	6 x a	6 x a	-	-	-	-	-
	53 a - 999	6 x a	6 x a	-	-	-	-	1 x w.
Sachsen	50 - 99	- d	- d	-	-	- d	- d	-
	100 - 999	2 x a	2 x a	-	-	2 x a	2 x a	1 x w.
Sachsen-Anhalt	51 - 999	-	2 x a	-	-	-	-	1 x w.
	50 - 250	2 x a	-	-	-	-	-	1 x a
Schleswig-Holstein	251 - 1.000	4 x a	-	-	-	-	-	1 x a
	51 - 999	6 x a	6 x a	6 x d ^b	-	-	-	1 x w.

Baden-Württemberg [MUKB-BW,2001]
 Bayern [BANSULL,1998]
 Brandenburg [MUGV-BB,2013]
 Hessen [MUELV-HH,2010]
 Mecklenburg-Vorpommern [MLUV-MV,2006]
 Nordrhein-Westfalen [MUNLV-NW,2004]
 Rheinland-Pfalz [MUF-RP,1999]
 Saarland [MFU-SL,1994]
 Sachsen [SMUL,1994]
 Sachsen-Anhalt [MLU-ST,2010]
 Schleswig-Holstein [MLU-SH,2011]
 Thüringen [MUNU-TH,2004]

a ... technische Anlagen
 A1 ... PKA und Teichkläranlagen
 A2 ... großvolumige Verfahren⁴
 B1 ... alle anderen Klärverfahren
 B2 ... Teichkläranlagen
 C1 ... alle anderen Klärverfahren
 C2 ... alle anderen Klärverfahren

a ... gilt für Anlagen mit Zuflüssen > 8 m³/d (Berechnung mit 150 l/E/d ergibt 53 EW)
 b ... alternativ zur CSB-Bestimmung
 c ... alternativ zur TOC-Bestimmung
 d ... für alle KA im Bereich von 50 - 99, sowie für Teichkläranlagen im Bereich von 100 - 999 EW nach Ermessen der zuständigen Wasserbehörde
 e ... kontinuierliche Aufzeichnung oder Aufzeichnung der 2-h- bzw. 24-h-Summenwerte
 f ... wenn Messgerät vorhanden

a ... jährlich (unabhängig vom vorgegebenen Zeitintervall)
 k. ... kontinuierlich
 w. ... wöchentlich
 2w. ... alle 14 d
 [q/ZtE] ... Menge/Zeitenheit
 N_{ges.ang.} = NH₄-N + NO₃-N + NO₂-N
 N_{ges.} = N_{ges.ang.} + N_{org.}
Angaben vorbehaltlich anderer Vorgaben durch die zuständige Wasserbehörde.

Tabelle D.2: Anforderungen an die Eigenkontrolle im Ablauf von Abwasserbehandlungsanlagen der GKI

Bundesland	Ausbaugröße [EW]	CSB [mg/l]	BSB ₅ [mg/l]	TOC [mg/l]	N _{ges.} [mg/l]	TN _b [mg/l]	N _{ges.,anorg.} [mg/l]	NH ₄ -N [mg/l]	NO ₃ -N [mg/l]	NO ₂ -N [mg/l]	P _{ges.} [mg/l]	PO ₄ -P [mg/l]	MB [-]	AFS [mg/l]	ASS [ml/L]	pH [-]
BB	51 - 999	4 x a	4 x a	4 x d ^b	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BW	53 a - 99	12 x a	-	12 x d ^b	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1 x w.	-
	100 - 999	12 x a	-	12 x d ^b	12 x d ^d	-	-	12 x a	12 x a	12 x a	12 x a	-	-	-	1 x t.	-
A2	53 a - 99	12 x a	-	12 x d ^b	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	100 - 999	12 x a	-	12 x d ^b	12 x d ^d	-	-	12 x a	12 x a	12 x a	12 x a	-	-	-	-	1 x w.
BY	51 - 999	4 x a	4 x a	-	-	-	-	4 x a ^e	4 x a ^e	-	-	4 x a	2 x w, f	-	2 x w.	2 x w.
HE	51 - 999	12 x a	12 x a	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MV	50 - 1.000	4 x a	4 x a	4 x d ^b	-	-	-	4 x a	-	-	4 x a	-	-	4 x a	-	4 x a
	50 - 1.000	4 x a	4 x a	4 x d ^b	-	-	4 x a	4 x a	-	-	4 x a	-	-	4 x a	-	4 x a
B2	1.001 - 2.000	12 x a	12 x a	12 x d ^b	-	-	12 x a	12 x a	-	-	12 x a	-	-	12 x a	-	12 x a
	51 - 500	12 x d ^c	-	12 x a	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
NW	501 - 2.000	12 x d ^c	-	12 x a	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RP	53 a - 999	12 x a	4 x a	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1 x w.	1 x w.
SH	50 - 250	3 x a	1 x a	-	-	-	-	-	-	-	-	1 x w, g	-	6 x a ^h	3 x a	6 x a
	251 - 1.000	6 x a	2 x a	-	-	-	-	-	-	-	-	1 x w, g	-	6 x a ^h	12 x a	6 x a
SL	53 a - 999	12 x a	12 x a	-	-	-	-	6 x a	-	-	6 x a	-	-	6 x a	-	1 x w.
	53 a - 999	12 x a	12 x a	-	-	-	-	6 x a	6 x a	-	6 x a	-	-	6 x a	-	1 x w.
SN	50 - 99	12 x a	12 x a	-	-	-	-	2 x a	2 x a	2 x a	2 x a	-	-	-	1 x w.	-
	100 - 999	12 x a	12 x a	-	-	-	-	2 x a	2 x a	2 x a	2 x a	-	-	-	1 x w.	-
ST	51 - 999	4 x a	4 x a	-	-	4 x a	4 x a	4 x a	4 x a	4 x a	4 x a	-	-	-	-	1 x w.
TH	51 - 999	6 x a	6 x a	6 x d ^b	-	-	1 x a	-	-	-	-	-	-	-	1 x w.	-

BW ... Baden-Württemberg [MUKB-BW, 2001]
 BY ... Bayern [BAYSTLU, 1993]
 BB ... Brandenburg [MUGV-BB, 2013]
 HE ... Hessen [MUELV-HE, 2010]
 MV ... Mecklenburg-Vorpommern [MLUV-MV, 2006]
 NW ... Nordrhein-Westfalen [MUNLV-NW, 2004]
 RP ... Rheinland-Pfalz [MUF-RP, 1999]
 SL ... Saarland [MFL-SL, 1994]
 SN ... Sachsen [SMUL, 1994]
 ST ... Sachsen-Anhalt [MLU-ST, 2010]
 SH ... Schleswig-Holstein [MLU-SH, 2011]
 TH ... Thüringen [MLNU-TH, 2004]

A1 ... technische Anlagen
 A2 ... PKA und Teichkläranlagen
 B1 ... großvolumige Verfahren^a
 B2 ... alle anderen Klärverfahren
 C1 ... Teichkläranlagen
 C2 ... alle anderen Klärverfahren

a ... gilt für Anlagen mit Zuflüssen > 8 m³/d (Berechnung mit 150 l/l/d ergibt 53 EW)
 b ... alternativ zur CSB-Bestimmung
 c ... alternativ zur TOC-Bestimmung
 d ... nur bei wasserrechtlichen Anforderungen
 e ... entfällt bei nachgeschaltetem Schönungsteich
 f ... entfällt bei Abwassersteinen
 g ... bei Fällungsanlagen
 h ... nur bei Teichkläranlagen und Bodentrüffern

a ... jährlich (unabhängig vom vorgegebenen Zeitintervall)
 k ... kontinuierlich
 w ... wöchentlich

N_{ges.,anorg.} = NH₄-N + NO₃-N + NO₂-N
 N_{ges.} = N_{ges.,anorg.} + N_{org.}

Angaben verdeutlichen weitere Vorgaben durch die zuständige Wasserbehörde.

E. Regelwerk zur Bemessung der biologischen Stufe von Kleinkläranlagen und Kleinen Kläranlagen

Verfahren	<p>Kleine Kläranlagen</p> <p>DWA-A 222 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von kleinen Kläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe bis 1.000 Einwohnerwerte ATV-DVWK-A 131, DWA-A 131E Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen</p> <p>DWA-M 229-1 Systeme zur Belüftung und Durchmischung von Belebungsanlagen – Teil 1: Planung, Ausschreibung und Ausführung DIN EN 12255-6 Kläranlagen – Teil 6: Behebungsverfahren DIN 19569-2 Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 2: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zum Abtrennen und Eindicken von Feststoffen DIN 19569-3 Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 3: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zur aeroben biologischen Abwasserreinigung</p>	<p>Kleinkläranlagen</p> <p>DIN EN 12566-3 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 3: Vorgefertigte und/oder vor Ort montierte Anlagen zur Behandlung von häuslichem Schmutzwasser DIN EN 12566-6 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 6: Vorgefertigte Anlagen für die weitestgehende Behandlung des aus Faulgruben ablaufenden Schmutzwassers</p>
Verfahren	<p>Kleine Kläranlagen</p> <p>DWA-A 222 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von kleinen Kläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe bis 1.000 Einwohnerwerte DWA-M 210 Belebungsanlagen mit Aufstaubetrieb DWA-M 229-1 Systeme zur Belüftung und Durchmischung von Belebungsanlagen – Teil 1: Planung, Ausschreibung und Ausführung DIN EN 12255-6 Kläranlagen – Teil 6: Behebungsverfahren DIN 19569-3 Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 3: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zur aeroben biologischen Abwasserreinigung</p>	<p>Kleinkläranlagen</p> <p>DWA-M 221 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Kleinkläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe DIN EN 12566-3 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 3: Vorgefertigte und/oder vor Ort montierte Anlagen zur Behandlung von häuslichem Schmutzwasser DIN EN 12566-6 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 6: Vorgefertigte Anlagen für die weitestgehende Behandlung des aus Faulgruben ablaufenden Schmutzwassers</p>

Verfahren	Kleine Kläranlagen	Kleinkläranlagen
Membranbelebungsanlagen	<p>DWA-M 227 Membran-Bioreaktor-Verfahren DWA-M 229-1 Systeme zur Belüftung und Durchmischung von Belebungsanlagen – Teil 1: Planung, Ausschreibung und Ausführung DIN EN 12255-6 Kläranlagen – Teil 6: Belebungsverfahren DIN 19569-3 Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 3: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zur aeroben biologischen Abwasserreinigung</p>	<p>DWA-M 227 Membran-Bioreaktor-Verfahren DIN EN 12566-3 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 3: Vorgefertigte und/oder vor Ort montierte Anlagen zur Behandlung von häuslichem Schmutzwasser DIN EN 12566-6 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 6: Vorgefertigte Anlagen für die weiteregehende Behandlung des aus Faulgruben ablaufenden Schmutzwassers</p>

Verfahren	Kleine Kläranlagen	Kleinkläranlagen
Tropfkörperanlagen	<p>DWA-A 222 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von kleinen Kläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe bis 1.000 Einwohnerwerte ATV-DVWK-A 281 Bemessung von Tropfkörpern und Rotationsstaukörpern DIN EN 12255-7 Kläranlagen – Teil 6: Biofilmreaktoren DIN 19553 Tropfkörper mit Drehsprenger – Hauptmaße und Ausrüstungen DIN 19557 Kläranlagen – Mineralische Füllstoffe und Füllstoffe aus Kunststoff für Tropfkörper Anforderungen, Prüfung, Lieferung, Einbringen DIN 19569-2 Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 2: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zum Abtrennen und Eindicken von Feststoffen DIN 19569-3 Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 3: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zur aeroben biologischen Abwasserreinigung</p>	<p>DWA-M 221 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Kleinkläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe DIN EN 12566-3 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 3: Vorgefertigte und/oder vor Ort montierte Anlagen zur Behandlung von häuslichem Schmutzwasser DIN EN 12566-6 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 6: Vorgefertigte Anlagen für die weiteregehende Behandlung des aus Faulgruben ablaufenden Schmutzwassers</p>

