



Bauhaus
Universität
Weimar



Technische
Universität
Braunschweig



Landwirt-
schaftliche
Universität
Krakau

Professur
Siedlungswasserwirtschaft

Institut für
Siedlungswasserwirtschaft

Lehrstuhl für Sanitär-
ingenieurwesen und Was-
serwirtschaft

**Abschlussbericht zum Forschungsprojekt:
Az 25007**

**Realisierung eines stoffstromorientierten Abwasser- und Rest-
stoffentsorgungskonzeptes in exponierter Lage unter Berücksichti-
gung objektspezifischer und ortsgebundener Randbedingungen,
insbesondere des Umweltschutzes**

KOMPEX II

Auftraggeber:



Deutsche Bundesstiftung Umwelt
An der Bornau 2
49090 Osnabrück

Projektleitung: Prof. Dr.-Ing. J. Londong
Bauhaus-Universität Weimar
Professur Siedlungswasserwirtschaft

Projektpartner: Prof. Dr.-Ing. N. Dichtl
Technische Universität Carlo Wilhelmina zu Braunschweig
Institut für Siedlungswasserwirtschaft

Dr.-Ing. J. M. Pijanowski
Landwirtschaftliche Universität Krakau
Abteilung für Umwelttechnik und Landesvermessung

Projektbearbeiter: D. Meyer M.Sc. Bauhaus-Universität Weimar
Dr.-Ing. R. Englert Bauhaus-Universität Weimar
Dipl.-Geoökol. D. Klein TU Braunschweig
PD Dr.-Ing. T. Dockhorn TU Braunschweig
Dr. inz. G. Kaczor LU Krakau
Dr. inz. T. Bergel LU Krakau
Dr. inz. Piotr Bugajski LU Krakau

Weimar, April 2011

Projektkennblatt
der
Deutschen Bundesstiftung Umwelt



AZ	25007	Referat	23	Fördersumme	98.000,00 €
----	--------------	---------	-----------	-------------	--------------------

Antragstitel Realisierung eines stoffstromorientierten Abwasser- und Reststoffentsorgungskonzeptes in exponierter Lage unter Berücksichtigung objektspezifischer, ortsgebundener und ökologischer Randbedingungen (erste Projektphase)

Stichworte Verfahren, Abwasser

Laufzeit	Projektbeginn	Projektende	Projektphase(n)
30 Monate	01.10.2008	31.03.2011	1

Zwischenberichte

Bewilligungsempfänger	Bauhaus-Universität Weimar	Tel	03643 / 584615
	Lehrstuhl Siedlungswasserwirtschaft	Fax	03643 / 584648
	Coudraystr. 7	Projektleitung	
	99423 Weimar	Herr Prof. Londong	
		Bearbeiter	

Kooperationspartner Technische Universität Braunschweig, Institut für Siedlungswasserwirtschaft
Pockelstraße 2a, 38106 Braunschweig

Landwirtschaftliche Universität Krakau, Lehrstuhl für Sanitäringenieurwesen und Wasserwirtschaft
Al. Mickiewicza 24/28, PL 30-059 Krakau

Zielsetzung und Anlass des Vorhabens

In landschaftlich reizvoller Umgebung existieren fernab öffentlicher Ver- und Entsorgungssysteme zahlreiche Ausflugsziele mit gastronomischer Einrichtung. Diese Objekte befinden sich oft in exponierter Lage in ökologisch sensiblen Regionen, die häufig besonders empfindlich und anfällig gegen Verunreinigungen jeder Art ist. Aufbauend auf den Erkenntnissen von KOMPEX I soll ein Entsorgungskonzept weiterentwickelt und an ein konkretes Untersuchungsobjekt angepasst werden. Zentrale Elemente des weiterentwickelten Entsorgungskonzeptes sind ein modularer Biofilter zur Abwasserreinigung, eine dem Biofilter vorgeschaltete mechanische Phasenseparation sowie ggf. eine Schlammbehandlung zur Stabilisierung der organischen Reststoffe mit nachgeschalteter Entwässerung und Trocknung.

Darstellung der Arbeitsschritte und der angewandten Methoden

Während die Bauhaus-Universität Weimar den Fragestellungen zur Weiterentwicklung der Abwasserreinigung mittels modularen Biofilters nachgeht, untersucht die Technische Universität Braunschweig geeignete Methoden zur Reststoffbehandlung. Bezüglich der Abwasserreinigung sollen in drei Betriebsphasen Wissenslücken, insbesondere in Bezug auf die Leistungsfähigkeit eines modularen Biofilters bei erhöhter Urinbelastung und im Hinblick auf die Bilanzierung des Überschussschlammes, geschlossen werden. Eine besondere Bedeutung ist der möglichst weitgehenden Phasentrennung schon bei der Abwassersammlung beizumessen, die sowohl für die Abwasserreinigung mittels Biofilter (möglichst feststoffreies Abwasser) als auch für die Klärschlammbehandlung (möglichst feststoffreicher Schlamm) von Vorteil ist. Ferner ist die Frage zu klären, wie die Klärschlammmentnahme in hygienisch unbedenklicher Weise erfolgen kann. Beim Themenkomplex Reststoffbehandlung stehen Untersuchungen zur Weiterentwicklung von Verfahren zur Schlammstabilisierung, Entwässerung, Trocknung und Verbrennung im Fokus.

Parallel zu diesen Untersuchungen wird von der Landwirtschaftlichen Universität Krakau anhand von Recherchen und vor Ort Begehungen nach einem geeigneten Objekt für die großtechnische Umsetzung eines solchen Abwasser- und Reststoffentsorgungskonzeptes in einer nachfolgenden Projektphase gesucht. Dabei sollen objektspezifische Daten erfasst und hinsichtlich ihrer Relevanz bewertet werden.

In Zusammenarbeit aller Kooperationspartner soll ein angepasstes Entsorgungskonzept für das favorisierte Objekt erarbeitet werden.

Ergebnisse und Diskussion

Der Ausgangspunkt waren die Ergebnisse des Projektes KOMPEX (Az: 21537), aus denen ein robustes, energiesparendes und vor allem wartungsarmes System hervorging, welches im Rahmen der Forschungsarbeiten im Projekt KOMPEX II entsprechend modifiziert und in Langzeitversuchen getestet wurde. Damit konnten bestehende Wissenslücken, insbesondere in Bezug auf die Leistungsfähigkeit eines modularen Biofilters bei erhöhter Urinbelastung und im Hinblick auf die Bilanzierung des Überschussschlammes, weitestgehend geschlossen werden. Durch den Einsatz eines anorganischen Filtermaterials wird die beim Kompostfiltermaterial beobachtete Auswaschung von abgebautem organischem Filtermaterial verhindert. Der refraktäre CSB im Reaktorablauf konnte soweit minimiert werden, dass eine Einhaltung nach Anhang 1; Tabelle 1 der Richtlinie Des Rates über die Behandlung von kommunalem Abwasser [91/271/EWG] ($CSB \leq 125 \text{ mg O}_2/\text{L}$; $BSB_5 \leq 25 \text{ mg O}_2/\text{L}$) ohne Nachbehandlung möglich ist. Auch bei dem Aspekt der Kolmationsgefahr sind die anorganischen Filtermaterialien dem Kompost überlegen. Die gewählte Verfahrensweise mit vorgeschalteter Denitrifikation erwies sich insbesondere für die Elimination sauerstoffzehrender Substanzen als vorteilhaft. In Verbindung mit einer weitgehenden Stickstoffelimination konnten die geforderten Ablaufwerte beim BSB_5 ($< 25 \text{ mg/L}$) nach dem Denitrifikationsmodul stabil eingehalten werden. Somit wurde das gewünschte Ziel erreicht, die aerobe Stufe primär zur Nitrifikation zu nutzen. Insgesamt konnte eine CSB-Eliminationsrate $\eta_{CSB} = 82\%$ erreicht werden und die Ablaufwerte lagen im Mittel bei 53 mg/L (Grenzwert $CSB \leq 125 \text{ mg O}_2/\text{L}$). Ferner wurden Bemessungsgrundsätze und betriebliche Empfehlungen abgeleitet, mit denen eine sichere CSB- und Nährstoffelimination gewährleistet werden kann. Der technische Aufbau der Anlage sowie deren Funktionsstabilität konnte insbesondere im Hinblick auf die Betriebssicherheit und -stabilität optimiert werden.

Beim Themenkomplex Reststoffbehandlung deuten Erfahrungen aus Literatur und Praxis darauf hin, dass die Verfahrenskombination „Absetzbecken und filtrierende Schwimmschlammdecke“ unter den gegebenen Rahmenbedingungen kaum für einen stabilen Betrieb und eine sichere Feststoffabtrennung geeignet ist. Aus diesem Grund wird letztlich eine konventionelle Mehrkammergrube zur Umsetzung am Standort empfohlen. Versuche zur natürlichen Trocknung haben gezeigt, dass das Verfahren grundsätzlich gut zur Schlammbehandlung geeignet ist. Im Rahmen des Projektes wurde unter anderem die Leistungsfähigkeit des Verfahrens untersucht und die optimale Schichtdicke bestimmt. Die Kombination von Filtration und Trocknung hat sich als sinnvoll und praktikabel herausgestellt. Im Rahmen des Projektes wurden Durchflussmengen und Trocknungsdauer bestimmt und aufeinander abgestimmt, sodass Richtwerte für die Bemessung vorliegen.

Zur großtechnischen Umsetzung des Entsorgungskonzeptes wurde im westlichen Teil des Tatra Nationalparks ein geeignetes Objekt erkundet. Aufgrund ihrer überregionalen Bedeutung, hoher Frequentierung durch Wanderer und des erheblichen Handlungsbedarfs hinsichtlich veralteter Abwassertechnik wurde die Herberge „Polana Chocholowska“ als geeignetes Untersuchungsobjekt ausgewählt, auch wenn sich die Rohabwassercharakteristik in Teilbereichen von typischen „Extremstandorten“ unterscheidet. Die letztlich vorgeschlagene Verfahrenskombination zur Ertüchtigung der Abwasserreinigung mit Urinseparation und solarer Schlamm Trocknung ergibt sich aus den Randbedingungen des untersuchten Objektes.

Öffentlichkeitsarbeit und Präsentation

Erste Ergebnisse wurden auf dem Internationalen Workshop im Rahmen des Projektes im Mai 2009 auf der Herberge „Polana Chocholowska“ im Tatra Nationalpark bei Zakopane (Polen) vorgestellt und diskutiert. Weitere Veröffentlichungen werden angestrebt.

Fazit

Das letztlich vorgeschlagene Entsorgungskonzept für das untersuchte Objekt basiert auf einer Sanierung der vorhandenen Anlagen zur Abwasser- und Reststoffentsorgung. Nach Auswertung der sondierenden Untersuchungen vor Ort konnte festgestellt werden, dass die qualitativen und quantitativen Schwankungen beim Abwasseranfall nicht dem typischen Verlauf an gering bewirtschafteten Berghütten in exponierten Lagen entsprechen. Zudem ist die Energieversorgung durch die Nutzung von Wasserkraft als unproblematisch anzusehen. Durch eine Urinseparation auf den öffentlichen Toiletten könnte diese Spitzenbelastung durch Stickstoff verringert werden. Eine vertiefte Untersuchung der Verfahrenskombination (modularer Biofilter; solare Schlamm Trocknung) im Rahmen eines Pilotprojektes an einem Standort, an dem Betrieb, Weiterentwicklung und Optimierung des Verfahrens gewährleistet sind, lässt einen weiteren, deutlichen Erkenntnisgewinn erwarten.

Inhaltsverzeichnis

1	Problemstellung und Zielsetzung	14
2	Zusammenfassung der Ergebnisse aus dem Projekt „KOMPEX“	17
3	Herangehensweise	21
4	Objektauswahl zur Umsetzung des Konzeptes im Nationalpark Hohe Tatra 25	
4.1	Vorgehen bei der Auswahl des Untersuchungsobjektes	25
4.2	Charakteristik des Nationalparks Hohe Tatra	27
4.3	Beschreibung des Untersuchungsobjektes	29
5	Experimenteller Teil zum modularen Biofilter	32
5.1	Material und Methoden	32
5.1.1	Konzeption und Konfiguration der Versuchsanlage	32
5.1.2	Verwendete Abwässer	37
5.1.3	Verwendetes Filtersubstrat	41
5.1.4	Analytik in der Abwässer und Schlämme	42
5.1.5	Grundlagen zur Ermittlung der Anlagenreinigungsleistung	43
5.2	Einfahrphase; Entwicklung der Reinigungsleistung	47
5.2.1	Beschickungsregime (hydraulische Belastung)	47
5.2.2	Stoffliche Belastung	48
5.2.3	Erzielte Reinigungsleistung nach Einfahrphase	49
5.2.4	Betriebsprobleme	57
5.3	Betriebsphase zur Optimierung der Anlagenkonfiguration und des Beschickungsregimes / Einfluss der Rezirkulation	58
5.3.1	Beschickungsregime (hydraulische Belastung, Rezirkulation)	58
5.3.2	Stoffliche Belastung	59
5.3.3	Erzielte Reinigungsleistung	61
5.4	Betriebsphase zur Mitbehandlung von Urin	69
5.4.1	Beschickungsregime	69
5.4.2	Stoffliche Belastung	71
5.4.3	Erzielte Reinigungsleistung	72
5.5	Überschussschlammanfall	87
5.6	Bemessungsgrundlagen für den Einsatz an Extremstandorten	92
5.7	Fazit zur Abwasserbehandlung mittels modularem Biofilter	95
6	Teilbereich Schlammbehandlung	97
6.1	Bewertung verschiedener Verfahren zur Phasentrennung	97
6.2	Schlammbehandlung in Trockenbeeten	99