Verfahren	Kleine Kläranlagen	Kleinkläranlagen
<p>Rotationsstaukörperanlagen</p>	<p>DWA-A 222 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von kleinen Kläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe bis 1.000 Einwohnerwerte ATV-DVVK-A 281 Bemessung von Tropfkörpern und Rotationsstaukörpern DIN EN 12255-7 Kläranlagen – Teil 6: Biofilmreaktoren DIN 19569-2 Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 2: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zum Abrennen und Eindicken von Feststoffen DIN 19569-3 Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 3: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zur aeroben biologischen Abwasserreinigung</p>	<p>DWA-M 221 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Kleinkläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe DIN EN 12566-3 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 3: Vorgefertigte und/oder vor Ort montierte Anlagen zur Behandlung von häuslichem Schmutzwasser DIN EN 12566-6 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 6: Vorgefertigte Anlagen für die weitgehende Behandlung des aus Faulgruben ablaufenden Schmutzwassers</p>
<p>Verfahren</p> <p>Anlagen mit getauchtem Festbett</p>	<p>Kleine Kläranlagen</p> <p>DWA-A 222 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von kleinen Kläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe bis 1.000 Einwohnerwerte DWA-M 229-1 Systeme zur Belüftung und Durchmischung von Belebungsanlagen – Teil 1: Planung, Ausschreibung und Ausführung DIN EN 12255-7 Kläranlagen – Teil 6: Biofilmreaktoren DIN 19569-2 Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 2: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zum Abrennen und Eindicken von Feststoffen DIN 19569-3 Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 3: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zur aeroben biologischen Abwasserreinigung</p>	<p>Kleinkläranlagen</p> <p>DWA-M 221 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Kleinkläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe DIN EN 12566-3 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 3: Vorgefertigte und/oder vor Ort montierte Anlagen zur Behandlung von häuslichem Schmutzwasser DIN EN 12566-6 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 6: Vorgefertigte Anlagen für die weitgehende Behandlung des aus Faulgruben ablaufenden Schmutzwassers</p>

<p>Verfahren</p> <p>Anlagen mit frei beweglichen Aufwuchskörpern</p>	<p>Kleine Kläranlagen</p> <p>DWA-A 222 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von kleinen Kläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe bis 1.000 Einwohnerwerte</p> <p>DWA-M 229-1 Systeme zur Belüftung und Durchmischung von Belebungsanlagen – Teil 1: Planung, Ausschreibung und Ausführung</p> <p>DIN EN 12255-7 Kläranlagen – Teil 6: Biofilmreaktoren</p> <p>DIN 19569-2 Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 2: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zum Abtrennen und Eindicken von Feststoffen</p> <p>DIN 19569-3 Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 3: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zur aeroben biologischen Abwasserreinigung</p>	<p>Kleinkläranlagen</p> <p>DWA-M 221 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Kleinkläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe</p> <p>DIN EN 12566-3 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 3: Vorgefertigte und/oder vor Ort montierte Anlagen zur Behandlung von häuslichem Schmutzwasser</p> <p>DIN EN 12566-6 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 6: Vorgefertigte Anlagen für die weitergehende Behandlung des aus Faulgruben ablaufenden Schmutzwassers</p>
<p>Verfahren</p> <p>Kombinationsanlagen</p>	<p>Kleine Kläranlagen</p> <p>DWA-A 222 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von kleinen Kläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe bis 1.000 Einwohnerwerte</p> <p>DWA-M 229-1 Systeme zur Belüftung und Durchmischung von Belebungsanlagen – Teil 1: Planung, Ausschreibung und Ausführung</p> <p>DIN EN 12255-6 Kläranlagen – Teil 6: Belebungsverfahren</p> <p>DIN EN 12255-7 Kläranlagen – Teil 6: Biofilmreaktoren</p> <p>DIN 19569-2 Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 2: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zum Abtrennen und Eindicken von Feststoffen</p> <p>DIN 19569-3 Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen – Teil 3: Besondere Baugrundsätze für Einrichtungen zur aeroben biologischen Abwasserreinigung</p>	<p>Kleinkläranlagen</p> <p>DWA-M 221 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Kleinkläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe</p> <p>DIN EN 12566-3 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 3: Vorgefertigte und/oder vor Ort montierte Anlagen zur Behandlung von häuslichem Schmutzwasser</p> <p>DIN EN 12566-6 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 6: Vorgefertigte Anlagen für die weitergehende Behandlung des aus Faulgruben ablaufenden Schmutzwassers</p>

Verfahren Abwasserteiche	Kleine Kläranlagen DWA-A 201 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Abwasserteichanlagen DIN EN 12255-5 Kläranlagen – Teil 5: Abwasserbehandlung in Teichen	Kleinkläranlagen DWA-A 201 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Abwasserteichanlagen
Verfahren Bepflanzte Bodenfilter	Kleine Kläranlagen DWA-A 262 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Kläranlagen mit Bodenfiltern zur Reinigung kommunalen Abwassers	Kleinkläranlagen DWA-A 262 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Pflanzenkläranlagen mit bepflanzten Bodenfiltern zur biologischen Reinigung kommunalen Abwassers DIN-Fachbericht CEN/TR 12566-5 Kleinkläranlagen für bis zu 50 EW – Teil 5: Filtrationsanlagen für vorbehandeltes häusliches Schmutzwasser

F. Abwasseranfall und Schmutzfrachten aus Hotels

Verallgemeinerbare Aussagen über den Abwasseranfall in Hotels sind aufgrund der großen Schwankungen nicht möglich. Der Wasserverbrauch liegt in einem Bereich von 90 l/P/d [DESPRETZ, 2001] bis 900 l/P/d [DESPRETZ, 2001; DEHOGA, 2008], z. T. auch darüber [DESPRETZ, 2001]. Selbst innerhalb gleicher Hotelkategorien liegen keine verallgemeinerbaren Angaben vor (Abbildung F.1). Tendenziell weisen Hotels ohne Restaurantbetrieb einen geringeren Wasserbedarf auf. Angaben über den Wasserbedarf in Berghotels im alpinen Raum enthält das ÖWAV-REGELBLATT 1 (vgl. Tabelle 3.6).

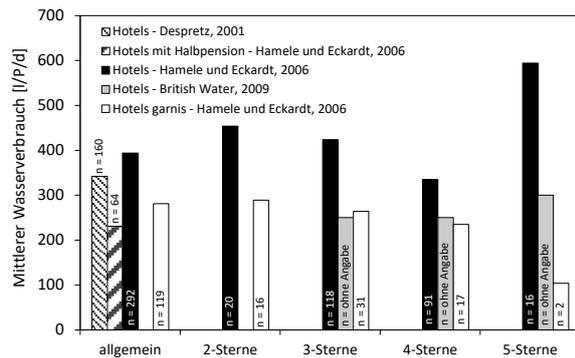


Abbildung F.1: Wasserverbrauch in Hotels in Abhängigkeit der Ausstattung

Zur Ermittlung der Abwasserbelastung von Hotels (Tabelle F.1) und Restaurants (Tabelle F.2) sind schmutzfrachtbezogene Kennzahlen erhoben worden. Die spezifischen Schmutzfrachten sind vom angebotenen Komfort und der Ausstattung abhängig. Für Deutschland existieren keine verallgemeinerbaren Bemessungsangaben. Für Großbritannien, Irland, Australien und die USA liegen für verschiedene Betriebsarten Bemessungsangaben vor, die insbesondere bei Restaurants voneinander abweichen. Als Ursachen kommen länderspezifische Gegebenheiten (z. B. Unterschiede in der Definition der Betriebsarten, Ernährungsgewohnheiten) in Betracht. Aufgrund dessen ist die Übertragbarkeit der Werte auf die Verhältnisse in Deutschland fraglich. Tendenziell sind ähnliche Frachten zu erwarten, aufgrund fehlender Vergleichswerte für Deutschland haben die Angaben orientierenden Charakter.

Tabelle F.1: Spezifische Schmutzfrachten von Hotels

Betriebsart		CSB _{hom.}	BSB ₅	TKN	NH ₄ -N	Quelle
		[g/P/d]	[g/P/d]	[g/P/d]	[g/P/d]	
Pensionen	ohne Verpflegung	-	30 – 40	-	-	EPA-V, 1997
	inkl. Verpflegung	-	64	-	-	WRC, 2011
Motel	inkl. Verpflegung	-	64	-	-	WRC, 2011
Hotel (Gast)	3-Sterne	-	94	-	10	BRITISH WATER, 2009
	4-Sterne	-	94	-	10	BRITISH WATER, 2009
	5-Sterne	-	105	-	12	BRITISH WATER, 2009
	-	-	75	-	-	EPA-IE, 1999
Hotel garni		-	45	-	-	EPA-IE, 1999
		-	50	-	6	BRITISH WATER, 2009
Hotelresort	4 – 5 Sterne	331	-	10,3	6,7	ANTAKYALI, 2014
Tagungshotel	Gast, inkl. Verpflegung	-	150	-	15	BRITISH WATER, 2009
	Gast, ohne Übernachtung	-	25	-	2,5	BRITISH WATER, 2009
		-	20	-	-	EPA-IE, 1999
Hotelpersonal	Tagesdienst	-	30	-	-	EPA-IE, 1999
	Mit Unterkunft im Hotel	-	75	-	10	BRITISH WATER, 2009
		-	60	-	-	EPA-IE, 1999

Tabelle F.2: Spezifische Schmutzfrachten von Restaurants

Betriebsart		BSB ₅	NH ₄ -N	Quelle
		[g/P/d]	[g/P/d]	
Restaurants		38	4	BRITISH WATER, 2009
		20	-	DIN 4261-1, 2010
		15	-	EPA-IE, 1999
	mit weniger als 50 Plätzen	40 – 65	-	EPA-V, 1997
	mit mehr als 50 Plätzen	28 – 45	-	EPA-V, 1997
Imbissstuben		19	2,5	BRITISH WATER, 2009
		10	-	EPA-IE, 1999
Schnellrestaurants	Raststätten	12	2,5	BRITISH WATER, 2009
	Fast-Food-Ketten	12	4	BRITISH WATER, 2009
		10	-	EPA-IE, 1999

G. Leistungsfähigkeit von Kleinkläranlagen

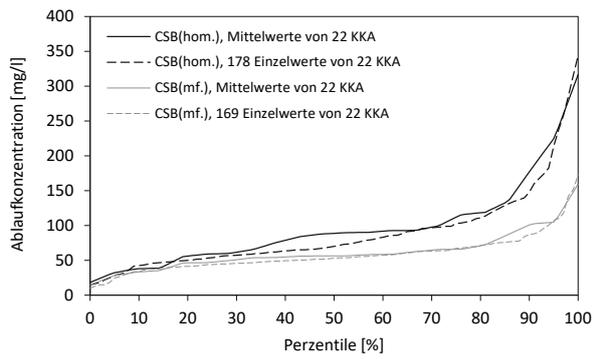


Abbildung G.1: CSB_{hom.}- und CSB_{mf.}-Konzentrationen im Ablauf von ausgewählten Kleinkläranlagen

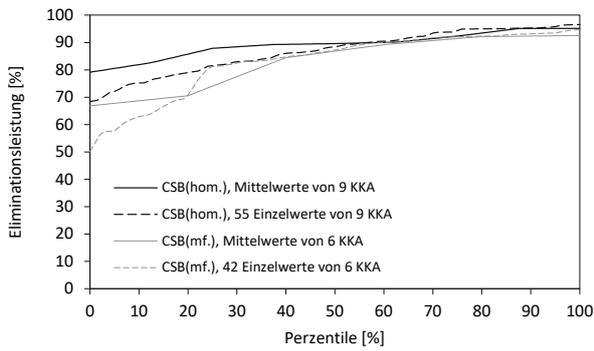


Abbildung G.2: Eliminationsleistung von ausgewählten Kleinkläranlagen

H. Ermittlung der Zulauffracht von Kleinkläranlagen über Ablaufmessungen

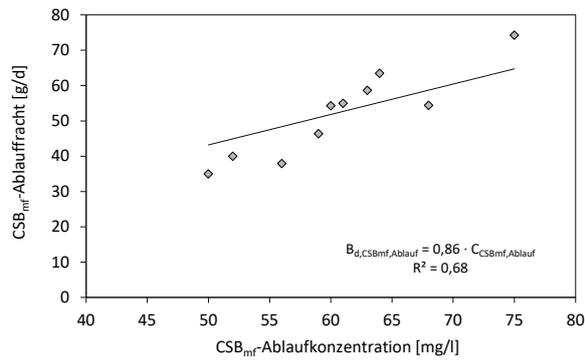


Abbildung H.1: Identifikation von Ausreißern über die Bestimmung der Verdünnung (Abweichung vom allgemeinen Trend bei KKA08)

I. Betriebsparameter des ABR

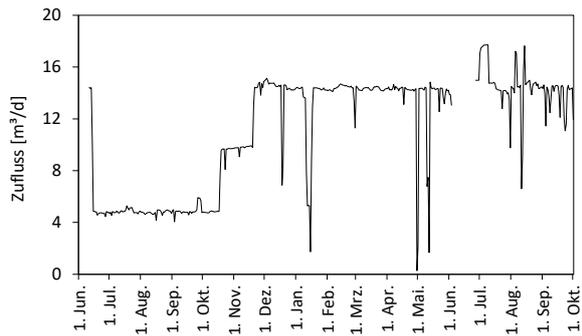


Abbildung I.1: Zuflussganglinie der ABR-Anlage im Untersuchungszeitraum

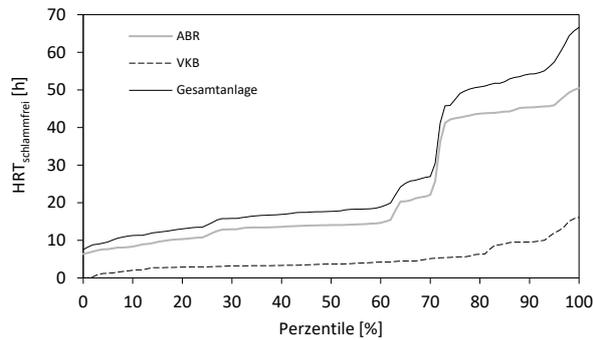


Abbildung I.2: Hydraulische Verweilzeit im schlammfreien Volumen von ABR und VKB

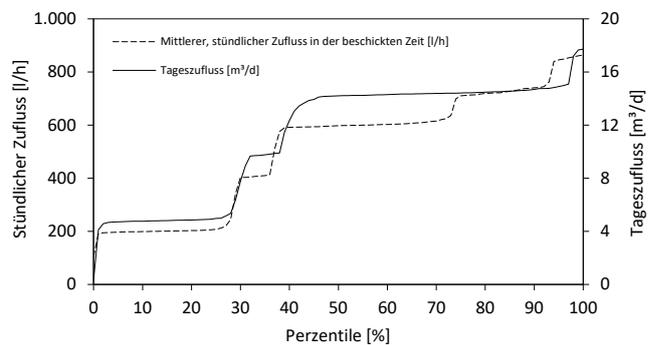


Abbildung I.3: Eingestellte stündliche und tägliche Zuflüsse zum ABR

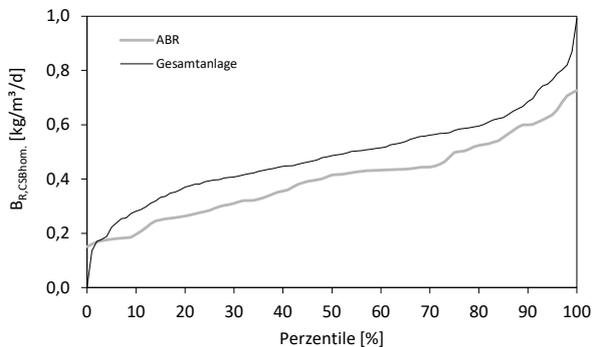


Abbildung I.4: $CSB_{hom.}$ -Raumbelastung von ABR und Gesamtanlage (VKB + ABR)

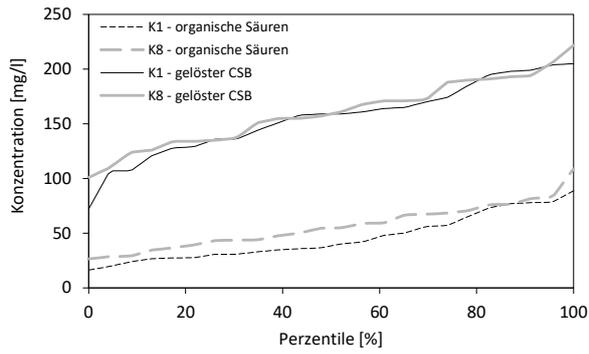


Abbildung I.5: Konzentration der organischen Säuren und des gelösten CSB im Zu- und Ablauf des ABR im Zeitraum Oktober – April

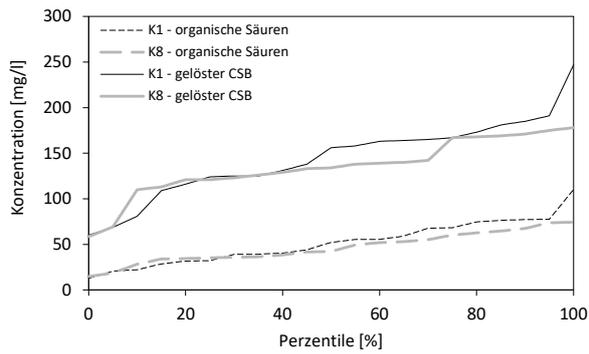


Abbildung I.6: Konzentration der organischen Säuren und des gelösten CSB im Zu- und Ablauf des ABR im Zeitraum Mai – September

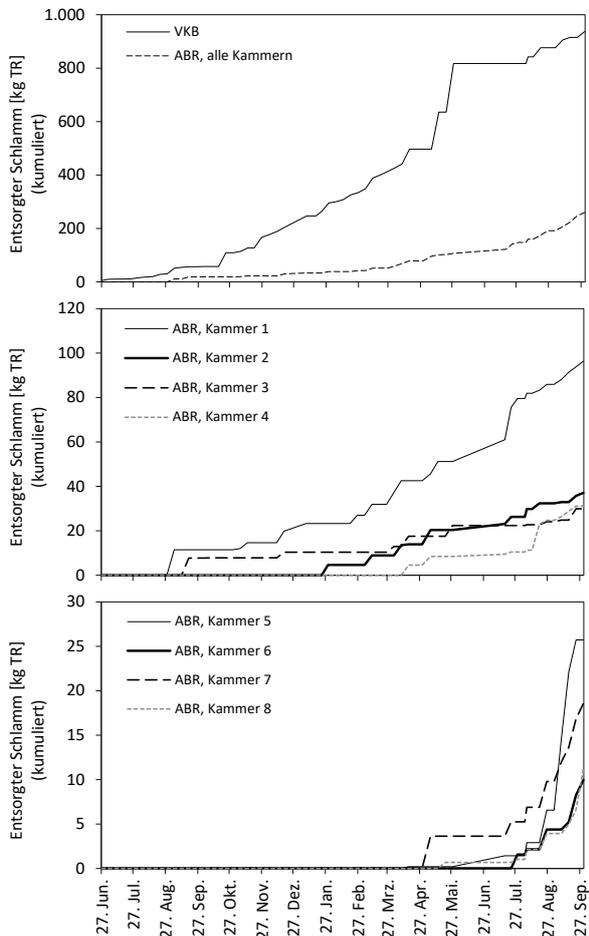


Abbildung I.7: Entsorgte Schlammengen aus dem VKB und dem ABR (kumulierte Darstellung)

J. Wirkungsgrad von Absetzbecken in Abhängigkeit der Abwasserkonzentration

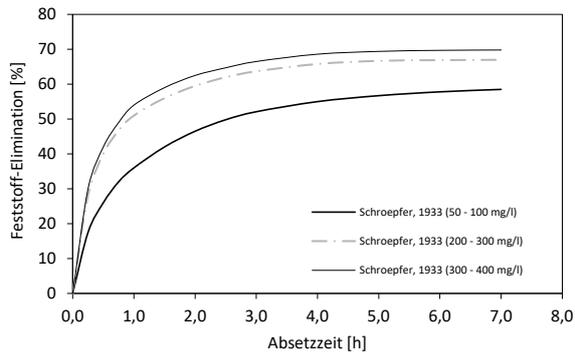


Abbildung J.1: AFS-Elimination in Absetzbecken in Abhängigkeit der Zulaufkonzentration nach SCHROEPFER (1933)

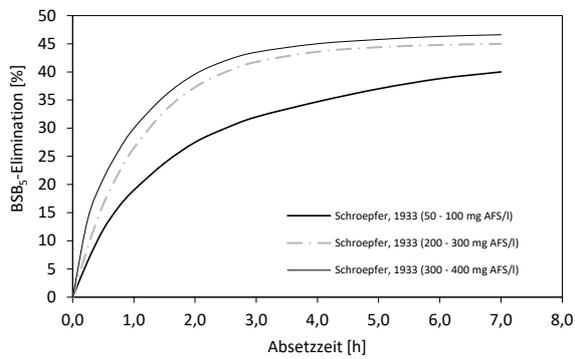


Abbildung J.2: BSB₅-Elimination in Absetzbecken in Abhängigkeit der Feststoffkonzentration im Rohabwasser nach SCHROEPFER (1933)

K. Hydraulische Verweilzeit in der MKA der KA Kanuheim Lübbenau

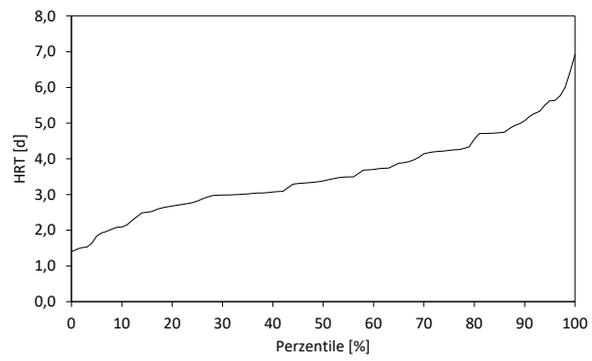


Abbildung K.1: Hydraulische Verweilzeit in der 1. Kammer der MKA der KA Kanuheim Lübbenau

L. Beschaffenheit des Abwassers des Kanuheims Lübbenau, der Zeltplätze Hindenberg und Lübbenau sowie von Kleinkläranlagen

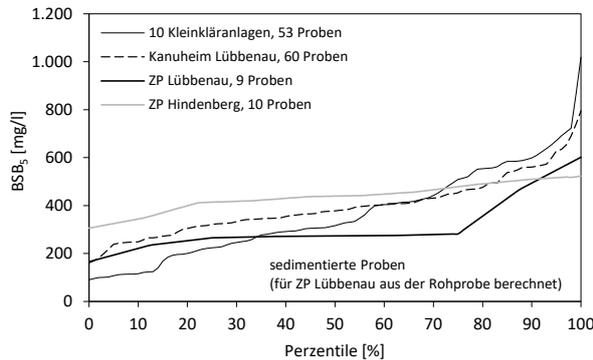


Abbildung L.1: BSB₅-Konzentrationen im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von zehn Kleinkläranlagen (Probenahme n. Vorklä rung)

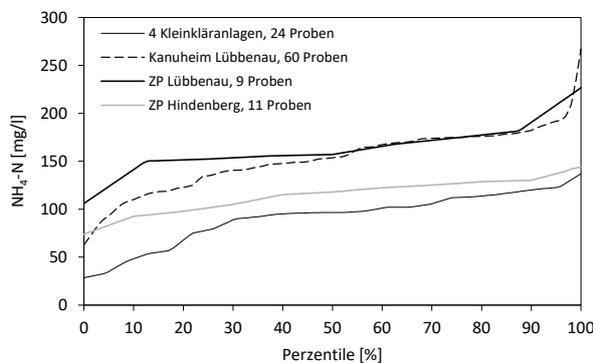


Abbildung L.2 NH₄-N-Konzentrationen im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von vier Kleinkläranlagen (Probenahme n. Vorklä rung)

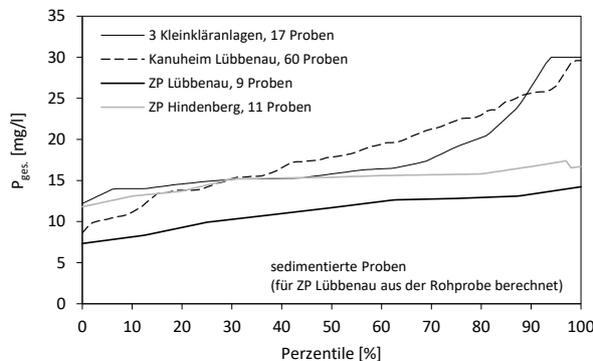


Abbildung L.3: P_{ges.}-Konzentrationen im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von drei Kleinkläranlagen (Probenahme n. Vorklä rung)

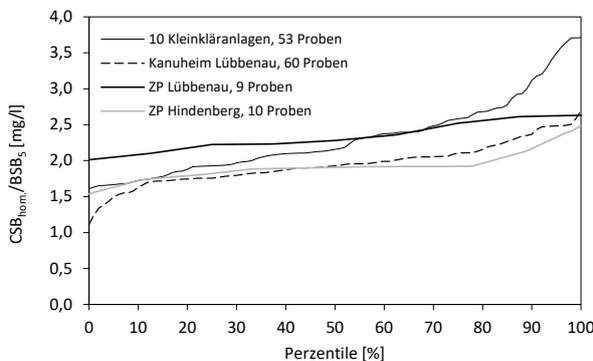


Abbildung L.4: CSB_{hom.}/BSB₅-Verhältnisse im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von zehn Kleinkläranlagen (Probenahme n. Vorklä rung)

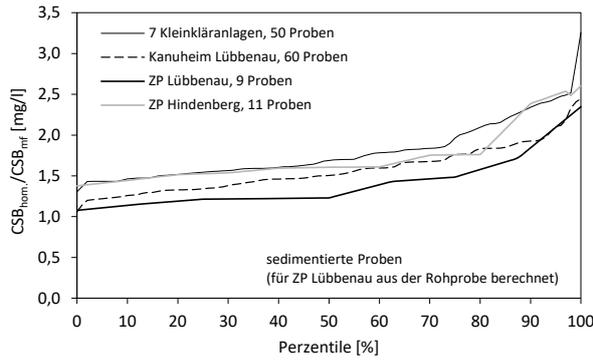


Abbildung L.5: $CSB_{hom.}/CSB_{mf}$ -Verhältnisse im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von sieben Kleinkläranlagen (Probenahme n. Vorklä rung)