6.2.1	Bestimmung der optimalen Schichtdicke	100
6.2.2	Kombination von Schlammverdickung und Entwässerung.....	105
6.3	Mikrowellentrocknung.....	109
6.4	Gefrierkonditionierung.....	110
6.5	Fazit „Schlammbehandlung“	115
7	Machbarkeitsstudie	117
7.1	Bestandsaufnahme der Infrastruktur und Bewertung der Abwassersituation am ausgewählten Untersuchungsobjekt	117
7.1.1	Bestandsaufnahme der Infrastruktur.....	117
7.1.2	Abwassercharakteristik am Untersuchungsobjekt.....	122
7.2	Dimensionierung und Auslegung der Module zur Abwasserentsorgung ..	135
7.2.1	Auslegung der Vorklärung	138
7.2.2	Modularer Biofilter.....	139
7.2.3	Membranbelebungsanlage.....	142
7.2.4	Sanierung bzw. Optimierung der vorhandenen konventionellen Belebungsanlage.....	143
7.2.5	Schlammwässerungsbeete	144
7.2.6	Mikrowellenschlammtrocknung	145
7.2.7	Abtransport des Schlammes	146
8	Variantenvergleich	148
8.1	Abwasserbehandlung.....	148
8.1.1	Kriterium 1: Flächen- und Raumbedarf	148
8.1.2	Kriterium 2: Jahreskosten	150
8.1.3	Kriterium 3: Energie	153
8.1.4	Kriterium 4: Gewässerbelastung.....	154
8.1.5	Kriterium 5: Betrieb	155
8.1.6	Kriterium 6: Verbreitungspotential, Innovation und Übertragbarkeit....	156
8.2	Schlammbehandlung.....	157
8.2.1	Kriterium 1: Flächen- und Raumbedarf	157
8.2.2	Kriterium 2: Investitionen und Betriebskosten.....	158
8.2.3	Kriterium 3: Energie	159
8.2.4	Kriterium 4: Umwelt.....	160
8.2.5	Kriterium 5: Betrieb	161
8.2.6	Kriterium 6: Innovation und Übertragbarkeit	161
8.3	Variantenvergleich und Empfehlung.....	161
9	Fazit.....	165

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 3-1:	Weiterentwickelte Verfahrenskonzeption	21
Abbildung 4-1:	Lage des Untersuchungsobjektes im Tatrzanski Park Narodowy	27
Abbildung 5-1:	Schematischer Versuchsaufbau und Konfiguration der Versuchsanlage	34
Abbildung 5-2:	Zwischen- bzw. Nachklärbecken zur Überschussschlammabtrennung.....	35
Abbildung 5-3:	Stoffliche Zusammensetzung des verwendeten Schmutzwassers	38
Abbildung 5-4:	Erfassung des Urins aus wasserlosen Herrenurinalen (oben links); separate Ableitung (unten links) und Speicherung in einem Edelstahltank (rechts)	39
Abbildung 5-5:	Stoffliche Zusammensetzung des gesammelten Urins	40
Abbildung 5-6:	aerob betriebenes Modul mit Prallplattenverteilung auf Blähglasgranulat	42
Abbildung 5-7:	Hydraulische Belastung der Biofilteranlage während der Einfahrphase	48
Abbildung 5-8:	CSB- (oben) und BSB ₅ -Konzentrationen im Zulauf und Ablauf während der Einfahrphase	50
Abbildung 5-9:	CSB- und BSB ₅ -Eliminationsrate in Abhängigkeit von der Belastung	51
Abbildung 5-10:	Ganglinien der Stickstoffparameter TKN (oben) und NH ₄ -N; NO ₃ -N und NO ₂ -N (unten) während der Einfahrphase.....	54
Abbildung 5-11:	NH ₄ -N-Eliminationsrate in Abhängigkeit der NH ₄ -N-Raubelastung	55
Abbildung 5-12:	Ganglinien der Säurekapazität und des pH-Wertes während der 1. Betriebsphase	56
Abbildung 5-13:	NO ₃ -N-Eliminationsrate in Abhängigkeit der NO ₃ -N-Raubelastung	57
Abbildung 5-14:	Hydraulische Belastung der Biofilteranlage während der Optimierungsphase	59
Abbildung 5-15:	Ganglinien der Raumbelastungen verschiedener Parameter während der 2. Betriebsphase	60
Abbildung 5-16:	CSB- (oben) und BSB ₅ -Konzentrationen im Zulauf, Ablauf und Ablauf des Denitrifikationsmoduls (BSB ₅) während der Optimierungsphase	62
Abbildung 5-17:	CSB- und BSB ₅ -Eliminationsrate in Abhängigkeit von der Belastung	63

Abbildung 5-18:	Ganglinien der Stickstoffparameter TKN (oben) und $\text{NH}_4\text{-N}$; $\text{NO}_3\text{-N}$ und $\text{NO}_2\text{-N}$ (unten) während der Optimierungsphase.....	65
Abbildung 5-19:	$\text{NH}_4\text{-N}$ -Eliminationsrate in Abhängigkeit der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Raumbelastung während der 2. Betriebsphase	66
Abbildung 5-20:	Ganglinien des pH-Wertes und der Säurekapazität während der 2. Betriebsphase	67
Abbildung 5-21:	$\text{NO}_3\text{-N}$ -Eliminationsrate in Abhängigkeit der $\text{NO}_3\text{-N}$ -Raumbelastung während der 2. Betriebsphase	68
Abbildung 5-22:	Hydraulische Belastung der Biofilteranlage während der 3. Betriebsphase	70
Abbildung 5-23:	Ganglinien der Raumbelastungen verschiedener Parameter während des 1. Abschnittes der 3. Betriebsphase	72
Abbildung 5-24:	CSB- (oben) und BSB_5 -Konzentrationen im Zulauf, Ablauf und Ablauf des Denitrifikationsmoduls (BSB_5) während der 3. Betriebsphase (1. Abschnitt)	74
Abbildung 5-25:	CSB –Eliminationsrate der Biofilteranlage in Abhängigkeit von der Raumbelastung.....	75
Abbildung 5-26:	BSB_5 -Eliminationsrate des Denitrifikationsmoduls in Abhängigkeit von der Raumbelastung	76
Abbildung 5-27:	$\text{NO}_3\text{-N}$ -Eliminationsrate in Abhängigkeit der $\text{NO}_3\text{-N}$ -Raumbelastung während der 3. Betriebsphase (1. Abschnitt)	77
Abbildung 5-28:	Ganglinien der Stickstoffparameter TKN (oben) und $\text{NH}_4\text{-N}$; $\text{NO}_3\text{-N}$ und $\text{NO}_2\text{-N}$ (unten) während der 3. Betriebsphase (1. Abschnitt)	78
Abbildung 5-29:	$\text{NH}_4\text{-N}$ -Eliminationsrate in Abhängigkeit der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Raumbelastung während der 3. Betriebsphase (1. Abschnitt)	79
Abbildung 5-30:	Ganglinien des pH-Wertes und der Säurekapazität während des 1. Abschnittes der 3. Betriebsphase	81
Abbildung 5-31:	Ganglinien des pH-Wertes und der Säurekapazität während des 2. Abschnittes der 3. Betriebsphase	83
Abbildung 5-32:	Ganglinien der Stickstoffparameter $\text{NH}_4\text{-N}$; $\text{NO}_3\text{-N}$ und $\text{NO}_2\text{-N}$ während der 3. Betriebsphase (2. Abschnitt)	84
Abbildung 5-33:	Ganglinie der Gesamt-Phosphor-Konzentrationen im 1. Abschnitt der 3. Betriebsphase	85
Abbildung 5-34:	Ganglinie der Gesamt-Phosphor-Konzentrationen im 2. Abschnitt der 3. Betriebsphase	86
Abbildung 5-35:	Plexiglasrohr an der Kegelspitze eines Zwischenklärbeckens	87
Abbildung 6-1:	Die verwendeten Trockenbeete (rechts: tiefe; links: flache Beete)100	

Abbildung 6-2 und Abbildung 6-3:	Die flachen Trockenbeete (links: eingedickter Schlamm; rechts: Belebtschlamm mit kurzzeitigem Wasserüberstand direkt nach Schlammzugabe).....	101
Abbildung 6-4:	Trocknungsverlauf des Belebtschlammes im tiefen bzw. flachen Beet.....	102
Abbildung 6-5:	Trocknungsverlauf der beiden Schlämme in den flachen Beeten	103
Abbildung 6-6:	Versuchsaufbau zur Bestimmung von Filtergeschwindigkeit und –menge.....	106
Abbildung 6-7:	Füllstandänderung (Filtrationsgeschwindigkeit) im Zeitverlauf...	107
Abbildung 6-8:	CSB-Konzentrationen im Filtrat zu verschiedenen Messzeitpunkten.....	108
Abbildung 6-9:	Benötigte Energie zur Entfernung von 1 kg Wasser bei verschiedenen (Rest-)TR-Gehalten (KOMPEX I).....	110
Abbildung 6-10:	Eingedickter Überschussschlamm nach dem Auftauen.....	111
Abbildung 6-11:	Bestimmung des Kennwertes TR(A); nicht konditionierter Schlamm.....	112
Abbildung 6-12:	Bestimmung des Kennwertes TR(A); gefrierkonditionierter Schlamm.....	112
Abbildung 6-13:	Gefrierkonditionierter (links) und unbehandelter eingedickter ÜS-Schlamm im Trockenbeet.....	113
Abbildung 6-14:	Trocknungsverläufe von konditioniertem und nicht-konditioniertem Schlamm.....	114
Abbildung 6-15:	Gefrierkonditionierter Schlamm im Trockenbeet nach 12 Tagen Trocknungsdauer.....	115
Abbildung 7-1:	Trinkwasserversorgung der Berghütte Polana Chocholowska durch den Bobrowiecki Bach (Quelle: Wanderkarte des Nationalparks Hohe Tatra; Maßstab 1:25.000).....	117
Abbildung 7-2:	Wasserzähler der Herberge.....	118
Abbildung 7-3:	TW-Anschluss im Kläranlagengebäude.....	118
Abbildung 7-4:	TW-Zufluss zur Wasserstrahlpumpe.....	118
Abbildung 7-5:	Einstau des Abwasserschacht 12.....	120
Abbildung 7-6:	Abwasseraustritt.....	120
Abbildung 7-7:	Abwasserpilze im Gebirgsbachlauf.....	121
Abbildung 7-8:	Mündung der Abwasserleitung in den Vorfluter.....	121
Abbildung 7-9:	Rechen zur Feststoffabtrennung.....	122
Abbildung 7-10:	Zulauf zum Belebungsbecken.....	122
Abbildung 7-11:	Schwimmschlammaustrag.....	122
Abbildung 7-12:	Schlamm im AS9.....	122

Abbildung 7-13:	Lageplan des vorhandenen Abwasserentsorgungssystems	124
Abbildung 7-14:	Anzahl der Übernachtungen im Untersuchungszeitraum	127
Abbildung 7-15:	Trinkwasserverbrauch im Tagesverlauf	128
Abbildung 7-16:	Täglicher Trinkwasserverbrauch am Wasserzähler (jeweils linke Säule) und abzüglich des Wasserverbrauchs der Belüftungspumpe (jeweils rechte Säule)	129
Abbildung 7-17:	Mittelwerte der Schmutzstoffkonzentrationen während der Hauptuntersuchung vom 29.08. bis 04.09.2009.....	131
Abbildung 8-1:	Vergleich der Abwasserreinigungsverfahren.....	162
Abbildung 8-2:	Vergleich der Schlammbehandlungsverfahren	163

Tabellenverzeichnis

Tabelle 4-1:	Übersicht über die Nationalparks in Polen	26
Tabelle 4-2:	Trinkwasserentnahmepunkte der Herberge „Polana Chocholowska“	31
Tabelle 5-1:	Konzentrationsangaben für Urin nach [DWA, 2008]	41
Tabelle 5-2:	Messanalytisch bestimmte Parameter aus den Zu- und Ablaufproben	43
Tabelle 5-3:	Messanalytisch bestimmte Parameter aus den Schlammproben	43
Tabelle 5-4:	Gegenüberstellung von berechneter und gemessenen Säurekapazität im Ablauf der Biofilteranlage in verschiedenen Perioden der 3. Betriebsphase	81
Tabelle 5-5:	Chronologie zum Überschussschlammabzug	89
Tabelle 5-6:	Überschussschlammfall	90
Tabelle 5-7:	Überschussschlammproduktion berechnet über CSB-Elimination ...	91
Tabelle 5-8:	Berechnungen zur Phosphorbilanz	91
Tabelle 5-9:	Berechnung der Phosphorgehalte in der Biomasse	92
Tabelle 6-1:	Rahmenbedingungen der Versuche im Trockenbeet	101
Tabelle 6-2:	Rahmenbedingungen und Kapazitäten verschiedener natürlicher bzw. solarer Trocknungsverfahren im Vergleich	104
Tabelle 6-3:	Übersicht über die verwendeten Filtermaterialien	105
Tabelle 6-4:	Filtratmengen innerhalb verschiedener Zeiträume [L/m ²]	107
Tabelle 6-5:	TR der untersuchten Schlämme bei verschiedenen Zentrifugationsintensitäten	111
Tabelle 7-1:	Trinkwasserverbrauch in den Nachtstunden	119
Tabelle 7-2:	Ergebnisse der Benutzerzählung vom 02.09.2009 und 03.09.2009	126
Tabelle 7-3:	CSB- und BSB ₅ -Frachten im Rohabwasser	132
Tabelle 7-4:	NH ₄ -N- und TKN-Frachten im Rohabwasser (TKN/NH ₄ -N = 1,6) ...	134
Tabelle 7-5:	Abwasseranfall durch den Herbergsbetrieb	134
Tabelle 7-6:	Ausgewählte Sanitärtechnik und deren Stoffströme	136
Tabelle 7-7:	Einwohnerspezifische Frachten für Urin aus [DWA, 2008]	137
Tabelle 7-8:	Nutzerspezifische Frachten für Urin	137
Tabelle 7-9:	Bemessungsfracht für die Module der Abwasserentsorgung	138
Tabelle 7-10:	Bemessungsfracht der Abwasserentsorgung im Ablauf der Vorklärung	139
Tabelle 7-11:	Bemessungsergebnisse und Eingangsdaten Membranbelebungs ..	143
Tabelle 7-12:	(Nach)bemessung der konventionellen Belebungs	144
Tabelle 7-13:	Eingangsdaten für die Schlammbehandlung in Trockenbeeten	145

Tabelle 7-14:	Flächenbedarf für die Variante „Trockenbeet“	145
Tabelle 7-15:	Eingangsdaten für die Schlammbehandlung in der Mikrowelle	146
Tabelle 7-16:	Kenndaten der Variante „Schlammtransport“	147
Tabelle 8-1:	Kriterienkatalog zum Vergleich der Reinigungs- und Schlammbehandlungsvariante	148
Tabelle 8-2:	Flächenbedarf der Abwasserreinigung	149
Tabelle 8-3:	Raumbedarf der Abwasserreinigung	149
Tabelle 8-4:	Investitionen für die Abwasserreinigungsvarianten	151
Tabelle 8-5:	Laufende Kosten für die Abwasserreinigungsvarianten	152
Tabelle 8-6:	Bewertung der Abwasserreinigungsvarianten nach Jahreskosten .	153
Tabelle 8-7:	Bewertung der Abwasserreinigungsvarianten hinsichtlich des Kriteriums „Energie“	154
Tabelle 8-8:	Flächen- und Raumbedarf der Schlammbehandlungsvarianten	157
Tabelle 8-9:	Investitionen der Schlammbehandlungsvarianten	158
Tabelle 8-10:	Bewertung der Schlammbehandlungsvarianten hinsichtlich des Kriteriums „Investitionen und Betriebskosten“	159
Tabelle 8-11:	Energiebedarf der Schlammbehandlungsvarianten	160
Tabelle 8-12:	Bewertung der Schlammbehandlungsvarianten hinsichtlich des Kriteriums „Umwelt“	160
Tabelle 8-13:	Bewertung der Schlammbehandlungsvarianten hinsichtlich des Kriteriums „Betrieb“	161
Tabelle 8-14:	Bewertung der Schlammbehandlungsvarianten hinsichtlich des Kriteriums „Innovation“	161

Zusammenfassung

In diesem Abschlussbericht werden die Ergebnisse des von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU) geförderten Forschungsprojektes „Realisierung eines stoffstromorientierten Abwasser- und Reststoffentsorgungskonzeptes in exponierter Lage unter Berücksichtigung objektspezifischer und ortsgebundener Randbedingungen, insbesondere des Umweltschutzes“ (KOMPEX II; Az: 25007) vorgestellt. Das Projekt wurde von der Bauhaus-Universität Weimar, der Technischen Universität Braunschweig und Landwirtschaftlichen Universität Krakau durchgeführt.

Ziel war es, ein dezentrales Abwasser- und Reststoffentsorgungskonzept für Ausflugsziele in exponierter Lage (Extremstandorte) verfahrenstechnisch weiterzuentwickeln. Zudem sollte ein geeignetes Objekt in der Małopolska zur großtechnischen Umsetzung des Entsorgungskonzeptes in einer zukünftigen Projektphase erkundet, und eine Empfehlung zu dessen Realisierung erarbeitet werden.

Die Untersuchungen bauten auf dem Projekt KOMPEX (Az: 21537) auf, aus denen ein robustes, energiesparendes und vor allem wartungsarmes System hervorging, welches im Rahmen der Forschungsarbeiten im Projekt KOMPEX II entsprechend modifiziert und getestet wurde. Hierbei konnten Wissenslücken insbesondere in Bezug auf die Leistungsfähigkeit eines modularen Biofilters bei erhöhter Urinbelastung und im Hinblick auf die Bilanzierung des Überschussschlammes geschlossen werden. Es wurden Bemessungsgrundsätze und betriebliche Empfehlungen abgeleitet, mit denen eine sichere CSB- und Nährstoffelimination gewährleistet werden kann. Der technische Aufbau der Anlage sowie deren Funktionsstabilität konnte insbesondere im Hinblick auf die Betriebssicherheit und -stabilität optimiert werden.

Während die Bauhaus-Universität Weimar den Fragestellungen zur Weiterentwicklung der Abwasserreinigung nachging, untersuchte die TU Braunschweig geeignete Methoden zur Reststoffbehandlung. Es wurden verschiedene Verfahren zur Klärschlammbehandlung auf Berghütten in der Praxis untersucht sowie theoretisch anhand von Literaturangaben bewertet. Insbesondere für die natürlichen Trocknungsverfahren konnten Betriebs- und Bemessungskriterien abgeleitet werden; darüber hinaus konnten Empfehlungen zur Fest-/Flüssig-Trennung und zur Vorklärung hergeleitet werden. Die Kombination von Filtration und Trocknung hat sich für Extremstandorte als sinnvoll und praktikabel herausgestellt.

Der Universität Krakau kam die Aufgabe zu, ein geeignetes Objekt in der Małopolska zur großtechnischen Umsetzung des Entsorgungskonzeptes zu erkunden. Bei einer umfangreichen Recherche und Begehungen vor Ort wurden objektspezifische Daten erfasst und hinsichtlich ihrer Relevanz bewertet. Aufgrund ihrer überregionalen Bedeutung, hoher Frequentierung durch Wanderer und des erheblichen Handlungsbedarfs hinsichtlich veralteter Abwassertechnik wurde die Herberge „Polana Chochołowska“ als geeignetes Untersuchungsobjekt ausgewählt. In späteren Messreihen stellte sich heraus, dass sich die Rohabwassercharakteristik in Teilbereichen von typischen „Extremstandorten“ unterscheidet. Außergewöhnlich ist bei der Herberge „Polana Chochołowska“, dass diese über eine eigene Wasserkraftanlage zur Erzeugung elektrischer Energie verfügt.

Die letztlich vorgeschlagene Verfahrenskombination zur Ertüchtigung der Abwasserreinigung mit Urinseparation und solarer Schlamm-trocknung ergibt sich aus den Randbedingungen des untersuchten Objektes.

1 Problemstellung und Zielsetzung

Ausflugziele in landschaftlich reizvoller Umgebung sind touristische Attraktionen mit hohem Stellenwert. Insbesondere bei schönem Wetter können sich täglich mehrere tausend Menschen im Umkreis solcher Ausflugsziele bewegen, die somit eine den steigenden Mindestansprüchen der Besucher entsprechende, zeitgemäße Ver- und Entsorgung benötigen. In Abhängigkeit vom Bewirtschaftungsgrad stellt dies den Betreiber der Einrichtung vor große Probleme, vor allem deshalb, weil bei exponierten Lagen der Anschluss an öffentliche Ver- und Entsorgungsnetze oftmals nicht möglich oder wirtschaftlich nicht tragbar ist.

Insbesondere die Lösung des Abwasser- und Reststoffentsorgungsproblems gestaltet sich schwierig. Denn charakteristisch für Ausflugziele in exponierter Lage ist, dass die meisten Besucher (Tagesgast- kurzer Aufenthalt) lediglich urinieren, was in Verbindung mit wassersparender Sanitärtechnik und dem fehlenden Grau- und Fremdwasseranteil eine im Vergleich zu kommunalem Abwasser außergewöhnliche Abwasserzusammensetzung zur Folge hat. Für gewöhnlich ist das Angebot an abbaubaren Kohlenstoffverbindungen in Bezug auf die Stickstoff- und Phosphorkonzentration derart gering, dass eine biologische Reinigung dieser Abwässer von vornherein an Grenzen stößt. Demgegenüber wird aber eine weitgehende Reinigung der anfallenden Abwässer für notwendig erachtet, weil die Umgebung, in der sich die Ausflugziele befinden, häufig besonders empfindlich und anfällig gegen Verunreinigungen jeder Art ist. In diesem Zusammenhang werden auch die Entsorgungsprobleme der bei der Abwasserreinigung unweigerlich anfallenden Klärschlämme offensichtlich. Deren Ausbringung vor Ort ist oftmals verboten, der Abtransport größerer Mengen zur Mitbehandlung in kommunalen Kläranlagen ist nicht zuletzt aufgrund eingeschränkter Zugangs- und Transportmöglichkeiten sehr kostspielig.

In dem von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU) geförderten Forschungsvorhaben „KOMPEX“ (AZ 21537) hat die Bauhaus-Universität Weimar (BUW) in Kooperation mit der Technischen Universität Braunschweig (TUB) und der Materialforschungs- und -prüfanstalt (MFPA) ein alternatives Verfahrenskonzept zur Abwasser- und Reststoffentsorgung in exponierten Lagen erprobt, das einen Kompromiss aus einfacher Bedienbarkeit und hoher Leistungsfähigkeit darstellt. Hinsichtlich der Reststoffminimierung wurden konventionelle wie innovative Verfahren der Klärschlammbehandlung und -entsorgung erfolgreich getestet.

Aufbauend auf den dabei gewonnen Erkenntnissen soll das Verfahrenskonzept weiterentwickelt und pilottechnisch untersucht werden. Zentrale Elemente des weiterentwickelten Verfahrenskonzeptes sind ein modularer Biofilter zur Abwasserreinigung, eine dem Biofilter vorgeschaltete mechanische Phasenseparation sowie ggf. ein separater Faulraum zur Stabilisierung der organischen Reststoffe mit nachgeschalteter Entwässerung und Trocknung (vgl. Abbildung 3-1). Entsprechende Langzeitversuche sollen Wissenslücken, insbesondere in Bezug auf die Leistungsfähigkeit des modularen Biofilters bei erhöhter Urinbelastung und im Hinblick auf die Bilanzierung des Überschussschlammes, schließen. Eine besondere Bedeutung ist der mög-

lichst weitgehenden Phasentrennung schon bei der Abwassersammlung beizumessen, die sowohl für die Abwasserreinigung mittels Biofilter (möglichst feststofffreies Abwasser) als auch für die Klärschlammbehandlung (möglichst feststoffreicher Schlamm) von Vorteil ist. Ferner ist die Frage zu klären, wie die Klärschlamm-entnahme in hygienisch unbedenklicher Weise erfolgen kann.

Ziel der Untersuchungen in der ersten Phase des Projektes ist die verfahrenstechnische Weiterentwicklung der einzelnen Komponenten:

- modularer Biofilter zur Abwasserreinigung,
 - vorgeschaltete Phasenseparation, und
 - Entwässerung und Trocknung der anfallenden Schlämme,
- sowie die Optimierung ihres Zusammenspiels.

Im Bereich Abwasserbehandlung werden folgende Fragestellungen zu beantworten sein:

- Lässt sich durch die Verwendung anorganischer Filtersubstrate der refraktäre CSB im Reaktorablauf soweit minimieren, dass eine Einhaltung nach Anhang 1; Tabelle 1 der Richtlinie Des Rates über die Behandlung von kommunalem Abwasser [91/271/EWG] ($CSB \leq 125 \text{ mg O}_2/\text{L}$; $BSB_5 \leq 25 \text{ mg O}_2/\text{L}$) ohne Nachbehandlung möglich ist?
- Wie ist eine geeignete Vorrichtung zum Abtrennen des Überschussschlammes zu dimensionieren, zu konstruieren und zu betreiben?
- Inwieweit lässt sich mit einem aufwärts durchströmten ersten Modul eine Denitrifikation bzw. eine biologische Stickstoffelimination erreichen?
- Wirkt sich eine dem Bioreaktor nachgeschaltete Phosphatadsorberstufe aus Kalkstein positiv hinsichtlich einer Phosphorelimination und dem Rückgewinn von Säurekapazität auf das Gesamtsystem aus?

Die zum Themenkomplex Schlammbehandlung zu beantwortenden Fragen lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

- Wie lässt sich eine möglichst weitgehende Phasentrennung schon bei der Abwassersammlung bzw. -speicherung realisieren und wie ist diese zu betreiben?
- Wie hoch sollte der Schlammfeststoffgehalt beim Ausbringen auf das Trockenbeet sein und welche Höhe darf die Schlammschicht maximal haben, um eine optimale Trocknung zu gewährleisten?
- Wie sollte so ein Trockenbeet konstruiert sein und wie erfolgt die Beschickung und Räumung des Beetes im praktischen Betrieb?
- Wie lässt sich der Automatisierungsgrad der Mikrowellentrocknungsanlage weiter erhöhen, um einen störungsfreien sicheren Betrieb mit einem Minimum an Personaleinsatz zu gewährleisten?
- Welche Dimensionierungskriterien und -ansätze sind für die einzelnen Behandlungsverfahren anzuwenden?

Parallel zu diesen Untersuchungen wird von der Landwirtschaftlichen Universität Krakau (LUK) nach einem geeigneten Objekt für die großtechnische Umsetzung eines solchen Abwasser- und Reststoffentsorgungskonzeptes in einer nachfolgenden Projektphase gesucht. Für dieses Objekt werden, basierend auf den Ergebnissen der Themenkomplexe „Abwasserbehandlung“ und „Schlammbehandlung“, mögliche Konzepte zur Abwasser- und Schlammbehandlung erstellt. Diese werden vergleichtend bewertet, sodass letztlich *ein* angepasstes Konzept für die geplante großtechnische Umsetzung empfohlen werden soll.

2 Zusammenfassung der Ergebnisse aus dem Projekt „KOMPEX“

Was sind Extremstandorte? - Generell können alle Gastronomie-/Imbisseinrichtungen mit sanitären Anlagen, die sich in mehr oder weniger ökologisch sensiblen Gebieten fernab öffentlicher Ver- und/oder Entsorgungssysteme befinden, zur Kategorie der Extremstandorte gezählt werden. Typische Beispiele sind Berg- und Schutzhütten im Mittel- und Hochgebirge sowie Besucherzentren und anderweitige Stützpunkte in National- und Naturparks. Derartige Ausflugsziele stellen insbesondere bei schönem Wetter eine touristische Attraktion dar. Vor allem an den Wochenenden, Feiertagen und in den Ferien können sich täglich mehrere tausend Menschen in zumeist landschaftlich reizvollem Umkreis solcher Ausflugsziele bewegen, um letztlich das anzutreffende Dienstleistungsangebot (Gastronomie, sanitäre Einrichtung, Unterkunft) anzunehmen. Daraus ergeben sich in Abhängigkeit vom Wetter stark fluktuierende Besucherzahlen im Wochen- und Jahresverlauf, was für die Ver- und Entsorgung der Einrichtung von entscheidender Bedeutung ist. Wegen der weitaus härteren klimatischen und geographischen Bedingungen ist die Lösung der Ver- und Entsorgungsproblematik in den Hochgebirgsregionen weitaus schwieriger als in Mittelgebirgs- und Flachlandregionen.

Die ingenieurtechnologische Herausforderung an die dezentrale Abwasser- und Reststoffentsorgung in exponierten Lagen besteht im Allgemeinen darin, den folgenden spezifischen Randbedingungen gerecht zu werden:

- hohe Empfindlichkeit der Umgebung gegenüber allen möglichen Emissionen,
- stark schwankende Abwassermengen und -zusammensetzungen aufgrund fluktuierender Besucherströme,
- schwierige Zugangs- und Transportmöglichkeiten sowie fehlendes Fachpersonal für Wartung und Betrieb der Anlagen, sowie
- fallweise Engpässe bei der Energie- und Wasserversorgung.

Gesucht werden komfortable, aber dennoch kostengünstige Verfahren, die wartungsfreundlich und betriebssicher sind und flexibel auf sich ändernde Betriebsbedingungen reagieren können. Als wichtigste Kriterien sind dabei die einfache Anwendung des Systems sowie der möglichst geringe Reststoffanfall herauszustellen.

Der im Rahmen des abgeschlossenen DBU-Projektes „Weiterentwicklung und Erprobung eines Biofilters mit Kompostfüllung zur dezentralen Abwasserreinigung sowie zur Minimierung der Klärschlämme besonders in klimatisch exponierten Einzellagen und Untersuchung von Verfahren zur Entsorgung von Kleinstmengen getrockneter Schlämme vor Ort – KOMPEX“ (AZ 21537) untersuchte modulare Biofilter in Kombination mit einer der untersuchten modularisierten Klärschlamm-trocknungsverfahren könnte diesen Kriterien genügen.