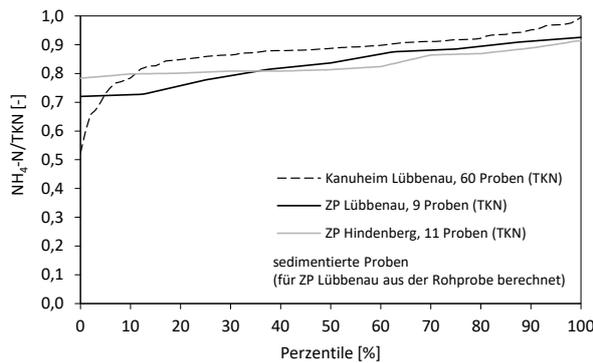


Abbildung L.6: NH_4-N/TKN -Verhältnisse im Abwasser der Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen (Probenahme n. Vorklä rung)

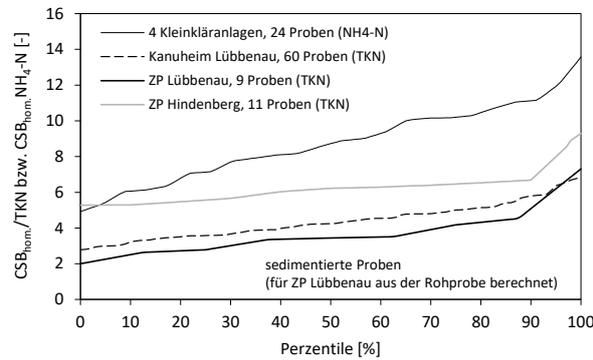


Abbildung L.7: $CSB_{hom.}/TKN$ -Verhältnisse im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von vier Kleinkläranlagen (Probenahme n. Vorklä rung)

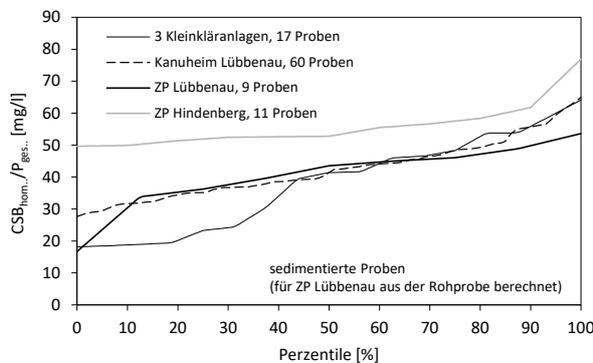


Abbildung L.8: $CSB_{hom.}/P_{ges.}$ -Verhältnisse im Abwasser des Kanuheims Lübbenau im Vergleich zum Abwasser von zwei Zeltplätzen und von drei Kleinkläranlagen (Probenahme n. Vorklä rung)

M. Frachten und Nährstoffverhältnisse in der 1. Kammer der Vorklärung der KA Kanuheim Lübbenau

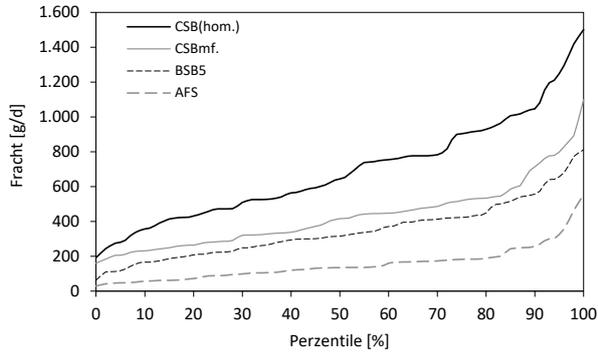


Abbildung M.1: Sedimentierte CSB-, BSB₅- und TS-Frachten im Überstand der 1. Kammer der MKA der KA Kanuheim Lübbenau (dargestellter Zeitraum 2010 – 2015)

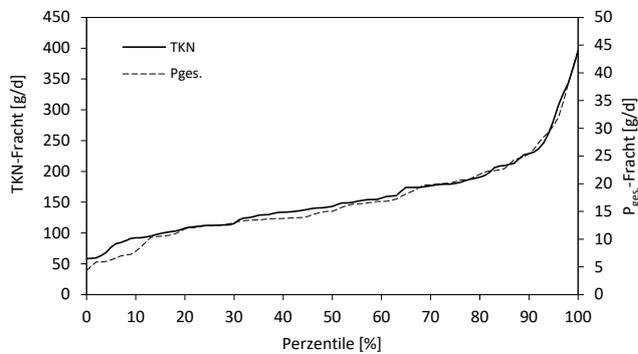


Abbildung M.2: Sedimentierte TKN- und P_{ges.}- im Überstand der 1. Kammer der MKA der KA Kanuheim Lübbenau (dargestellter Zeitraum 2010 – 2015)

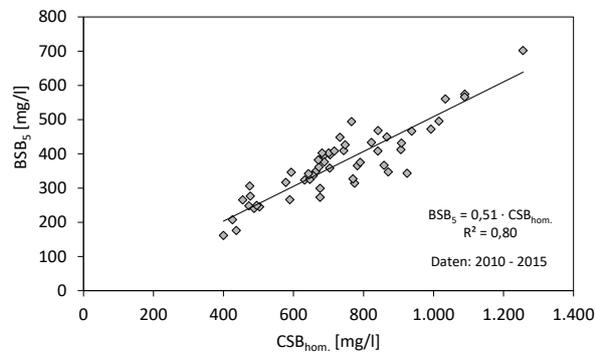


Abbildung M.3: BSB₅/CSB_{hom.}-Verhältnis in der 1. Kammer der Vorklärung der KA Kanuheim Lübbenau

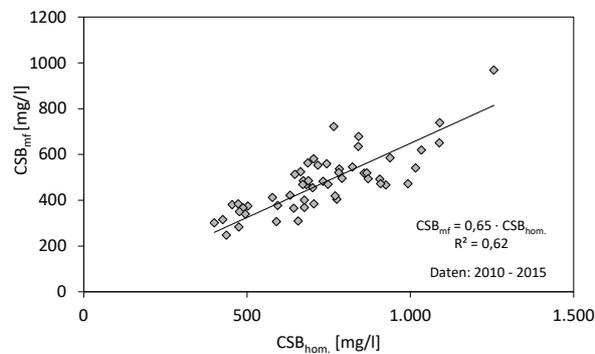


Abbildung M.4: CSB_{mf}/CSB_{hom.}-Verhältnis in der 1. Kammer der Vorklärung der KA Kanuheim Lübbenau

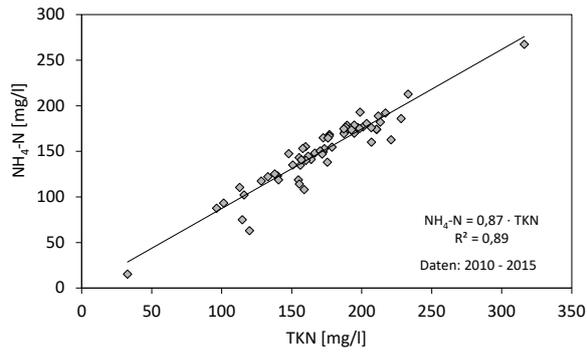


Abbildung M.5: $\text{NH}_4\text{-N}/\text{TKN}$ -Verhältnis in der 1. Kammer der Vorklärung der KA Kanuheim Lübbenau

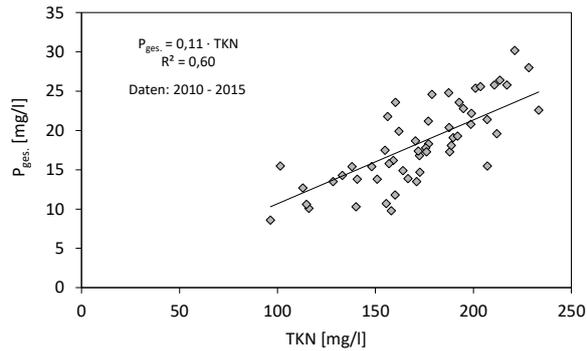


Abbildung M.6: $P_{\text{ges.}}/\text{TKN}$ -Verhältnis in der 1. Kammer der Vorklärung der KA Kanuheim Lübbenau

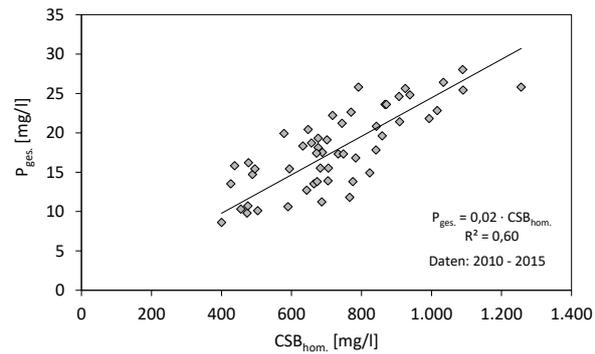


Abbildung M.7: $P_{\text{ges.}}/\text{CSB}_{\text{hom.}}$ -Verhältnis in der 1. Kammer der Vorklärung der KA Kanuheim Lübbenau

N. Hydraulische Belastung der KA Kanuheim Lübbenau

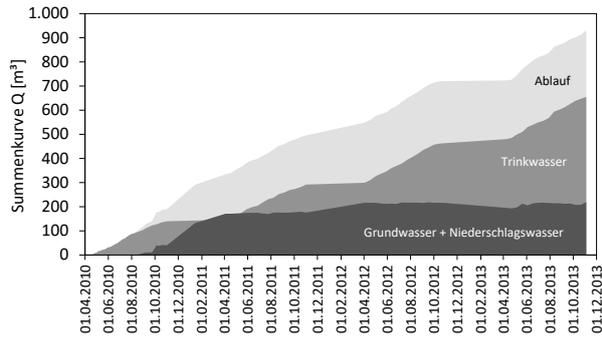


Abbildung N.1: Trinkwasserverbrauch, Fremdwasseranfall, Kläranlagenablauf (kumulierte Darstellung)

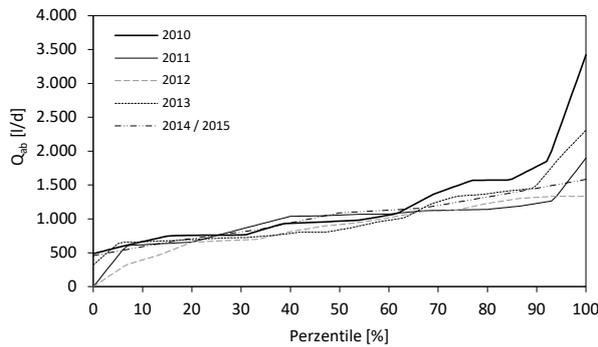


Abbildung N.2: Hydraulische Belastung der KA Kanuheim Lübbenau (Absolutwerte)

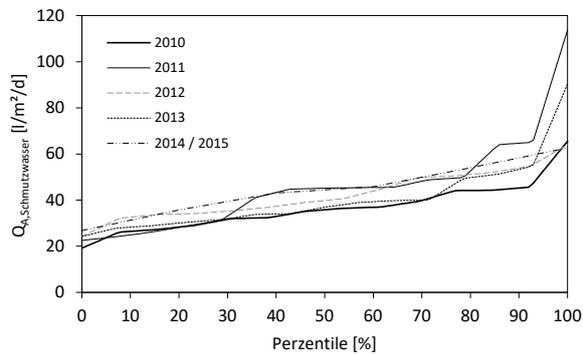


Abbildung N.3: Hydraulische Flächenbeschickung der KA Kanuheim Lübbenau

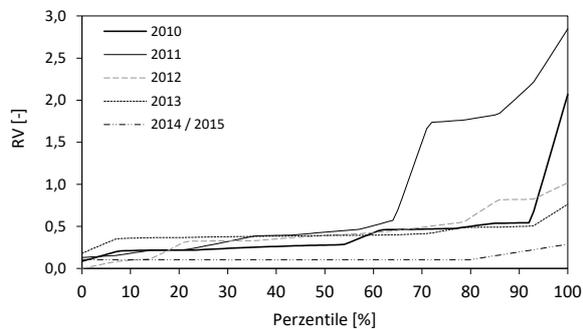


Abbildung N.4: Rezirkulationsverhältnis der KA Kanuheim Lübbenau in den untersuchten Jahren

O. Beschaffenheit des Abwassers im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

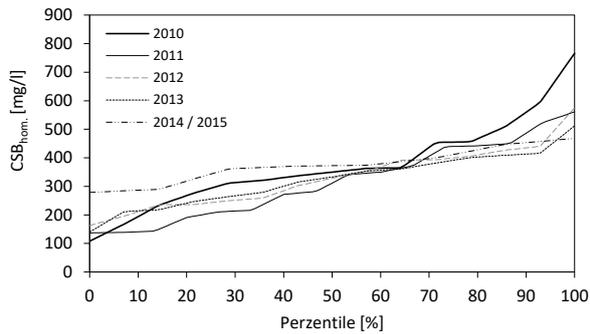


Abbildung O.1: CSB_{hom.}-Konzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

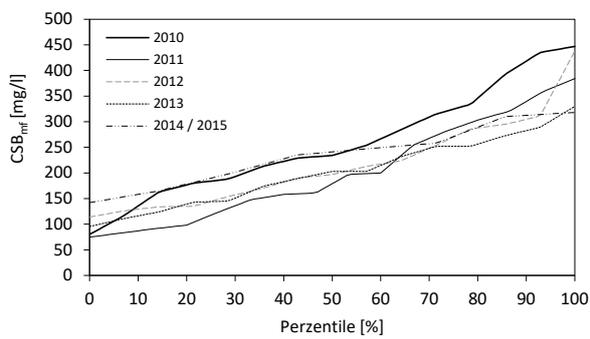


Abbildung O.2: CSB_{mf}-Konzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

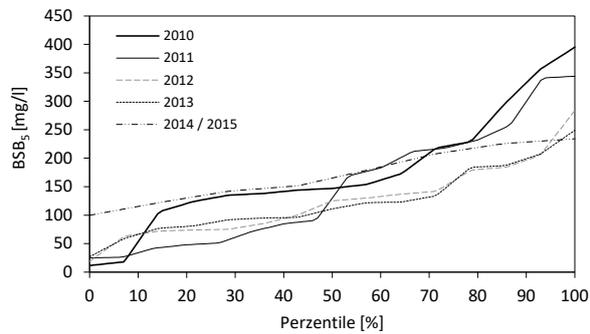


Abbildung O.3: BSB₅-Konzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

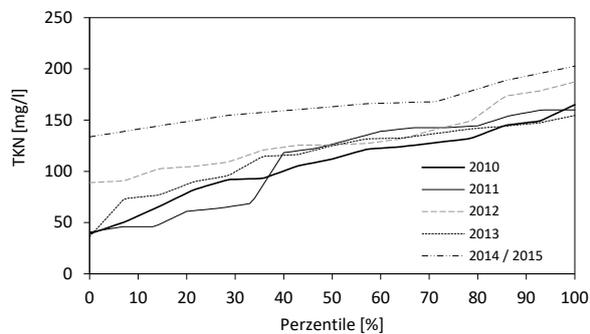


Abbildung O.4: TKN-Konzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

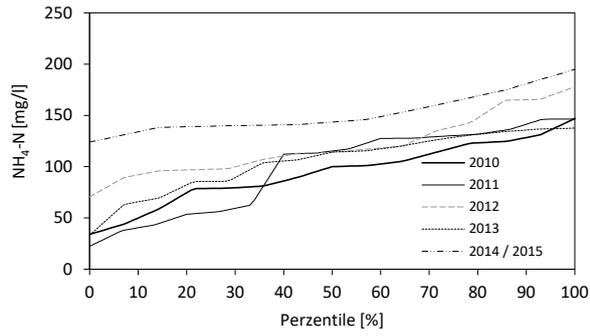


Abbildung O.5: $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

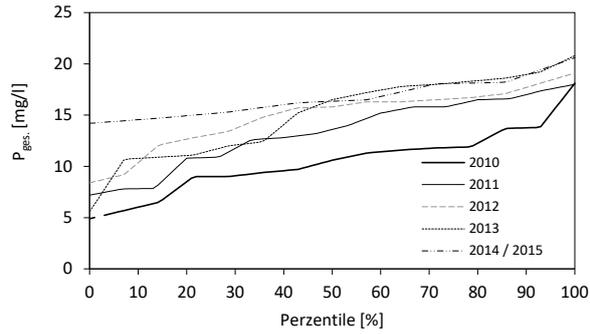


Abbildung O.6: $\text{P}_{\text{ges.}}$ -Konzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

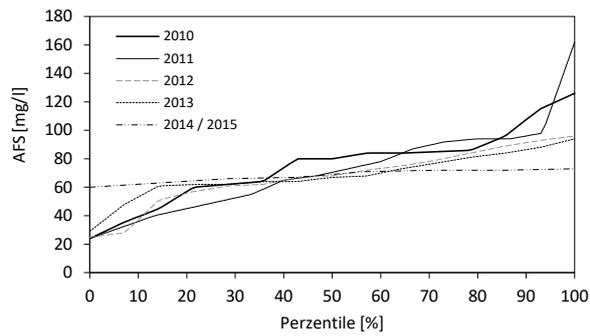


Abbildung O.7: AFS-Konzentrationen im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

P. Nährstoffverhältnisse im Zulauf des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

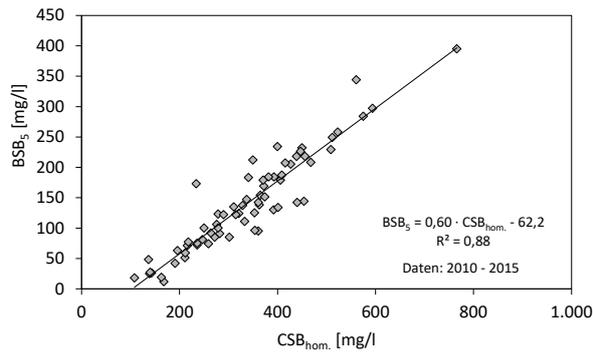


Abbildung P.1: BSB₅/CSB_{hom.}-Verhältnis im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

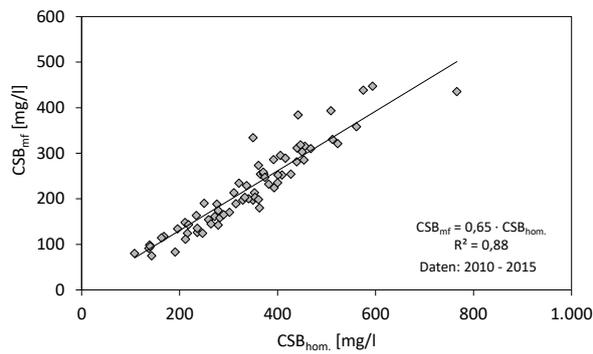


Abbildung P.2: CSB_{mf}/CSB_{hom.}-Verhältnis im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

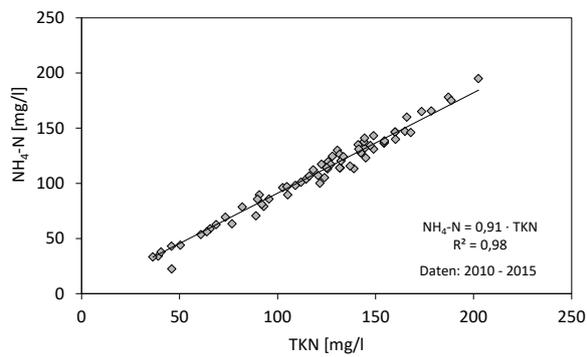


Abbildung P.3: NH₄-N/TKN-Verhältnis im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

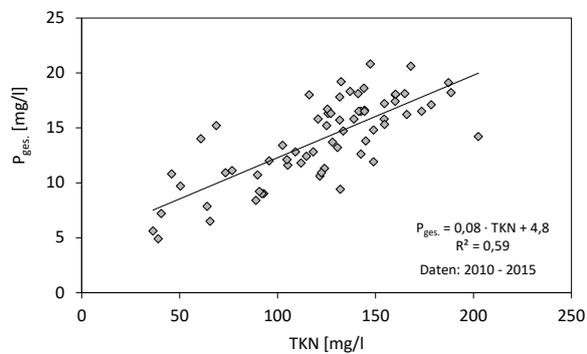


Abbildung P.4: P_{ges.}/TKN-Verhältnis im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

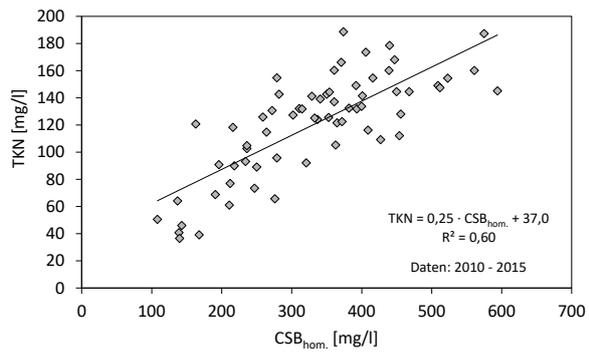


Abbildung P.5: $P_{\text{ges.}}/CSB_{\text{hom.}}$ -Verhältnis im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

Q. Flächenbelastung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

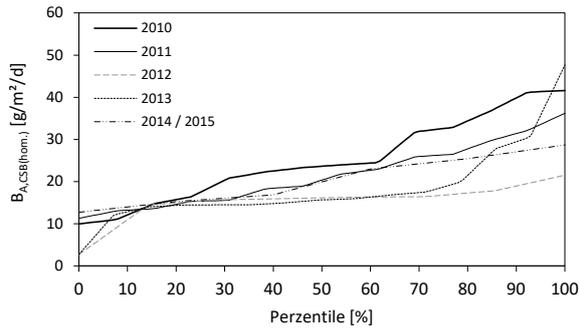


Abbildung Q.1: Nicht korrigierte CSB_{hom} -Flächenbelastung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

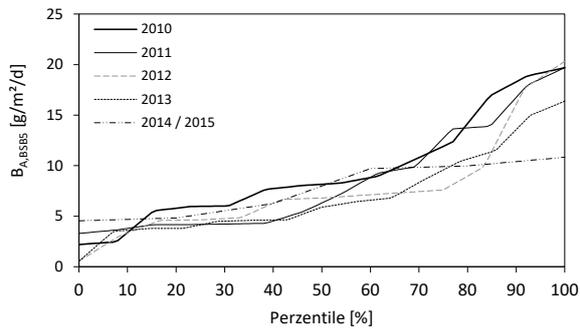


Abbildung Q.2: BSB_5 -Flächenbelastung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

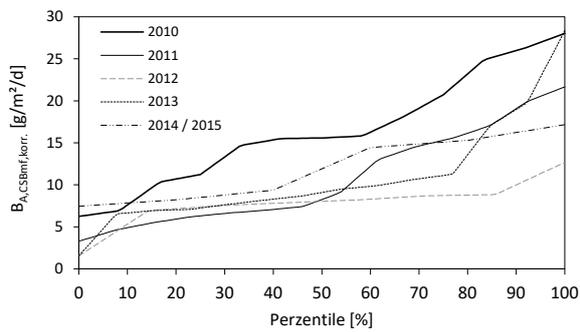


Abbildung Q.3: Korrigierte CSB_{mr} -Flächenbelastung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

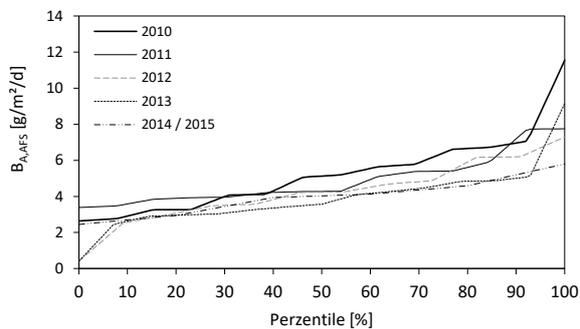


Abbildung Q.4: Feststoffflächenbelastung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

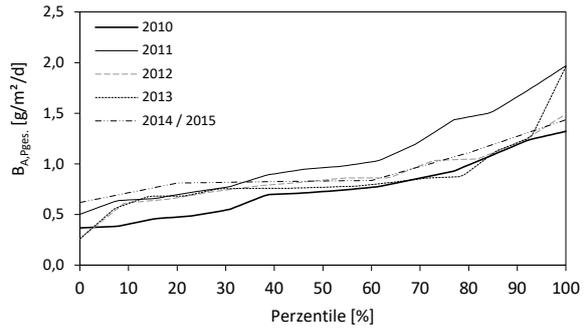


Abbildung Q.5: $P_{\text{ges.}}$ -Flächenbelastung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

R. Mittlere Ablaufbeschaffenheit und Eliminationsleistung des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

Tabelle R.1: Ablaufwerte des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