Weil die wasserwirtschaftlichen und abfallwirtschaftlichen Belange im Hinblick der Entsorgung organischer Abfälle (Klärschlamm und Bioabfall) sehr eng beieinander liegen, muss das Abwasserreinigungsverfahren auf die Möglichkeiten der Rest-

stoffentsorgung und umgekehrt abgestimmt werden. Dazu ist ein stoffstromorientierter Ansatz erforderlich. Aufgrund des geringeren Schlammanfalls und wegen des geringen technischen und energetischen Aufwandes besitzen Biofilmreaktoren ein großes Potential zur Abwasserreinigung in exponierten Lagen.

Das Projekt KOMPEX hatte die Ziele,

- Bemessungskriterien für die großtechnische Anwendung von Kompostfiltern zur Abwasserreinigung in exponierten Lagen zu entwickeln,
- die Betriebssicherheit und den Wartungsaufwand des Verfahrens zu beurteilen,
- die Möglichkeiten der Mitbehandlung von Küchenabfällen zu untersuchen und
- Verfahren für Behandlung und Verwertung von Kleinstmengen an Klärschlamm vor Ort zu testen.

Zur Erreichung dieser Ziele wurden am Standort einer Autobahn-PWC-Anlage, bei der mit anderen exponierten Lagen vergleichbare Abwässer anfallen, insgesamt vier aufeinander folgende Versuchsreihen zur Abwasserreinigung durchgeführt, die sich sowohl in Umfang und Zielsetzung vor allem aber in der Konfiguration der Kompostreaktoren und somit in der Betriebsweise der Versuchsanlage unterschieden. Versuche zur Schlammbehandlung wurden mit den Substraten, die der Absetzgrube am Standort der Autobahn-PWC-Anlage entnommen wurden und bei der Abwasserbehandlung in der Pilotanlage anfielen, im Labor der TU Braunschweig durchgeführt.

Folgende wesentliche Ergebnisse wurden im Rahmen des Projektes ermittelt:

Der Abbau organischer sauerstoffzehrender Substanzen (CSB und BSB_5) fand bis zu einer auf das Reaktorvolumen bezogenen Raumbelastung von $B_R = 230 \text{ g CSB/m}^3 \cdot \text{d}$ auf gleichbleibendem Niveau ohne Limitierung statt, d.h. die Umsatzraten stiegen proportional zur Belastung an. Der BSB_5 wurde nahezu vollständig eliminiert ($\eta > 95\%$), die CSB-Eliminationsrate fiel geringer aus ($\eta < 67\%$). Im Ablauf verblieben hohe CSB Konzentrationen (CSB $\sim 300 \text{ mg/L}$), weshalb empfohlen wurde, eine Nachbehandlung des gereinigten Abwassers in Erwägung zu ziehen. Der bereits im Zulauf vorhandene hohe Anteil an refraktärem CSB wurde durch die biologische Behandlung und durch Auswaschung aus dem organischen Material weiter aufgestockt. In allen Proben waren Huminstoffe qualitativ nachweisbar, das Filtermaterial leistete einen aktiven Beitrag zur Bildung und Dynamik dieser Stoffe.

Aufgrund der hohen CSB-Umsatzraten im oberen Modul war dieses, unabhängig vom Eintrag partikulärer Stoffe durch die Überschussschlammproduktion, am stärksten kolmationsgefährdet. Aus betrieblichen Gründen erschien deshalb die Verwendung eines feinporigen, biologisch hoch aktiven Substrates im oberen Modul nicht zweckmäßig. Die hauptsächliche Kolmationsgefahr für die folgenden Module ging vom Überschussschlammaustrag der vorhergehenden Module aus. Auch im Hinblick darauf, dass der Zufuhr von Überschussschlamm auf das nächste Modul konstruktiv entgegengewirkt werden kann, wird ein wenig verstopfungsanfälliges und damit größeres anorganisches Material favorisiert, das gleichermaßen hohe CSB-Umsatzraten zulässt.

Die Vorteile organischer Substrate gegenüber den getesteten anorganischen Substraten liegen in der schnelleren Einsatzbereitschaft und der relativen Unempfindlichkeit gegenüber Belastungsstößen. Nachteilig wirkten sich indes CSB-Belastungen oberhalb $500 \text{ g CSB/m}^3\text{d}$ auf organische Substrate aus, weil dann die Eliminationsraten signifikant zurückgingen. In den untersten Modulen kann feines organisches Material zur Verbesserung der Nitrifikation zum Einsatz kommen. Dem steht gegenüber, dass dann mit der Auswaschung von gelösten Stoffen gerechnet werden muss und somit eine Nachbehandlung erforderlich werden kann.

Deutliche Nitrifikationsraten wurde bei Belastungen von $B_R = 150 \text{ g CSB/m}^3\text{d}$ mit $P_{\text{Nox-N}} = 90 \text{ g N/m}^3\text{d}$ festgestellt. $\text{NH}_4\text{-N}$ Eliminationsraten von $\eta_{\text{NH}_4\text{-N}} = 95\%$ wurden erst bei Raumbelastungen $B_{R, \text{NH}_4\text{-N}} < 30 \text{ g NH}_4\text{-N}/(\text{m}^3\text{d})$ bzw. $B_{R, \text{CSB}} < 60 \text{ g CSB}/(\text{m}^3\text{d})$ erreicht. Eine biologische Stickstoffelimination war nicht nachweisbar. Entweder fand keine Denitrifikation statt oder die hierdurch erzielte Stickstoffelimination wurde durch Auswaschung von Stickstoff aus dem Filtermaterial kompensiert.

Eine Phosphorelimination fand ebenfalls nicht statt.

Unterschiedliche Beschickungsregime bewirkten keine signifikanten Veränderungen in der Reinigungsleistung der Reaktoren. Eine Rezirkulation des gereinigten Abwassers in den Zulauf zeigte keine positive Wirkung, weder auf die Stickstoffelimination noch auf eine Reduzierung der CSB-Konzentration im Ablauf. Vielmehr begünstigte die zusätzliche hydraulische Belastung die Zersetzung des Filtermaterials und damit den Austrag von Stoffen.

Insgesamt überzeugte das System mit einer simplen, robusten und energiesparenden Betriebsweise. Der oberirdische, modulare Aufbau der Festbettreaktoren hat sich als besonders wartungsfreundlich erwiesen. Er bietet die Möglichkeit einer Sichtkontrolle, sowie die Variation und gegebenenfalls des raschen Austausches der Module im Betrieb.

Es besteht weiterhin Forschungsbedarf aufgrund existierender Wissenslücken bezüglich der Zusammenhänge von Belastungssituation und Leistungsfähigkeit der Anlage. Eine Variation der Substrate sowie die Anordnung einer zwischengeschalteten Abtrennung des Überschussschlammes sind mögliche Wege, um das wesentliche Problem der Kolmation zu lösen.

Der Klärschlamm von PWC-Anlagen unterscheidet sich von kommunalem Klärschlamm. Besonders die Schlammkennwerte lassen auf eine sehr gute Entwässerung schließen. Unüblich ist der hohe Feststoffgehalt des Ausgangsmaterials. Die Schwermetallkonzentrationen liegen in gleicher Größenordnung wie die Schlämme von alpinen Standorten, aber deutlich unter denen von kommunalem Klärschlamm.

Es zeigte sich eine deutliche Temperaturabhängigkeit bei der Stabilisierung. Durch die Lagerung in der Dreikammerklärgrube war der Schlamm bereits teilstabilisiert. Dementsprechend gering war auch der Abbaugrad. Aufgrund der geringen spezifischen Gasausbeute nach der Speicherung des Schlammes und der geringen Mengen wurde eine anaerobe Faulung als nicht sinnvoll angesehen.

Die Faulgasproduktion stieg mit Zugabe von Bioabfällen bis zum Faktor 2. Der Stabilisierungsgrad bei der Co-Fermentation erhöhte sich entsprechend deutlich. Durch eine Hydrolyse der Küchenabfälle verkürzt sich die Faulzeit wesentlich. Bei den zu erwartenden geringen Mengen an Schlamm ist eine anaerobe Stabilisierung aufgrund der erforderlichen Temperierung des Faulbehälters nicht wirtschaftlich. Die Spurengase im Faulgas waren jedoch so gering, dass beim Einsatz einer Brennstoffzelle keine übermäßig aufwendige Feinstreinigung notwendig ist. Das Faulgas ist entsprechend für den Einsatz in Brennstoffzellen geeignet.

Eine Kompostierung der Schlämme mit gebrauchtem Filtermaterial und/oder Küchenabfällen war problematisch und wurde nicht weiter verfolgt. Eine Verwertung des gebrauchten Filtermaterials als Bodensubstrat ist möglich.

Die natürliche Trocknung in dünnen Schichten in einem überdachten Trockenbeet bei Aufbringung des Schlammes mit einem TR-Gehalt um 10% und Gewährleistung einer ausreichenden Verweilzeit erscheint viel versprechend. Es wurden Entwässerungsergebnisse über 80% TR erreicht.

Eine Lagerung unterhalb des Gefrierpunktes (Gefrierkonditionierung) verbesserte das nachfolgende Entwässerungsergebnis. Eine Vorkonditionierung mit Flockungshilfsmitteln steigerte das Entwässerungsergebnis jedoch nicht weiter.

Das maschinelle Entwässern mit einer Wringpresse zeigte gute Entwässerungsergebnisse bis zu 50% TR. Eine Konditionierung des Schlammes war notwendig.

Die Mikrowellentrocknung überzeugte durch einen einfachen und sicheren Betrieb. Die benötigte Energie lag bei 2 kWh pro kg verdampften Wassers. Eine Reduzierung des Energiebedarfs bei Optimierung der Mikrowellentrocknungsanlage ist anzustreben.

Der getrocknete Schlamm ließ sich im gebauten Versuchsofen gut verbrennen, die Grenzwerte der 17. BImSchV wurden allerdings zum Teil deutlich überschritten. Eine Optimierung des Verbrennungsofens bezüglich der Sauerstoffausnutzung im Brennraum sollte eine Reduzierung der Kohlenmonoxidkonzentration bewirken. Die hohe Konzentration von Schwefeldioxid im Abgas ist unabhängig von der Verbrennungsführung. Um die 17. BImSchV einzuhalten, ist eine Rauchgasreinigung unerlässlich.

Festzustellen bleibt, dass für die Massen- und Volumenreduzierung vor Ort Verfahren zur Verfügung stehen, welche die ökologisch und ökonomisch sinnvolle Entsorgung sicherstellen. Die Ergebnisse des abgeschlossenen Projektes KOMPEX bezüglich der Trocknung des Fäkalschlammes mit Hilfe natürlicher Trocknungsverfahren waren vielversprechend, insbesondere, da mit low-tech Verfahren hohe Trockenrückstände zu erreichen waren. Für die entwickelte Mikrowellenanlage zur Trocknung von Klärschlamm muss in weiteren Schritten die Praxistauglichkeit optimiert werden, um eine Nutzung in exponierter Lage ohne Fachpersonal gewährleisten zu können. Zur Stabilisierung der Klärschlämme bietet sich eine konventionelle kalte Faulung ohne Biogasnutzung in Absetzgruben an.

3 Herangehensweise

Die bisherigen Ausführungen haben gezeigt, welche Randbedingungen bei der Abwasser- und Reststoffentsorgung in exponierten Lagen eine Rolle spielen und welche Ansprüche an das Entsorgungssystem daraus resultieren. Die Ergebnisse des Projektes KOMPEX ergaben, dass ein simples, robustes, energiesparendes und vor allem wartungsarmes System diesen Ansprüchen gerecht werden kann. Im Rahmen der Forschungsarbeiten im Projekt KOMPEX II sollen mit einem entsprechend modifiziertem System Versuche durchgeführt werden, die auf den Erkenntnissen des Vorprojektes aufbauen und die daraus ungeklärten Fragen beantworten. Dazu soll das dezentrale Abwasser- und Reststoffentsorgungskonzept verfahrenstechnisch weiterentwickelt werden, welches an den spezifischen Randbedingungen von Ausflugszielen in exponierten Lagen ausgerichtet ist. Ein Schema des weiterentwickelten Verfahrenskonzeptes zeigt die Abbildung 3-1.

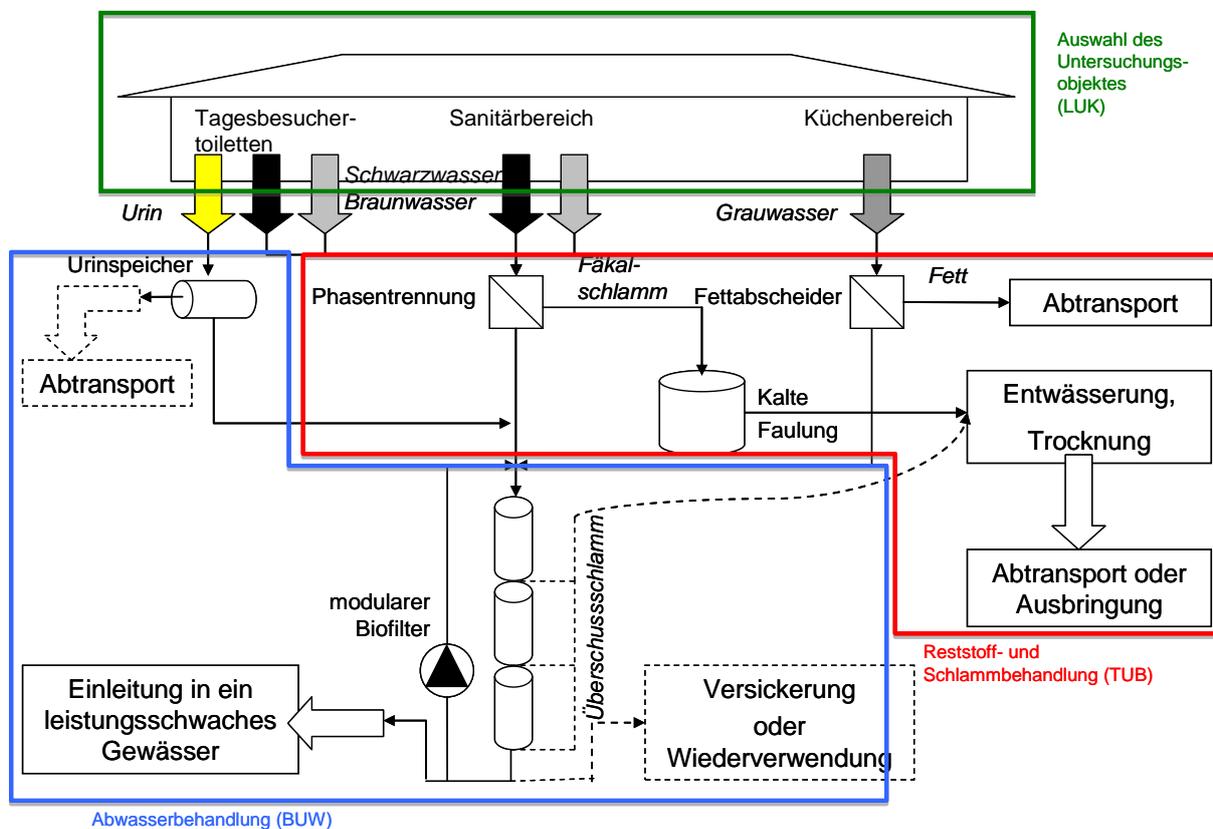


Abbildung 3-1: Weiterentwickelte Verfahrenskonzeption

Die gesetzeskonforme, umweltverträgliche, hygienisch einwandfreie und ökonomisch akzeptable Entsorgung von Abwässern und des dabei anfallenden Klärschlammes ist dabei eine der primären Aufgaben. In einer folgenden zweiten Projektphase soll das Konzept an einem Objekt in exponierter Lage in einem Naturschutzgebiet oder in einer ähnlich ökologisch sensiblen Region in Polen, genauer in Małopolska (Kleinpolen), realisiert werden. Ein Ziel dieser ersten Projektphase ist es, ein geeignetes Objekt in der Małopolska zur großtechnischen Umsetzung des Entsorgungskonzeptes zu erkunden. Des Weiteren soll in Zusammenarbeit aller Kooperationspartner ein

angepasstes Entsorgungskonzept für das favorisierte Objekt und eine Machbarkeitsstudie zu dessen Realisierung erarbeitet werden.