Parameter	Zeitraum	pH-Wert	Temperatur [°C]	CSB _{hom} [mg/l]	CSB _{tot} [mg/l]	BSB ₅ [mg/l]	TKN [mg/l]	NH ₄ -N [mg/l]	NO _x -N [mg/l]	NO ₃ -N [mg/l]	NO ₂ -N [mg/l]	P _{ges} [mg/l]	AFS [mg/l]	Sulfit [mg/l]
Mittelwert	2010	7,1	15,6	65	57	8,1	42	36	59	31	28	8,5	10	n. b.
	2011	6,5	16,0	71	61	6,7	24	22	60	39	21	10	11	n. b.
	2012	6,7	16,2	81	67	7,1	41	39	63	55	8,3	13	17	0,24
	2013	6,6	14,7	66	55	6,6	40	43	52	50	2,1	12	11	0,26
	2015	6,8	16,2	78	63	9,1	81	76	55	54	0,9	13	16	0,23
Median	2010	7,1	15,7	65	58	5,0	50	43	65	34	36	9,4	7,7	n. b.
	2011	6,4	17,0	68	60	5,0	26	26	63	38	25	12	11	n. b.
	2012	6,7	16,3	78	65	5,0	38	38	63	52	7,7	14	13	0,25
	2013	6,6	15,6	64	56	5,0	39	39	53	50	0,8	13	11	0,25
	2015	6,9	16,4	74	59	5,0	71	68	55	54	0,8	13	16	0,25
85%-Perzentil	2010	7,5	19,5	83	69	11	63	53	75	46	40	11	16	n. b.
	2011	7,0	18,6	85	72	9,3	37	36	83	62	37	13	16	n. b.
	2012	6,8	19,5	99	75	11	57	53	80	69	12	16	29	0,25
	2013	6,9	17,7	80	61	8,8	60	59	69	69	4,2	16	18	0,25
	2015	7,0	17,7	96	79	17	117	113	91	90	1,3	18	27	0,25

S. CSB-, BSB₅- und AFS-Elimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau

Tabelle S.1: Im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau eliminierte Frachten

Parameter	Zeitraum	Eliminierte Fracht				Nitrifizierte Fracht				Sorbierete + denitrifizierte Stickstofffracht			
		CSB _{hom.} [g/m ² /d]	CSB _{hof} [g/m ² /d]	BSB ₅ [g/m ² /d]	P _{ges.} [g/m ² /d]	AFS [g/m ² /d]	Sulfid [g/m ² /d]	NO _x -N [g/m ² /d]	NO ₂ -N [g/m ² /d]	N im Pflanzen- beet [g/m ² /d]	N in der Vorklärun- g [g/m ² /d]	N gesamt [g/m ² /d]	
Mittelwert	2010	21	13	9,6	0,12	5,0	n. b.	4,4	2,3	2,1	0,11	0,92	1,0
	2011	16	8,7	8,9	0,19	4,5	n. b.	5,4	3,6	1,8	0,76	2,2	3,0
	2012	14	7,8	7,3	0,05	3,6	2,6	4,0	3,4	0,5	0,40	1,1	1,5
	2013	17	9,8	7,7	0,15	3,7	2,7	4,6	4,4	0,2	1,0	1,0	2,1
	2015	16	8,9	7,4	0,22	3,4	4,3	4,9	4,8	0,1	1,22	0,37	1,6
Median	2010	20	13	7,8	0,09	4,7	n. b.	4,3	2,1	2,3	0,17	0,90	1,2
	2011	15	7,0	7,7	0,07	4,1	n. b.	5,4	3,2	1,8	0,44	1,4	2,5
	2012	13	6,2	6,3	0,04	3,0	2,3	4,4	3,7	0,5	0,56	1,2	1,7
	2013	14	7,8	6,1	0,11	3,5	1,9	4,1	4,1	0,1	1,0	0,98	1,9
	2015	16	9,2	7,6	0,24	3,6	4,0	3,9	3,8	0,1	1,1	0,30	1,6
85-%-Perzentil	2010	32	21	17	0,17	6,5	n. b.	5,9	3,7	3,1	1,0	1,3	1,9
	2011	23	15	15	0,47	5,8	n. b.	6,2	5,5	3,8	2,0	4,1	4,0
	2012	16	11	8,6	0,16	5,2	3,6	5,1	4,4	0,7	1,0	1,3	2,3
	2013	23	15	12	0,34	4,2	4,6	5,0	4,9	0,3	1,6	1,2	2,6
	2015	21	12	9,8	0,40	4,3	5,4	7,9	7,8	0,1	2,0	0,54	2,4

Tabelle S.2: Wirkungsgrad des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

Parameter	Zeitraum	Wirkungsgrad						Nitrifikation			Denitrifikation		
		CSB _{bon.} [%]	CSB _{anf.} [%]	BSB ₅ [%]	P _{ges.} [%]	ATS [%]	Sulfid [%]	NO _x -N [%]	NO ₂ -N [%]	NO ₃ -N [%]	Bodenfilter [%]	Vorklämung [%]	gesamt [%]
Mittelwert	2010	86	80	94	16	91	n. b.	58	30	28	1,4	12	14
	2011	82	70	96	18	90	n. b.	69	45	23	9,2	27	36
	2012	80	72	95	3,4	84	100	59	52	7,9	6,0	16	22
	2013	83	77	95	11	85	97	63	61	2,2	14	14	28
	2015	82	74	96	23	85	100	52	52	0,68	13	4,0	17
Median	2010	87	82	97	13	92	n. b.	56	27	29	1,6	13	13
	2011	81	68	96	6,2	89	n. b.	72	45	25	6,9	19	33
	2012	78	72	96	4,7	86	100	61	54	7,6	7,4	18	26
	2013	87	79	96	14	86	100	67	61	2,0	15	17	28
	2015	83	75	96	26	85	100	59	58	0,83	11	3,8	15
85-%-Perzentil	2010	90	87	97	24	94	n. b.	72	40	40	14	17	24
	2011	86	83	97	47	96	n. b.	78	76	42	27	54	46
	2012	86	82	97	15	91	100	65	60	8,8	15	21	30
	2013	87	85	97	31	92	100	75	73	4,9	26	20	38
	2015	84	80	97	40	92	100	65	64	1,0	19	4,9	22

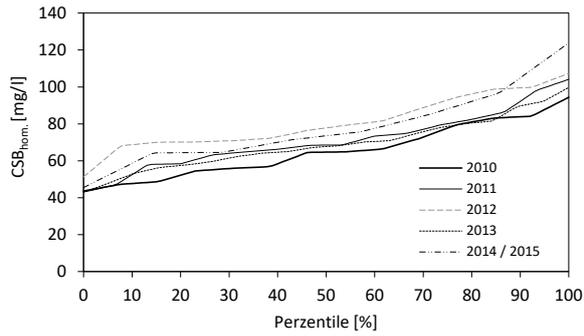


Abbildung S.1: CSB_{hom.}-Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters

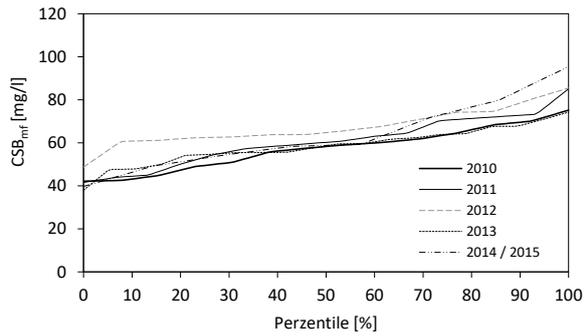


Abbildung S.2: CSB_{mf}-Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters

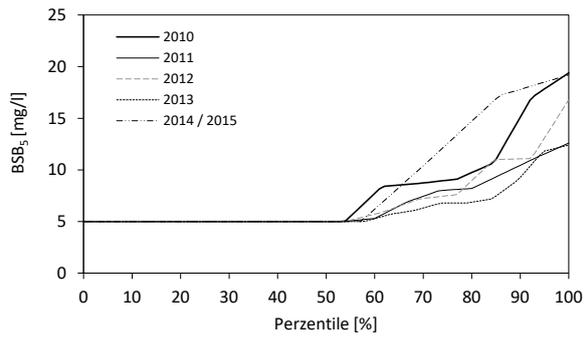


Abbildung S.3: BSB₅-Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters

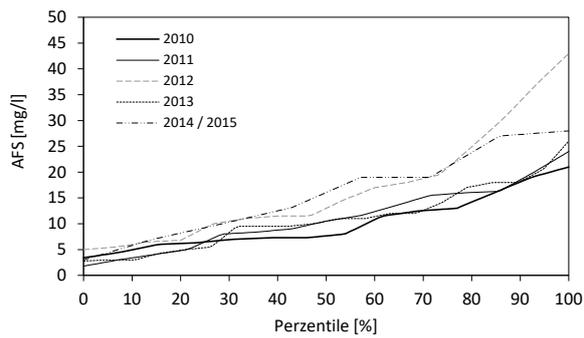


Abbildung S.4: AFS-Konzentrationen im Ablauf des Bodenfilters

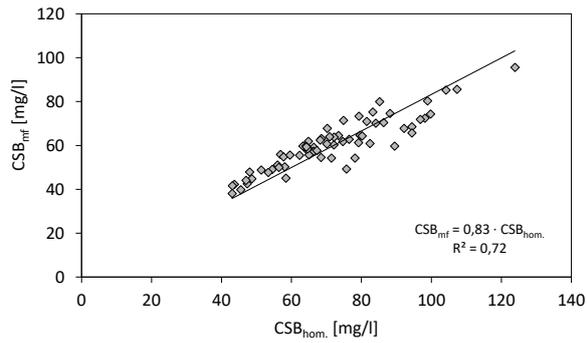


Abbildung S.5: CSB_{mf}/CSB_{hom.}-Verhältnis im Ablauf des Bodenfilters (nitritbereinigt)

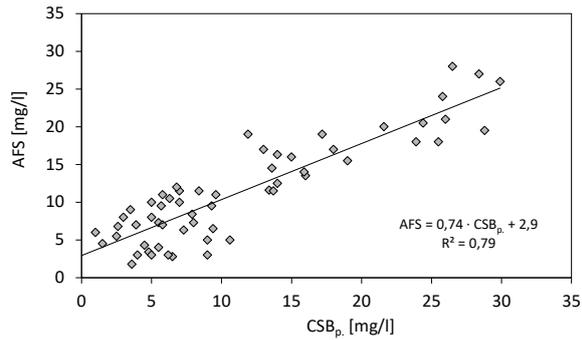


Abbildung S.6: Verhältnis zwischen partikulärem CSB (CSB_p) und AFS im Ablauf des Bodenfilters

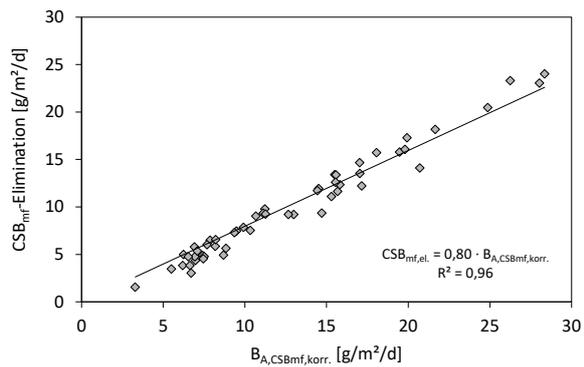


Abbildung S.7: CSB_{mf}-Elimination im Bodenfilter

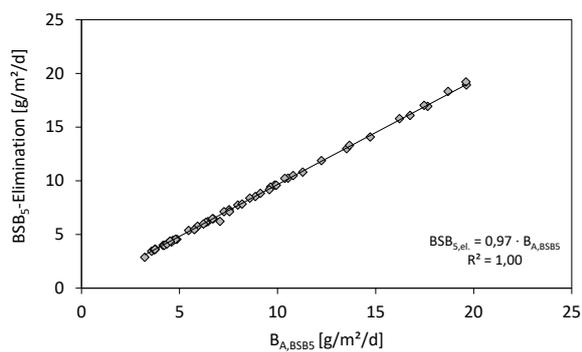


Abbildung S.8: BSB₅-Elimination im Bodenfilter

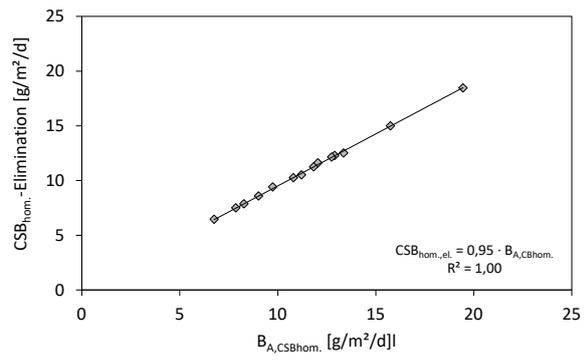


Abbildung S.9: CSB_{hom} -Elimination in zwei, mit häuslichem Abwasser betriebenen Bodenfiltern (4 EW, 7 EW, Daten: Prüfamts ISI)

T. Phosphor-Elimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau

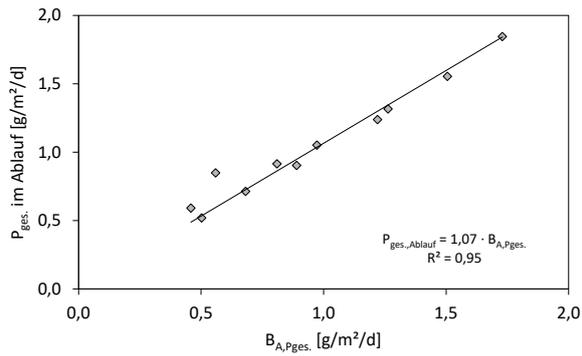


Abbildung T.1: Zeiträume mit verstärkter $P_{ges.}$ -Desorption im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau

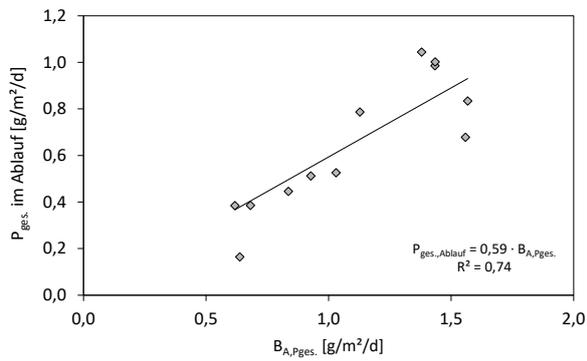


Abbildung T.2: Zeiträume mit verstärkter $P_{ges.}$ -Adsorption im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau

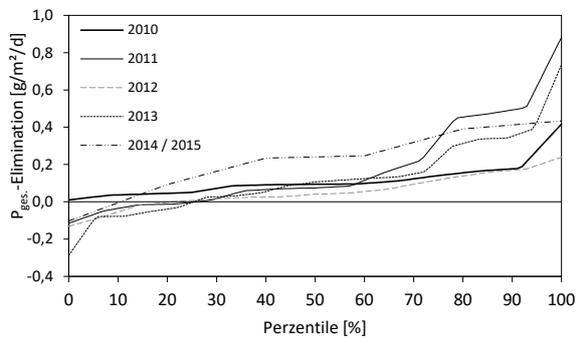


Abbildung T.3: $P_{ges.}$ -Elimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau

U. Nitrifikation/Nitrifikationshemmung im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau

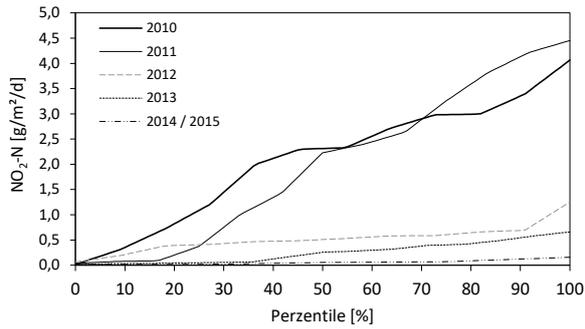


Abbildung U.1: NO₂-N-Bildung in der KA Kanuheim Lübbenau

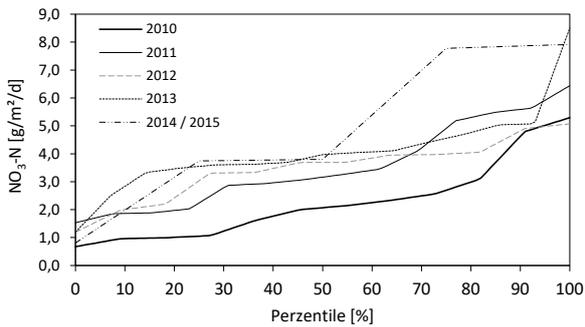


Abbildung U.2: NO₃-N-Bildung in der KA Kanuheim Lübbenau

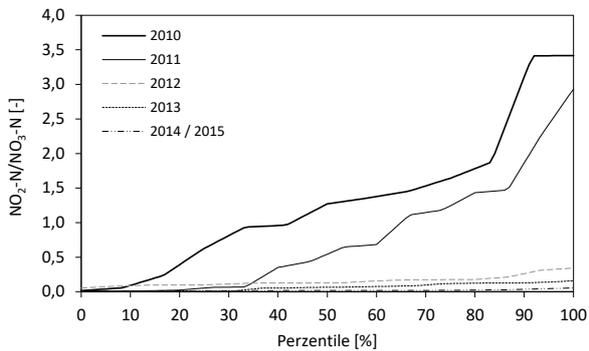


Abbildung U.3: NO₂-N/NO₃-N-Verhältnisse im Ablauf des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

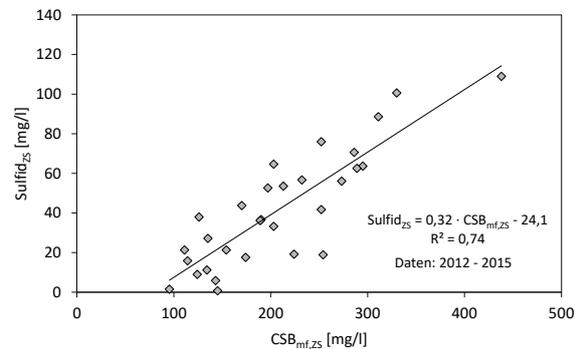


Abbildung U.4: Korrelation von CSB_{mf} und Sulfid im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau

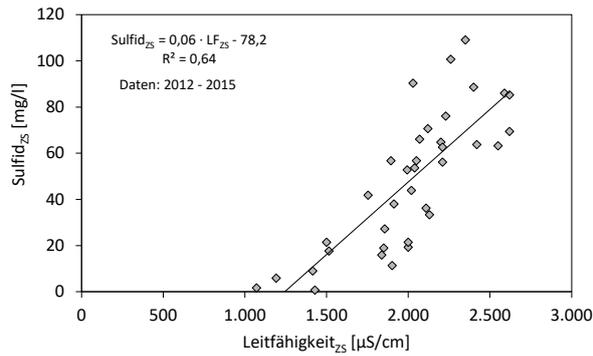


Abbildung U.5: Korrelation von Sulfid und Leitfähigkeit im Zulaufschacht des Bodenfilters der KA Kanuheim Lübbenau zur Abschätzung des 2010 und 2011 gebildeten Sulfids

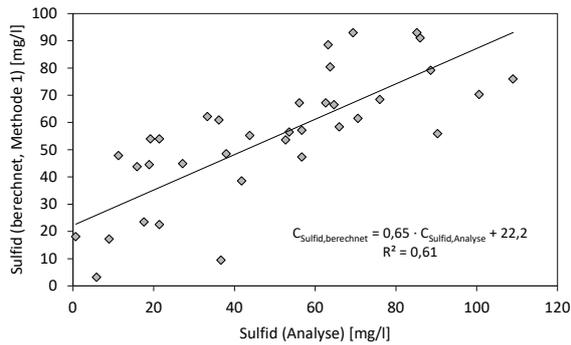


Abbildung U.6: Korrelation zwischen der auf Grundlage der Leitfähigkeit berechneten und der gemessenen Sulfidkonzentrationen (Daten: 2012 – 2015) – Methode 1

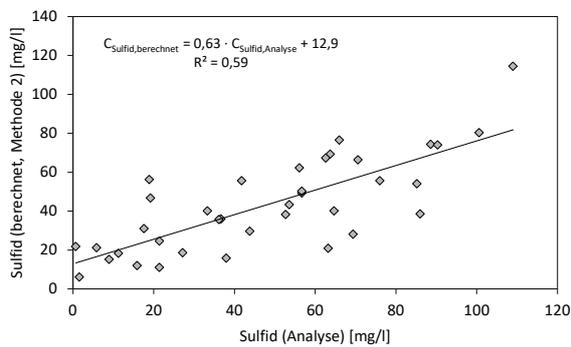


Abbildung U.7: Korrelation zwischen der auf Grundlage des CSB_{mf} berechneten und der gemessenen Sulfidkonzentrationen (Daten: 2012 – 2015) – Methode 2

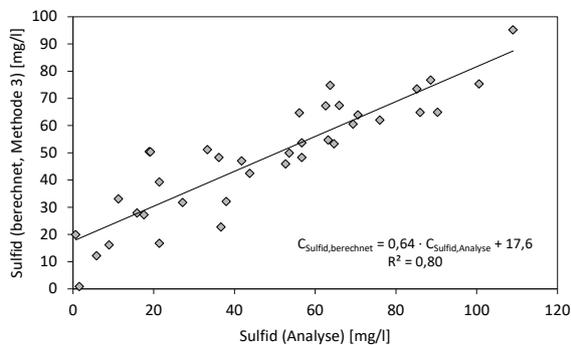


Abbildung U.8: Korrelation zwischen der auf Grundlage des CSB_{mf} und der Leitfähigkeit berechneten und der gemessenen Sulfidkonzentrationen (Daten: 2012 – 2015) – Methode 3

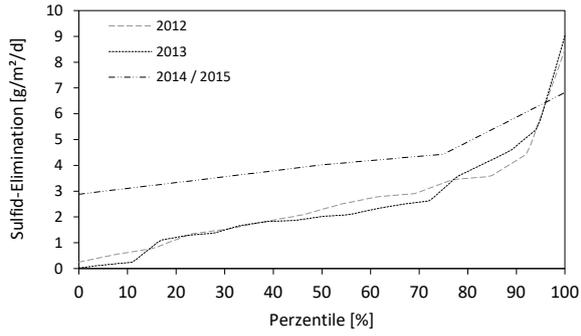


Abbildung U.9: Sulfidelimination im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau

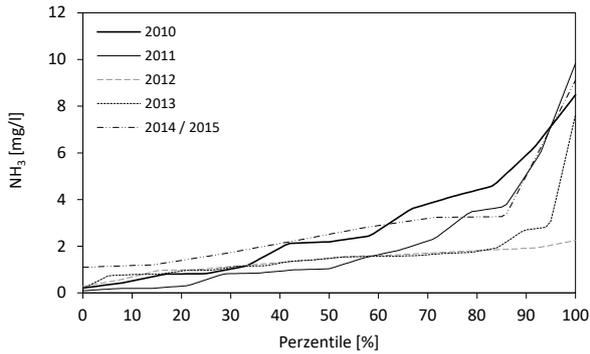


Abbildung U.10: Nach ANTHONISEN ET AL. (1976) berechnete Ammoniakkonzentrationen im Zulaufschacht

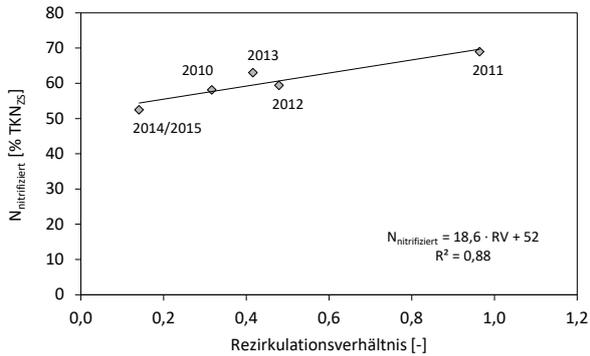


Abbildung U.11: Beeinflussung der Nitrifikation durch das RV

V. Denitrifikation im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau

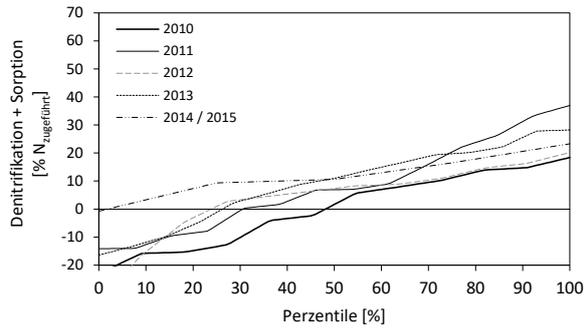


Abbildung V.1: Denitrifikation und NH₄-N-Sorption im Bodenfilter der KA Kanuheim Lübbenau