Aus der Abbildung 3-1 geht die Unterteilung in drei Themenkomplexe hervor, die von den drei Kooperationspartnern entsprechend ihren besonderen Kompetenzen bearbeitet wurden. Während die Bauhaus-Universität Weimar (BUW) den Fragestellungen zur Weiterentwicklung der Abwasserreinigung mittels modularen Biofilters nachging, untersuchte die Technische Universität Braunschweig (TUB) geeignete Methoden zur Reststoffbehandlung. Der Landwirtschaftlichen Universität Krakau (LUK) kam die Aufgabe zu, ein geeignetes Objekt in der Małopolska zur großtechnischen Umsetzung des Entsorgungskonzeptes zu erkunden. Der BUW oblag des Weiteren die Projektkoordination.

Im Themenkomplex Abwasserreinigung ergaben sich folgende Bearbeitungsschwerpunkte:

- Planung und Bau eines modularen Biofilterreaktors, mit einem eingestauten, aufwärts durchströmten ersten Modul, zwei aerob betriebenen Modulen und einer nachgeschalteten abwärts durchströmten Phosphatadsorberstufe.
- Dimensionierung und Konstruktion einer geeigneten Vorrichtung zum Abtrennen des Überschussschlammes zwischen den Modulen.
- Beurteilung von Einfahrverhalten und der Reaktionen auf Stoßbelastungen des Biofilters.
- Untersuchungen zur maximalen hydraulischen und stofflichen Belastbarkeit der Biofilteranlage, vor allem im Hinblick auf Stickstoff.
- Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit des Biofilters unter Steigerung der Urindosierung im Langzeitbetrieb.
- Beurteilung verschiedener Rezirkulationsregime und die Wirkung der nachgeschalteten Phosphatadsorberstufe auf die Phosphorelimination und den Rückgewinn von Säurekapazität.
- Erkenntnisse zur Betriebssicherheit und Wartung.
- Festlegung von Bemessungskriterien für die großtechnische Anwendung.

Um die sich ergebenden Fragestellungen als Resultat von experimentellen Untersuchungen zu beantworten, war der erste Schritt die Konfiguration und der Aufbau der Versuchsanlage. Diese resultierte aus den Erfahrungen des von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU) geförderten Vorprojektes „KOMPEX“. Hinzu kam die Frage nach einer geeigneten Vorrichtung zum Abtrennen des Überschussschlammes, die mit einer labormaßstäblichen Nachklärbeckenkonstruktion beantwortet war.

Die Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit gliederten sich in drei Betriebsphasen, wobei die Einfahrphase der Entwicklung und Beurteilung der Reinigungsleistung diente. Als zweites folgte eine Betriebsphase zur Optimierung der Anlagenkonfiguration. Zeitgleich wurden die Auswirkungen verschiedener Beschickungs- und Rezirkulationsregime untersucht. Die dritte und abschließende Betriebsphase war in zwei

Abschnitte unterteilt. Im ersten Abschnitt wurde die Leistungsfähigkeit des Biofilters unter Steigerung der Urindosierung experimentell nachgeprüft, um im zweiten Abschnitt Aussagen über die Wirkung einer der Biofilteranlage nachgeschalteten Phosphatadsorberstufe hinsichtlich des Rückgewinns von Säurekapazität zu treffen.

Ausgehend von den Überlegungen zur Schlamm- und Abfallentsorgung ergeben sich für den Themenkomplex Reststoffbehandlung folgende Arbeitsschwerpunkte:

- Bewertung der sich in vorgeschalteten Absetzbecken möglicherweise ausbildenden Schwimmschlammdecke hinsichtlich ihrer langfristigen Stabilität und somit ihrer Eignung zur Phasentrennung.
- Darauf aufbauend: Entwicklung von Bemessungsempfehlungen und Festlegung von Rahmenbedingungen zur tatsächlichen Umsetzung dieses Verfahrens.
- Sollte sich dabei zeigen, dass Ausbildung und Stabilität der Schwimmschlammdecke nicht sicher gewährleistet werden kann: Betrachtung alternativer Möglichkeiten zur Vorklärung und zur Fest-Flüssig-Trennung.
- Weitergehende Untersuchung der natürlichen Trocknung als energieextensives, naturnahes Verfahren zur Reststoffbehandlung vor Ort, insbesondere im Hinblick auf Optimierung der Ausbringung, der Kapazität/Leistungsfähigkeit und des Betriebs.
- Untersuchung alternativer Behandlungsmöglichkeiten für die anfallenden Reststoffe; insbesondere Weiterentwicklung und Bewertung der Mikrowellentrocknung.

Zentraler Punkt bei allen Arbeitsschwerpunkten war die Entwicklung von Bemessungs- und Betriebsempfehlungen und somit die Vorbereitung einer tatsächlichen Umsetzung.

Parallel zu den Untersuchungen der genannten Themenkomplexe wurde von der Landwirtschaftlichen Universität Krakau (LUK) nach geeigneten Objekten für die großtechnische Umsetzung eines solchen Abwasser- und Reststoffentsorgungskonzeptes gesucht. Hierzu wurde bei der unteren Wasserbehörde nach touristisch genutzten Objekten in ökologisch sensiblen Regionen, ohne Anschluss an die öffentliche bzw. technische Infrastruktur gefragt. Bei Vor-Ort-Terminen konnten verschiedene Objekte begutachtet und auf ihre grundsätzliche Eignung hin beurteilt werden. Dabei sollten objektspezifische und ortsgebundene Daten erfasst und hinsichtlich ihrer Relevanz bewertet werden. Als generelles Problem stellte sich heraus, dass auch bei den Überwachungsbehörden kein oder nur äußerst lückenhaft Ablaufergebnisse der Anlagen zur Abwasserbehandlung vorlagen.

Nach Festlegung des Untersuchungsobjektes „Polana Chocholowska“ traten weitere Fragestellungen in den Vordergrund, die sich aus der spezifischen Charakteristik der Hütte ergaben. In diesem Zusammenhang sind insbesondere der ganzjährige Betrieb sowie die hohen Besucherzahlen zu nennen. Darüber hinaus sind jedoch weiterhin die definierten Rahmenbedingungen und Vorgaben – unter anderem geringer Wartungsaufwand, Reduzierung des Transportaufwandes, Betriebsstabilität – zu beach-

ten. Ein Meilenstein der ersten Projektphase war ein gemeinsamer Workshop der DBU und aller Kooperationspartner im ausgewählten Untersuchungsobjekt im Mai 2009. Die Kooperationspartner präsentierten ihre Zwischenergebnisse und es wurde das weitere Vorgehen besprochen. Die LUK wurde wiederholt darauf hingewiesen, die Grundlagenermittlung auszuweiten und entsprechende Daten zum Objekt (Infrastrukturbestand, Daten zum Wasserverbrauch, Daten zum Abwasseranfall inklusive der Analyse von relevanten Schmutzparametern, Daten zu Besucheranzahl und Übernachtungsgäste, ...) zu erheben. Die erhofften Daten und Analysen konnten von der LUK jedoch nicht erhoben werden, woraufhin die Bauhaus-Universität Weimar eigene Messungen mit einem improvisierten Feldlabor im September 2009 durchgeführt hat.

Im Anschluss an die Versuchs-, Mess- und Auswertungsphase erschien es für die abschließende Konzepterstellung als sinnvoll, *mehrere* Abwasser- und Reststoffbehandlungskonzepte im Rahmen eines Variantenvergleichs gegenüberzustellen und zu bewerten. Der für das Untersuchungsgebiet und -objekt typischen Charakteristik – beispielsweise hohe Besucherzahlen und ganzjähriger Betrieb sowie eine sehr gute Versorgung mit elektrischer Energie durch eine eigene Wasserkraftanlage – sollte hierdurch Rechnung getragen werden.

Die durch die drei Kooperationspartner im Rahmen ihrer Untersuchungen erarbeiteten Ergebnisse stellen eine Basis für die Erstellung stoffstromorientierter Abwasser- und Reststoffentsorgungskonzepte dar, die unter Berücksichtigung objektspezifischer und ortsgebundener Randbedingungen den Verhältnissen in exponierten Lagen entsprechen.

4 Objektauswahl zur Umsetzung des Konzeptes im Nationalpark Hohe Tatra

4.1 Vorgehen bei der Auswahl des Untersuchungsobjektes

Neben den experimentellen Untersuchungen zur Abwasserentsorgungstechnik durch die Bauhaus-Universität Weimar und die TU Braunschweig war es die Aufgabe der Landwirtschaftlichen Universität Krakau, nach einem geeigneten Objekt für die großtechnische Umsetzung eines Abwasser- und Reststoffentsorgungskonzeptes zu suchen. Hierbei wurden objektspezifische und ortsgebundene Daten erfasst und hinsichtlich ihrer Relevanz bewertet. Dieses Vorgehen erlaubte zum einen die Verifizierung getroffener Annahmen, zum anderen ist die Standortsuche für eine spätere Umsetzung des Verfahrens unerlässlich.

Die ingenieurtechnologische Herausforderung an die dezentrale Abwasser- und Reststoffentsorgung in exponierten Lagen besteht im Allgemeinen darin, den folgenden spezifischen Randbedingungen gerecht zu werden:

- Hohe Empfindlichkeit der Umgebung gegenüber allen möglichen Emissionen,
- Stark schwankende Abwassermengen und -zusammensetzungen aufgrund fluktuierender Besucherströme,
- Schwierige Zugangs- und Transportmöglichkeiten sowie fehlendes Fachpersonal für die Wartung und den Betrieb der Anlagen, sowie
- Fallweise Engpässe bei der Energie- und Wasserversorgung.

Gleichfalls galten diese Kriterien für die Auswahl eines geeigneten Objektes, um die dafür entwickelten Verfahren und Konzepte unter möglichst typischen Randbedingungen umzusetzen und wissenschaftlich zu begleiten.

Zur Auswahl eines geeigneten Untersuchungsobjektes im Gebirge wurde eine umfangreiche Recherche durchgeführt. Es galt dabei, unter den verschiedenen Nationalparks eine Berghütte im Hochgebirge auszuwählen, welche einen Handlungsbedarf bezüglich einer Sanierung der Abwasser- und Reststoffentsorgung aufweist. In der nachfolgenden Tabelle 4-1 sind die 23 Nationalparks Polens aufgeführt. Von diesen ist der Ojcowski Park Narodowy mit 2.146 ha der kleinste und der Biebrzanski Park Narodowy mit 59.223 ha der größte. Acht der 23 Nationalparks sind von der UNESCO als Biosphärenreservat eingestuft und daher als besonders schutzwürdig zu betrachten. Zusammen bedecken sie knapp 1% der Gesamtfläche Polens. In den Rechtsverordnungen zu diesen Schutzgebieten können Schutzbestimmungen und Anordnungen festgelegt werden, die den Umgang mit Abwasser betreffen. So wird zum Beispiel das Einleiten in einen vorhandenen Vorfluter oder das Versickern innerhalb der Schutzzone verboten. Genauso wie bei Wasserschutzgebieten darf die Abwasserableitung nur in sicheren Systemen erfolgen, um eine In- und Exfiltration zu verhindern.

Tabelle 4-1: Übersicht über die Nationalparks in Polen¹

Bez.	Name	Gründung	Größe [ha]	Bemerkung
1	Biebrzanski Park Narodowy	1993	59223	
2	Kampinoski Park Narodowy	1959	38544	UNESCO Biosphärenreservat
3	Bieszczadzki Park Narodowy	1973	29202	UNESCO Biosphärenreservat
4	Tatrzański Park Narodowy	1954	21164	UNESCO Biosphärenreservat
5	Margurski Park Narodowy	1995	19962	
6	Slowinski Park Narodowy	1974	18619	UNESCO Biosphärenreservat
7	Wigierski Park Narodowy	1989	15085	
8	Drawieński Park Narodowy	1990	11342	
9	Wolinski Park Narodowy	1960	10937	
10	Bialowieški Park Narodowy	1932	10502	UNESCO Biosphärenreservat
11	Poleski Park Narodowy	1990	9762	UNESCO Biosphärenreservat
12	Roztoczański Park Narodowy	1974	8482	
13	Park Narodowy Ujście Warty	2001	7956	
14	Świętokrzyski Park	1950	7632	
15	Wielkopolski Park Narodowy	1957	7584	
16	Narwiański Park Narodowy	1996	7350	
17	Gorzanski Park Narodowy	1981	7030	
18	Park Narodowy Gór Stołowych	1993	6340	
19	Karonski Park Narodowy	1959	5575	UNESCO Biosphärenreservat
20	Park Narodowy Bory Tucholskie	1996	4798	
21	Babiogorski Park Narodowy	1954	3392	UNESCO Biosphärenreservat
22	Pieninski Park Narodowy	1954	2346	
23	Ojcowski Park Narodowy	1956	2146	

¹ Quelle: http://de.wikipedia.org/wiki/Liste_der_Nationalparks_in_Polen#Wielkopolski (Stand 03/2010)

Im Hinblick auf die vorgegebenen Kriterien eignet sich allerdings nur der Tatra Nationalpark aufgrund seiner topografischen Lage zur Auswahl eines geeigneten Untersuchungsobjektes. Zum Einzugsgebiet des Tatra-Nationalparks gehört die Hohe Tatra als ein Teilgebirge der Tatra und höchsten Teil der Karpaten. Im westlichen Teil des Nationalparks befindet sich das Chocholowska-Tal, welches für den Tourismus in der Region von großer Bedeutung ist. Am Ende des Tals liegt auf ca. 1.150 m Höhe die Herberge „Polana Chocholowska“ (siehe Abbildung 4-1). Aufgrund ihrer überregionalen Bedeutung, hoher Frequentierung durch Wanderer und des erheblichen Handlungsbedarfs hinsichtlich veralteter Abwassertechnik wurde diese Berghütte als geeignetes Untersuchungsobjekt ausgewählt, auch wenn ihre Rohabwassercharakteristik sich in Teilbereichen von typischen „Extremstandorten“ unterscheidet. Letztlich ist in diesem Zusammenhang auch zu berücksichtigen, dass die Hütte als exemplarisch für die gesamte Region gilt.

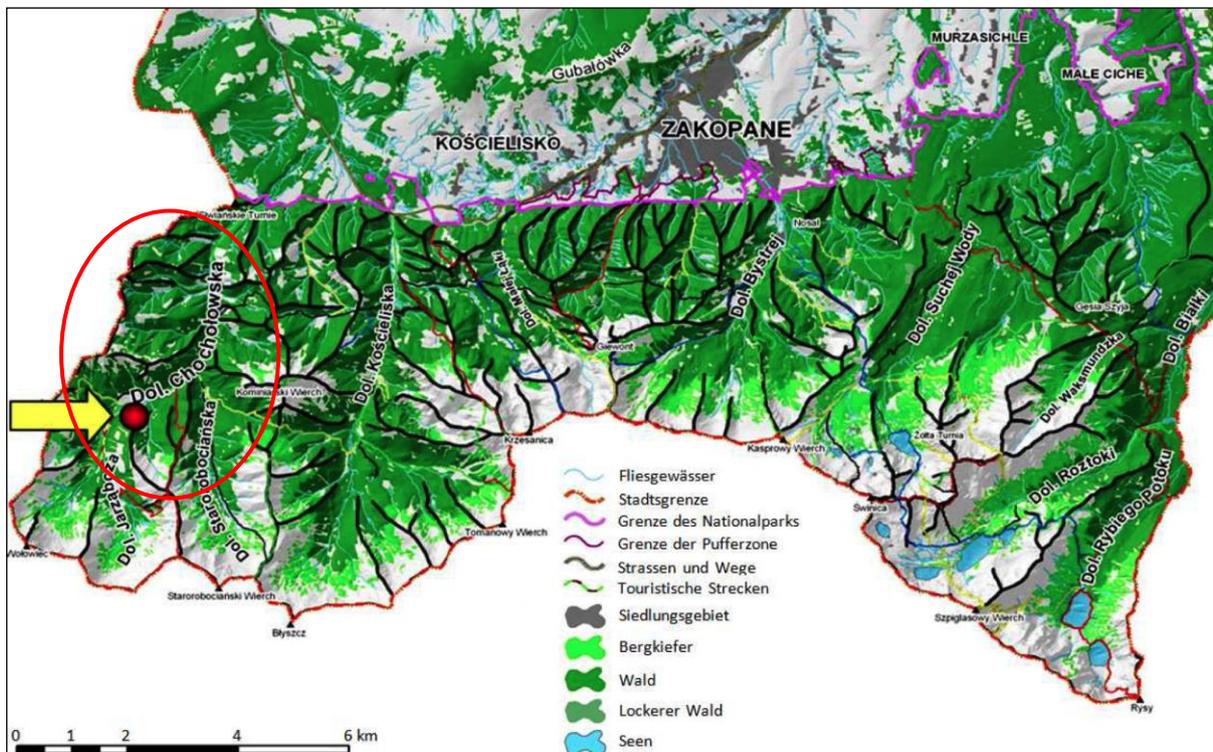


Abbildung 4-1: Lage des Untersuchungsobjektes im Tatrzanski Park Narodowy

4.2 Charakteristik des Nationalparks Hohe Tatra

Die Region Małopolska weist eine Vielzahl von touristisch stark belasteten Regionen auf, wozu besonders das Tatra-Gebirge gehört. Das Tatra-Gebirge ist durch große Höhenunterschiede und verschiedene Klimazonen charakterisiert. Aufgrund des Landschaftsbildes und der Pflanzenwelt bezeichnet man es auch als die kleinen Alpen. Schon seit Ende des 19. Jahrhunderts erkannten die verantwortlichen Behörden die Notwendigkeit, die Tatra zu schützen. Im Jahr 1925 wurden gemeinsam mit der Slowakei erste Versuche zur Gründung eines Nationalparks der Tatra unternommen. Zu dem im Jahre 1937 vorgesehenen Gebiet zählten hauptsächlich staatliche Wälder.

Der Tatrzański Park Narodowy wurde 1954 gegründet und erstreckt sich über eine Fläche von 211,64 km², wovon 70% mit Wäldern bewachsen sind. Im Jahre 1992 wurden die Ostkarpaten in die UNESCO-Liste der Biosphärenreservate aufgenommen. Die Schutzzone des Parks nimmt 115,14 km² ein, davon sind knapp 0,6 km² Almen. Der Park besitzt die jüngsten, höchsten und in Polen einzigartigen Berge alpinen Typs, die sich durch ein mannigfaltiges Relief mit Höhenunterschieden bis zu 1.700 m charakterisieren. Ihre gegenwärtige Erscheinung verdankt die Tatra vor allem der Vereisung im Pleistozän. Charakteristisch für ihre Landschaft sind nacheiszeitliche Formen, schroffe Gipfel und Kanten sowie zahlreiche Talkessel, die zum größten Teil von Seen eingenommen sind.

Die Westtatra besteht aus kristallinem- und Ablagerungsgestein. Ihre Landschaft besteht u. a. aus zahlreichen malerischen Tälern mit restbergähnlichen Felsformen. Im Park gibt es zahlreiche Bäche sowie ca. 30 Seen, sog. „Teiche“. Diese sind ein wichtiges landschaftliches Element der Hohen Tatra. Die größten Teiche der Tatra sind Morskie Oko („Meeresauge“, 34,9 ha und 50,8 m tief) und der Wielki Staw Polski („Großer Polnischer Teich“, 34,4 ha und 79,3 m tief). Die Tatra-Seen zeichnen sich durch eine geringe biologische Vielfalt und ungewöhnlich klares Wasser aus. Die größten Bäche sind über 20 km lang. Es gibt Wasserfälle und Vaclusequellen, die, wie z.B. der Mickiewicz-Wasserfall, zu den Attraktionen des Parks gehören. Der größte Wasserfall heißt Wielka Siklawka („Großer Wasserfall“, 70 m). Die Pflanzenwelt zeichnet sich durch eine typische Stufenstruktur aus. Im unteren Hochwald (bis 1.250 m ü. NN.) dominieren Tannen- und Buchenwälder. Im oberen Hochwald (bis 1.550 m ü. NN.) wachsen Fichtenwälder, die in den Bereich der Zwergkiefern und Graspflanzen (bis 1.800 m ü. NN.) übergehen. Darüber befinden sich die alpine Stufe und die Bergspitzen. Die Artenzahl der Gefäßpflanzen im Park wird auf über 1.000 geschätzt, von denen 85 dem Artenschutz unterstehen. Viele der im Park wachsenden Pflanzen sind Endemiten der Tatra, der Karpaten oder seltene Arten. Die wertvollsten unter ihnen sind u. a. die Zirbelkiefer, der Karpaten-Steinbrech, der Karpaten-Rittersporn, der Silberwurz, der Trauben-Steinbrech, Enziane und Krokusse sowie das Alpenedelweiß, eines der Symbole der Tatra. Zu den bekannteren gehören auch die Dreispaltige Simse und das Zweizeilige Kopfgras, die eine endemische Gemeinschaft von Hochgebirgsgräsern bilden, sich im Herbst rot färben und somit einem großen Teil der Berge eine charakteristische Farbe verleihen, den "Czerwony Wierch" (Roter Gipfel). Die materielle Kultur der Tatra ist ein ebenso wichtiges Element des Tatrzański Park Narodowy wie die Natur. Sie ist durch eine gewisse Eigentümlichkeit charakterisiert und wird intensiv kultiviert. Zu den besonderen Kennzeichen der Kultur der Tatabewohner, der „Gorale“, gehören der Dialekt, die Trachten und die Bräuche. Von der Vergangenheit zeugen wunderbare Erzählungen, zahlreiche Berghütten, Kapellen und kleine Kirchen. Um die Wende vom 19. zum 20. Jahrhundert entwickelte sich in der Tatra ein besonderer architektonischer Stil.

² Quelle: <http://www.beskiden.de/index.html?tatara/nationaltatra.html> (Stand 03/2010)

Die Tatra wurde in der Vergangenheit intensiv genutzt. Im Sommer weideten auf den Feldern und Almen zahlreiche Herden von Schafen, Ziegen und Kühen. Das übermäßige Weiden verursachte eine Senkung der oberen Waldgrenze und war der Beginn von Erosionsprozessen. In der Zeit vom 17. bis zum 19. Jahrhundert waren hier viele Berg- und Hüttenwerke im Betrieb, die enorme Mengen an Holz benötigten. Des Weiteren entwickelte sich ab der Jahrhundertwende der Tourismus, und eine schlechte Waldwirtschaft führte zur Entstehung künstlicher Fichtenmonokulturen an den Standorten der Buchen- und Tannenwälder. In den letzten Jahren bildeten Luftverschmutzung und saurer Regen eine Bedrohung für die Wälder und die Gewässer des Tatrzański Park Narodowy. Weitere Bedrohungen für die Naturwelt des Parks sind neben der Wilderei, die Investitionen in Sport und Fremdenverkehr sowie das sich wirtschaftlich entwickelte Zakopane.

Der Tatrzański Park Narodowy, der insgesamt 0,07% der Landesfläche Polens einnimmt, wird jährlich von ca. 3 Mio. Touristen besucht, was ca. 8% der Landesbevölkerung entspricht. Die bestehende Infrastruktur des Parks (zahlreiche Wanderwege, Schutzhütten usw.) kommt bei dem riesigen Strom von Touristen an die Kapazitätsgrenze. Angesichts des hohen Wertes der Naturwelt und des großen Interesses der Besucher wurde für das Parkgelände eine Zutrittsgebühr eingeführt.³

Das Chochołowska-Tal ist das grösste Tal des Tatra-Gebirges und schliesst dieses vom Westen her ab. Die Fläche des Tals beträgt über 35 km² und hat eine Länge von ca. 10 km. Administrativ gehört das Chochołowska-Tal zur Gemeinde Witów. Eigentümer des Tals ist die Waldgemeinschaft von 8 Dörfern, welche wiederum der Gemeinde Witów zugehörig ist. Das Chochołowska-Tal zählt zu den beliebtesten Ausflugszielen des polnischen Tatra-Gebirges. Auf der Grundlage der verkauften Eintrittskarten in den letzten 3 Jahren wurde ermittelt, dass die Zahl der Besucher zwischen April und September am höchsten ist.

Die Popularität des Tals und seine künftiger Bedeutung für die Tourismusbranche wird weiter steigen. Das Untersuchungsobjekt liegt an der Grenze der Pufferzone, Schutzzone und Landschaftsschutzzone. Aufgrund des sensiblen Ökosystems müssen für die Abwasserentsorgung höchste Normen eingehalten werden.

4.3 Beschreibung des Untersuchungsobjektes

In der Abgeschiedenheit des Tatra Nationalparks existieren fernab öffentlicher Ver- und Entsorgungssysteme zahlreiche Ausflugsziele mit gastronomischer Einrichtung. Eines davon ist die Herberge „Polana Chochołowska“. Sie ist mit einer Nutzfläche von 2.286 m² und 133 Übernachtungsmöglichkeiten die größte Herberge im Tatra-Gebirge. Während des Zweiten Weltkrieges wurde das ursprüngliche Gebäude aus Holz durch ein Feuer vernichtet. Auf Initiative des polnischen Skivereins erfolgte der

³ Quelle: http://www.polish-online.com/polen/nationalparks/index.php?we_objectID=88
(Stand 03/2010)

Wiederaufbau in den Jahren 1951-1953. Durch bedeutende Besucher, wie Papst Johannes Paul II., erlangte die Herberge auch überregional an Bedeutung.

Die Herberge ist über einen großteils nicht befestigten, im Mittel 3,0 m breiten Weg zu erreichen. Die Tragfähigkeit beträgt 15 Tonnen.

In der Herberge sind 12 Personen beschäftigt. Die Nutzfläche der Herberge beträgt 2.286 m², davon:

- Keller: 537,44 m²
- Erdgeschoss: 723,71 m²
- I Etage: 617,5 m²
- II Etage: 355,3 m²
- Dachgeschoss: 52,2 m²

Die Herbergszimmer besitzen eine Größe von 6,5 m² bis 36,4 m². Die Zahl der Zimmer ist wie folgt unterteilt:

- 22 Zweibettzimmer,
- 1 Dreibettzimmer,
- 2 Vierbettzimmer,
- 1 Vierbettzimmer mit Badezimmer,
- 3 Sechsbettzimmer,
- 2 Achtbettzimmer,
- 2 Vierzehnbettzimmer.

Das Herbergsrestaurant bietet 160 Sitzplätze (in den Wintermonaten 100) und hat welches von 8.00 Uhr bis 20.00 Uhr geöffnet. In der Herberge befindet sich auch ein großer Veranstaltungssaal.

Wasserversorgung und Abwasserentsorgung

Die Trinkwasserversorgung der Herberge erfolgt durch den Bobrowiecki Bach. Diese Wasserquelle besitzt eine direkte Schutzzone. Die Wasserentnahmestelle befindet sich in der Nähe der Gewässerschutzzone und umfasst zwei unterirdische Stahlbetonbehälter. Das Wasser wird der Herberge mit einer Rohrleitung (DN 65 mm) zugeführt.

Insgesamt besitzt die Herberge 134 Wasserentnahmepunkte, insbesondere Waschbecken (67), WC's (32) und Duschen (14). Die meisten sanitären Einrichtungen befinden sich in der ersten Etage (56). Auf den weiteren Etagen stehen den Gästen Gemeinschaftstoiletten zur Verfügung. In den meisten Zimmern befinden sich Waschbecken.