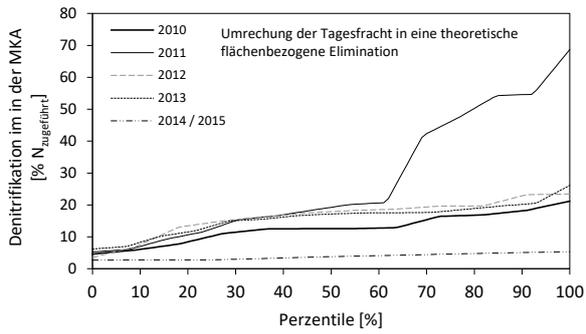


Abbildung V.2: Denitrifikation in der MKA in Anhängigkeit des RV

W. Kleintechnische Untersuchungen zur Sulfidhemmung

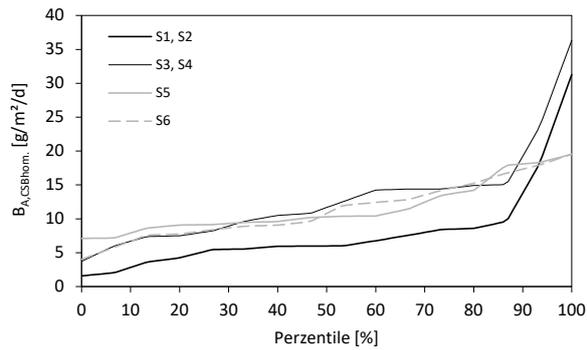


Abbildung W.1: $CSB_{hom.}$ -Flächenbelastung in S1 – S6, inkl. Sulfid-CSB

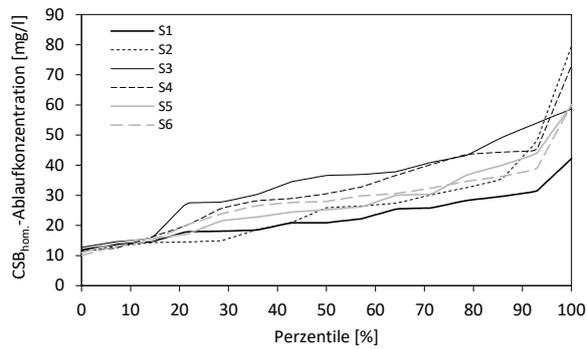


Abbildung W.2: $CSB_{hom.}$ -Ablaufkonzentrationen in S1 – S6

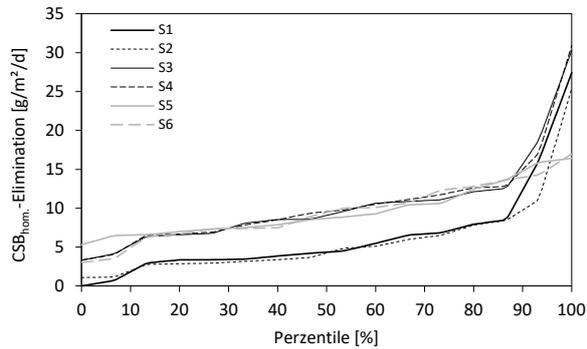


Abbildung W.3: Eliminierte $CSB_{hom.}$ -Frachten in S1 – S6

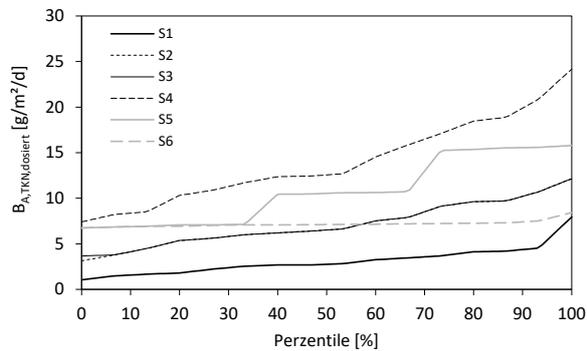


Abbildung W.4: Dosierte TKN-Frachten in S1 – S6

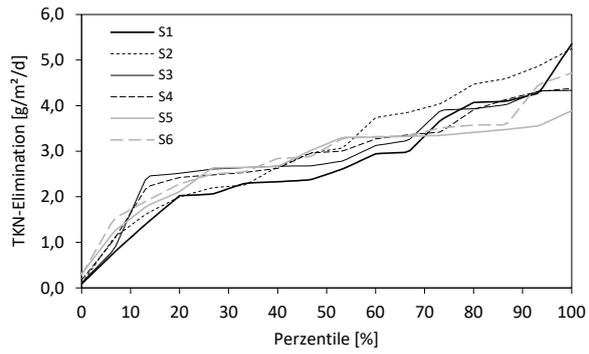


Abbildung W.5: TKN-Elimination in S1 – S6

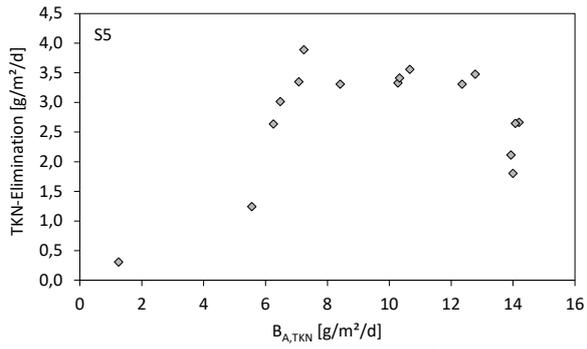


Abbildung W.6: TKN-Elimination in S5, abhängig von der TKN-Flächenbelastung

X. Kostenermittlung – untersuchte Varianten

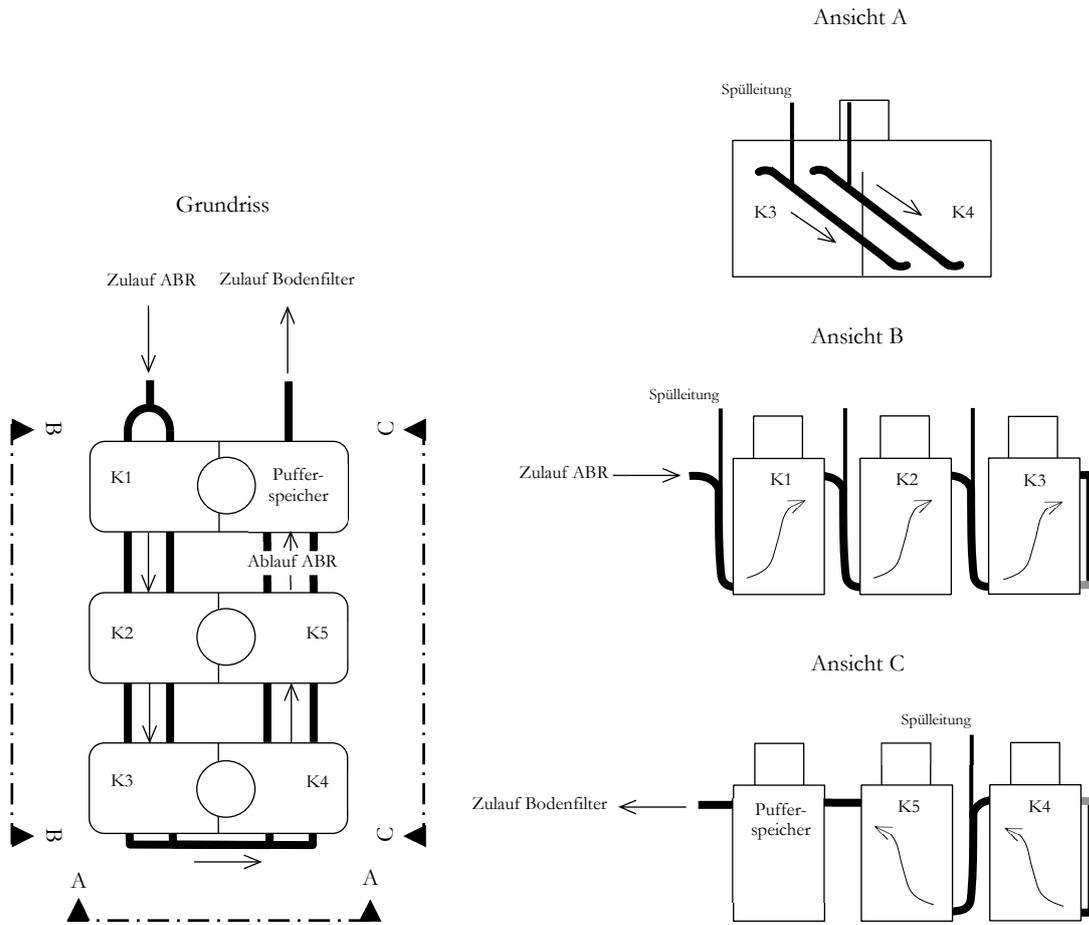


Abbildung X.1: Anordnung der gewählten Behälter zur Errichtung eines ABR mit integriertem Zulaufpufferspeicher für Variante D1

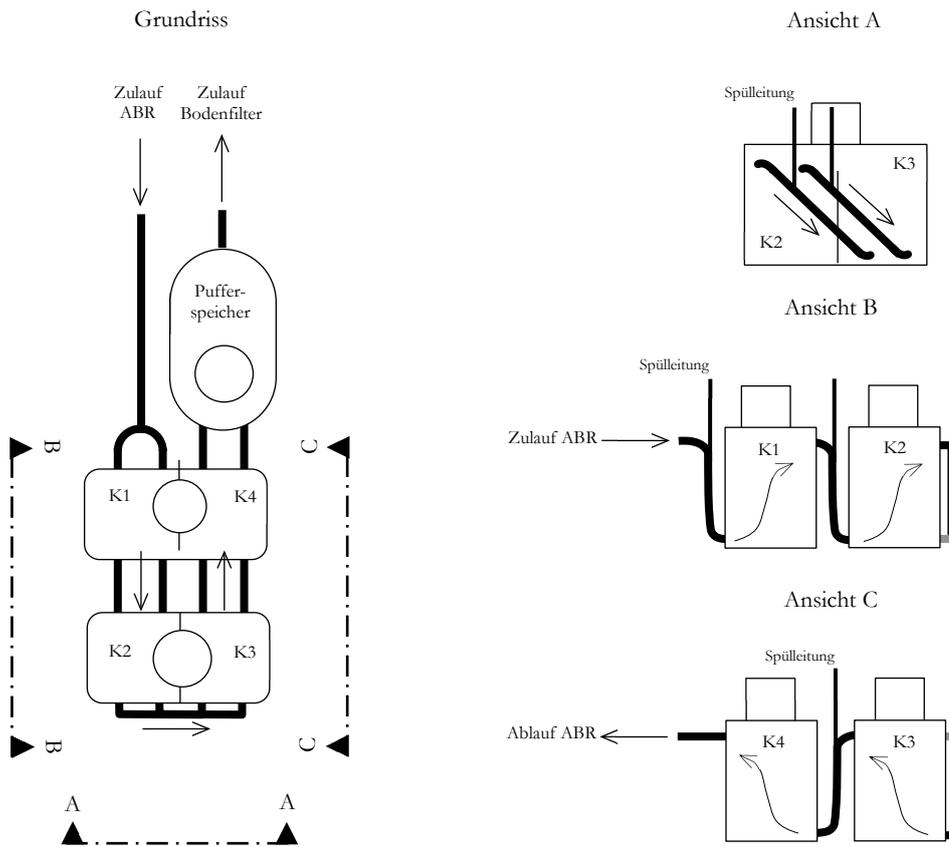


Abbildung X.2: Anordnung der gewählten Behälter zur Errichtung eines ABR für die Varianten D2 und D3

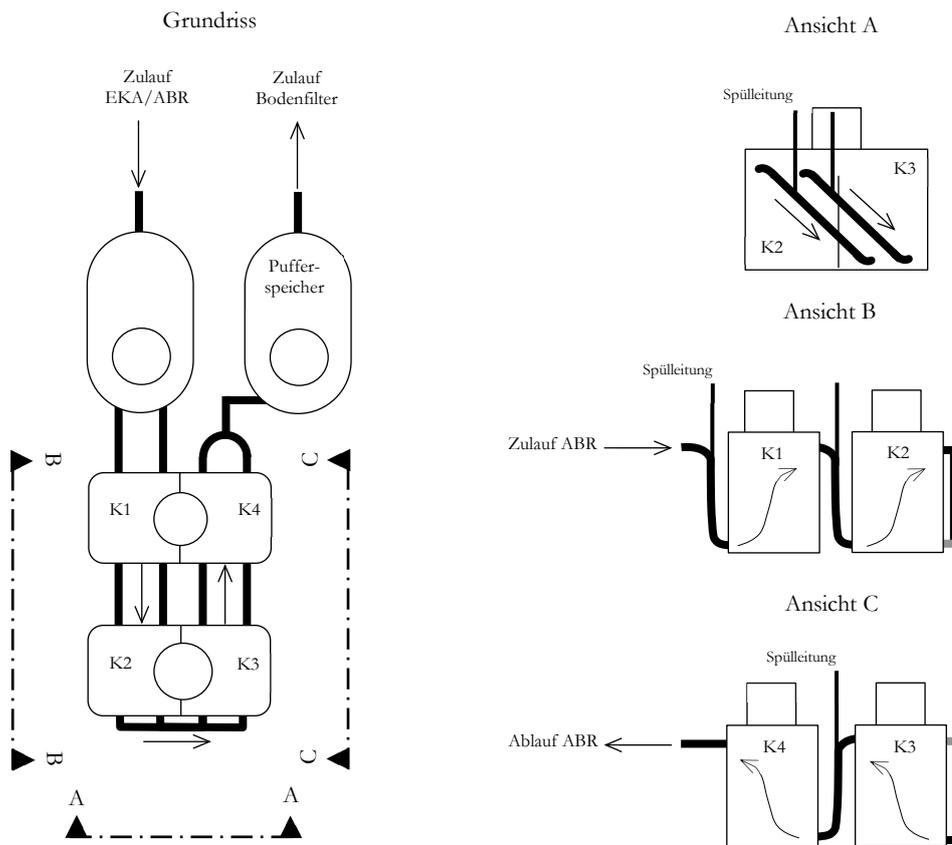


Abbildung X.3: Anordnung der gewählten Behälter zur Errichtung eines ABR mit vorgeschalteter Absetzgrube für Variante D4