Die Tagesbesucher der Herberge haben Zutritt zu 3 Toilettenräumen, welche sich im Kellergeschoss im Eingangsbereich befinden. In den Toilettenräumen werden 8 Toiletten, 1 Pissoir und 4 Handwaschbecken vorgehalten. Die Anzahl der Personen, die diese Anlagen benutzen, wurden im Rahmen des Projektes mit einer Photozelle und

einem Registrator erfasst. Die Zusammenstellung der Trinkwasserverbrauchsstellen auf den einzelnen Etagen sind in der folgenden Tabelle 4-2 zusammengestellt.

Tabelle 4-2: Trinkwasserentnahmepunkte der Herberge „Polana Chocholowska“

Art	Anzahl					Summe
	Keller	Erd-geschoss	I Etage	II Etage	Dach-geschoss	
Dusche	0	1	13	0	0	14
Waschbecken	7	7	30	14	9	67
Spülbecken	1	6	1	0	0	8
Badewanne	0	2	0	0	0	2
Pissoir	1	0	1	4	1	7
WC	8	5	11	6	2	32
Bidet	0	0	0	2	0	2
Waschmaschine	0	2	0	0	0	2
					Summe:	134

Mit dem Beitritt in die Europäische Union (EU) hat sich Polen verpflichtet, bis zum Jahr 2015 seine Umweltnormen denen in den Ländern der EU herrschenden Umweltstandards anpassen. Dazu zählt unter anderem die Umsetzung der EG-Wasserrahmenrichtlinien (EG-WRRL). Die Hauptziele dieser Maßnahmen sind das Erreichen guter Gewässerzustände, das Vorbeugen gegen die fortschreitende Verschlechterung der aquatischen Ökosysteme im Sinne der EG-WRRL und das Streben nach Schutz und Verbesserung der Wasserumwelt [2000/60/EG, 2000]. Deshalb müssen neue und bestehende Abwasserbehandlungsanlagen an die geltenden EU-Normen angepasst werden. Dies betrifft vor allem die Einhaltung einer regelkonformen Abwasserentsorgung nach EU-Standard. Die Grundlage hierfür bildet die EG-WRRL [2000/60/EG, 2000] zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik. Auf Grundlage dieser Richtlinie gilt für die Behandlung von kommunalem Abwasser die Richtlinie [91/271/EWG, 1991] vom 21.05.1991. Für die Herberge „Polana Chocholowska“ sind ab dem Jahr 2015 folgende Abwassereinleitgrenzwerte einzuhalten:

- Chemischer Sauerstoffbedarf CSB (125 mg/L)
- Biochemischer Sauerstoffbedarf BSB₅ (25 mg/L)
- Phosphor insgesamt P_{ges.} (2 mg/L)
- Stickstoff insgesamt N_{ges.} (15 mg/L) [91/271/EWG, 1991].

5 Experimenteller Teil zum modularen Biofilter

In diesem Kapitel werden die von der Professur Siedlungswasserwirtschaft an der Bauhaus-Universität Weimar durchgeführten Versuche bezüglich der Behandlung von urinreichen Abwässern mittels einer modularen Biofilteranlage vorgestellt. Der modulare Biofilter wurde im Rahmen der Versuche zu diesem Projekt vom 30.04. bis zum 27.11.2009, über insgesamt 212 Tage betrieben (im Folgenden als Betriebstage bezeichnet).

Die Ziele der Versuche waren:

- Eine weitgehende anoxische Elimination der organischen Verbindungen in der Denitrifikationsstufe.
- Eine weitgehende Nitrifikation zum Nitrat in den beiden vertikal (abwärts) durchströmten Modulen auch bei erhöhten Stickstoffbelastungen durch Urin, d.h. möglichst kein $\text{NH}_4\text{-N}$ und kein $\text{NO}_2\text{-N}$ im Ablauf der Anlage, sowie eine ausreichende Pufferkapazität gegen eine pH-Wert-Absenkung.

Der Betrieb der Versuchsanlage gliedert sich in drei Betriebsphasen mit einer unterschiedlichen Anzahl an Betriebstagen. Die Proben wurden in der Regel an den Wochentagen während der jeweiligen Betriebsphase genommen und im Labor analysiert. An den Wochenenden wurde die Anlage zwar betrieben, aber nicht beprobt. In den folgenden Diagrammen werden alle Betriebstage der jeweiligen Betriebsphase ausgewertet.

Zunächst erfolgt eine prinzipielle Beschreibung des Versuchsaufbaus und der Betriebsweise der Versuchsanlage. Folgend werden die eingesetzten Materialien, die verwendeten Abwässer und die Bestimmungsmethoden vorgestellt. Daran anschließend werden die Betriebsphasen im Detail beschrieben und die Versuchstage ausgewertet.

5.1 Material und Methoden

5.1.1 Konzeption und Konfiguration der Versuchsanlage

Die Konzeption der Versuchsanlage resultierte aus den Erfahrungen des von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU) geförderten Vorprojektes „KOMPEX“. Wesentliche Vorgaben waren wiederum der modulare Aufbau des Biofilters, der jedoch im Gegensatz zu „KOMPEX“ nun mit anorganischem Filtermaterial betrieben werden soll. Hinzu kam die Frage nach einer geeigneten Vorrichtung zum Abtrennen des Überschussschlammes, die mit einer labormaßstäblichen Nachklärbeckenkonstruktion beantwortet wurde.

Der realisierte Versuchsaufbau und die Konfiguration der Versuchsanlage ist in Abbildung 5-1 schematisch dargestellt. Es handelt sich um eine modifizierte Tropfkörperanlage in Modulbauweise mit einem anoxisch betriebenen Denitrifikationsmodul, welches eingestaut und aufwärts durchströmt wurde. Zwei aufeinanderfolgende Mo-

dule dienten der Nitrifikation und dem Abbau von Kohlenstoffverbindungen. Allen Modulen war eine Zwischenklärstufe zur Schlammabtrennung nachgeschaltet.

Aufgrund der räumlichen Nähe zur Professur Siedlungswasserwirtschaft wurden als geeigneter Standort für die Versuchsanlage die universitätsinternen Laborräume (Technikum) gewählt. Die Innenraumhöhe war ausreichend, sodass es bei den Planungen der Biofilteranlage keine Einschränkungen gab. Des Weiteren bestand keine dringende Notwendigkeit auf Autobahnabwässer zurückzugreifen, da das Abwasser aus dem Trennsystem der Gemeinde Mellingen eine zweckmäßige Zusammensetzung (neuer Trennkanal ohne Fremdwasser) aufweist. Mit dem gleichen Abwasser betreibt die MFPA Weimar ein Prüffeld für Kleinkläranlagen.

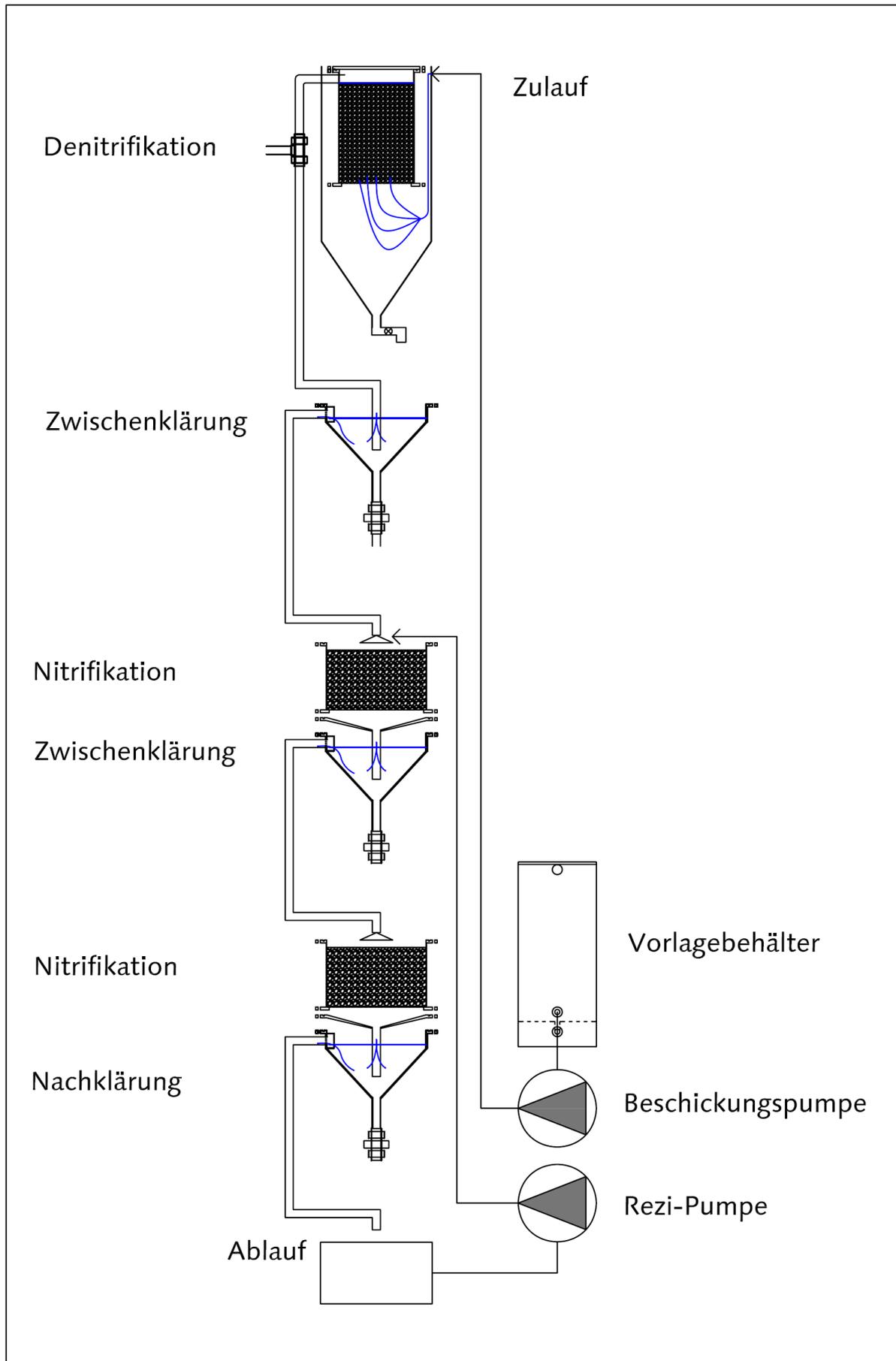


Abbildung 5-1: Schematischer Versuchsaufbau und Konfiguration der Versuchsanlage

Das Denitrifikationsmodul bestand aus einem kreiszylindrischen Plexiglasbehälter ($d = 440 \text{ mm}$; $h = 1.010 \text{ mm}$), der einen kegelförmigen Boden aufweist. In diesen Plexiglasbehälter war wiederum ein schlankes Modul ($d = 315 \text{ mm}$; $h = 474 \text{ mm}$), gefüllt mit 25 Liter Filtermaterial, eingebaut. Dieses schlanke Modul war an der Oberseite luftdicht verschlossen, um Luftsauerstoffzutritt zu verhindern. Der Ablauf führte aus dem inneren schlanken Modul in ein Zwischenklärbecken. Über einen Kugelhahn an der Kegelspitze des Plexiglasbehälters war eine Schlammentnahme aus dem Denitrifikationsmodul möglich.

In den beiden folgenden gedrunghenen Modulen ($d = 400 \text{ mm}$; $h = 284 \text{ mm}$), die primär der Nitrifikation dienen, war jeweils 25 Liter Filtermaterial eingeschichtet. Zwischen den drei Modulen war je ein kegelförmiges Zwischenklärbecken ($d = 400 \text{ mm}$, $h = 272 \text{ mm}$) in Funktion eines Absetzbeckens angeordnet. Während der 1. Betriebsphase waren die aerob betriebenen Module mit den darunter liegenden Trichtern kraftschlüssig und luftdicht verbunden, die dazu dienten, das Abwasser gezielt in das Zwischen- bzw. Nachklärbecken einzuleiten, bevor in den weiteren Betriebsphasen mit Hilfe von Distanzhülsen der Lufteintrag von unten in das Modul ermöglicht wurde. Der Überschussschlammabzug hieraus erfolgte manuell über einen Kugelhahn an der Kegelspitze. Die Module waren auf Einschüben gelagert und somit im laufenden Betrieb austauschbar.

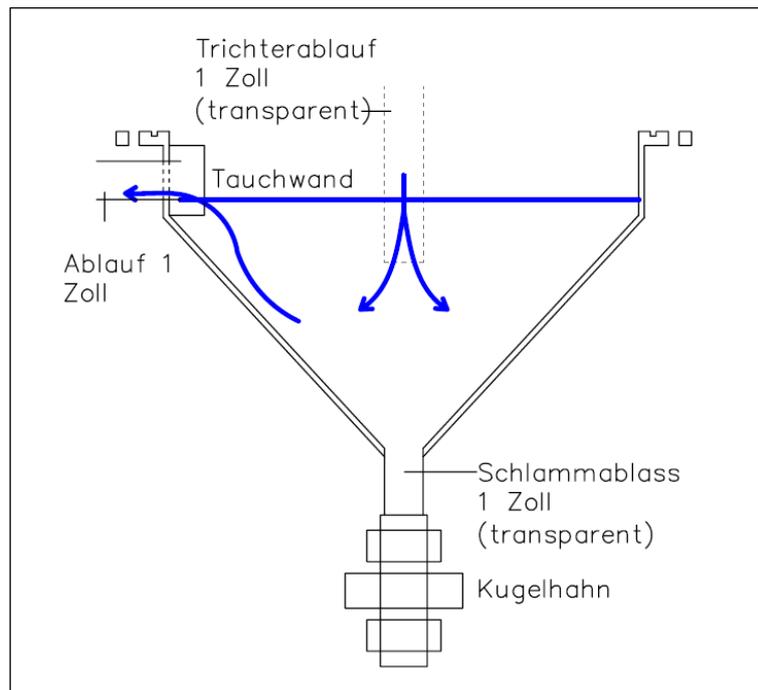


Abbildung 5-2: Zwischen- bzw. Nachklärbecken zur Überschussschlammabtrennung

Des Weiteren standen ein Vorlagebehälter und ein Auffangbehälter zur Probenahme zur Verfügung. Auffangbehälter, Module und Zwischenklärbecken wurden einheitlich aus Polyethylen gefertigt. Der Vorlagebehälter und die äußere Hülle des Denitrifikationsmoduls waren aus Plexiglas. Für die tragende Konstruktion, Gestell und Einschübe wurde Edelstahl verwendet.

Das für die Versuche verwendete Abwasser wurde zwei Mal wöchentlich angeliefert und in Abwasserfässern zwischengespeichert. Hieraus wurde täglich eine definierte Menge manuell in den Vorlagebehälter befördert und je nach Konfiguration mit Additiven versehen. Aus dem Ablauf wurde nitrathaltiges Abwasser mit dem Rohabwasser des Zulaufes, welches organische Stoffe enthält, für die Denitrifikation zusammengebracht. Die Beschickung der Anlage erfolgte zeitgesteuert mit einer Schlauchpumpe (A. Schwinnherr KG, Magna Z) in das Denitrifikationsmodul. Eine weitere Schlauchpumpe diente im Verlauf der Versuche der Rezirkulation aus dem Ablauf in das erste Nitrifikationsmodul. Der Durchfluss der Schlauchpumpen konnte zum einen direkt am Antriebsmotor durch Drehzahlregelung zwischen $Q = 2,26 - 226$ l/h eingestellt werden. Zum anderen bestand die Möglichkeit, den Antriebsmotor und damit die Schlauchpumpen über das Kleinsteuergerät in vorprogrammierten Intervallen ein- oder auszuschalten. Insgesamt ergab sich somit ein hohes Maß an Flexibilität hinsichtlich Beschickungsintensität, -häufigkeit und -dauer. Die gefahrenen Beschickungsregime werden im Rahmen der Vorstellung der einzelnen Versuchsreihen näher erläutert.

Das Denitrifikationsmodul wurde aufwärts durchströmt (hydraulisch bedingt über die Anordnung des Zu- und Ablaufes) und infolge des Einstaus unter anoxischen Milieubedingungen betrieben. Unter Abwesenheit von Luftsauerstoff und unter Verwendung von Nitrat, oxidierten heterotrophe Bakterien abbaubare organische Verbindungen zu Kohlenstoffdioxid. Der dabei freigesetzte elementare Stickstoff (N_2) konnte in die Atmosphäre entweichen. Von hier an durchfloss das Abwasser die Anlage im freien Gefälle. Ein Drei-Weg-Kugelhahn ermöglichte eine Probenahme im Ablauf des Denitrifikationsmoduls. Nach dem Durchfließen des ersten Zwischenklärbeckens gelangte das Abwasser über eine Verteilung mittels Prallteller auf das erste Modul zur Rest-Kohlenstoffelimination und Nitrifikation. Die Prallteller sollten eine möglichst gleichmäßige, flächenproportionale Verteilung des Abwassers auf die Moduloberfläche gewährleisten. Darauf folgend war wieder ein Zwischenklärbecken angeordnet, bevor das Abwasser das zweite Nitrifikationsmodul passieren konnte. Die aerob betriebenen Module waren oben und, ab der 2. Betriebsphase, auch unten offen, um einen ausreichenden Luftdurchtritt in das Filtermaterial zu sichern. Die Nitrifikation läuft unter Verbrauch von Sauerstoff ab. Der Ammoniumstickstoff (NH_4-N) wird über Nitritstickstoff (NO_2-N) zu Nitratstickstoff (NO_3-N) aufoxidiert. Zusätzlich werden Protonen H^+ freigesetzt, was zur Folge hat, dass die Säurekapazität des Abwassers abnimmt und es zu einer pH-Wert Absenkung kommen kann.

Die Anordnung der Zwischenklärbecken verhinderte eine Kolmation der nachfolgenden Module. Mit einem Nachklärbecken vor dem Auffangbehälter sollte ein möglichst feststofffreier Ablauf erreicht werden. Nach der Beprobung des Abwassers im Auffangbehälter wurde dieser manuell geleert.

5.1.2 Verwendete Abwässer

Im Gegensatz zu KOMPEX wurde bei den hier beschriebenen Versuchen auf die Verwendung von Abwässern aus Autobahn-WC-Anlagen verzichtet. Eigene Erfahrungen haben gezeigt, dass die Abwässer von touristischen Ausflugszielen höhere organische Belastungen als Autobahnabwässer aufweisen, weil hier in der Regel gastronomische Einrichtungen betrieben werden. Sind zudem Übernachtungsmöglichkeiten vorhanden, wird mit steigendem Wasserverbrauch eine Verdünnung der Abwässer einsetzen, sofern die Abwasserteilströme nicht separat erfasst werden.

Das Schmutzwasser eines kommunalen Trennsystems unter Zugabe von extern gesammeltem Urin stellt deshalb eine zweckmäßige Abwasserzusammensetzung dar. Das für die Versuche verwendete Abwasser wurde auf dem Kleinkläranlageprüffeld der MFPA Weimar in Mellingen geholt. Es wurde montags und donnerstags gegen 10.00 Uhr aus dem Pumpenschacht im Zulauf als Rohabwasser entnommen und in das Labor der Bauhaus-Universität Weimar gebracht. Mit dem Festlegen der Zeiten wurde versucht, ein Schmutzwasser mit wenigen Schwankungen in der stofflichen Zusammensetzung zu generieren. Nach der Eingangsanalyse wurde das Abwasser zur Beschickung verwendet bzw. bis maximal drei Tage in Abwassertonnen zwischengespeichert. Die Abbildung 5-3 gibt anhand ausgewählter Parameter einen Überblick über die stoffliche Zusammensetzung des verwendeten Schmutzwassers aus den Eingangsanalysen. Während der Lagerungszeit in den Abwassertonnen konnten trotz luftdichtem Verschluss die erwarteten Absetz- und Abbauvorgänge im Abwasser analytisch nachgewiesen werden, weshalb auf eine längere Verwendung als drei Tage verzichtet wurde.

Charakteristisch für touristische Ausflugsziele ist, dass die meisten Besucher lediglich urinieren, was in Verbindung mit wassersparender Sanitärtechnik und dem fehlenden Grau- und Fremdwasseranteil eine im Vergleich zu kommunalem Abwasser einseitige Abwasserzusammensetzung zur Folge hat. Diese außergewöhnliche Abwasserzusammensetzung lässt sich anhand der Nährstoffverhältnisse beschreiben. Bei hinlänglichen Untersuchungen an PWC-Anlagen durch die Bauhaus-Universität Weimar im Jahre 2008 ergab sich ein Nährstoffverhältnis im Rohabwasser von CSB : TKN = 100 : 37. Das erhöhte Vorkommen von Stickstoffverbindungen im Vergleich zu kommunalem Abwasser (CSB : TKN = 100 : 18) lässt die Erschwernis einer weitergehenden biologischen Reinigung dieser Abwässer erkennen.

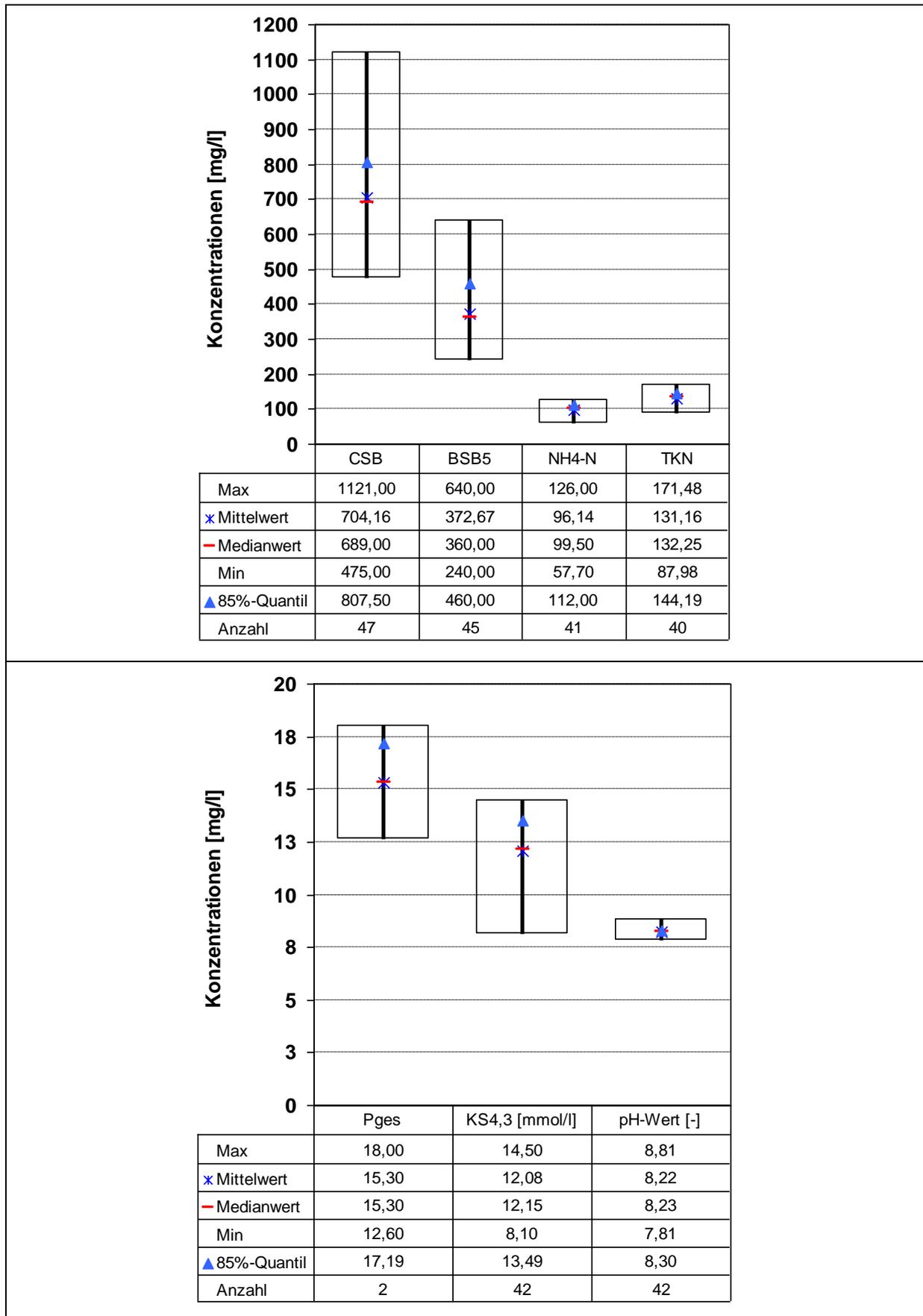


Abbildung 5-3: Stoffliche Zusammensetzung des verwendeten Schmutzwassers

Um die Signifikanz der sehr hohen Stickstoffkonzentrationen durch Urin im Abwasser von Ausflugszielen gerecht zu werden, wurde hausintern in der BUW eine Urinsammlung aus Herrenurinalen installiert (vgl. Abbildung 5-4). Der gesammelte Urin wurde luftdicht verschlossen in Kanistern gelagert und je nach Betriebsphase dem Abwassergemisch im Vorlagebehälter manuell zudosiert. Eine Lagerung des frischen Urins von einigen Tagen führt zu einer nahezu vollständigen Harnstoffhydrolyse, verbunden mit einem pH-Wert-Anstieg bis ca. pH 9. Die Abbildung 5-5 gibt anhand ausgewählter Parameter einen Überblick über die stoffliche Zusammensetzung des gesammelten und gelagerten Urins.



Abbildung 5-4: Erfassung des Urins aus wasserlosen Herrenurinalen (oben links); separate Ableitung (unten links) und Speicherung in einem Edelstahltank (rechts)

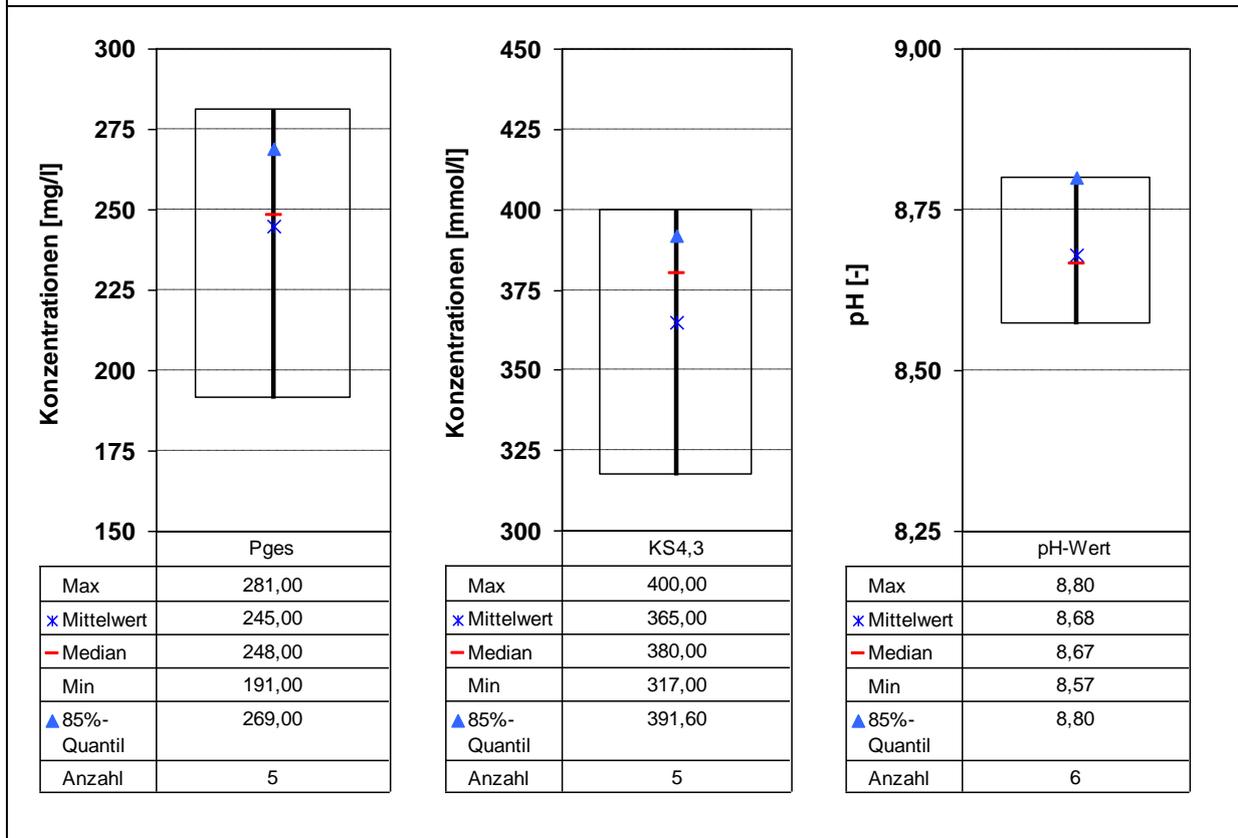
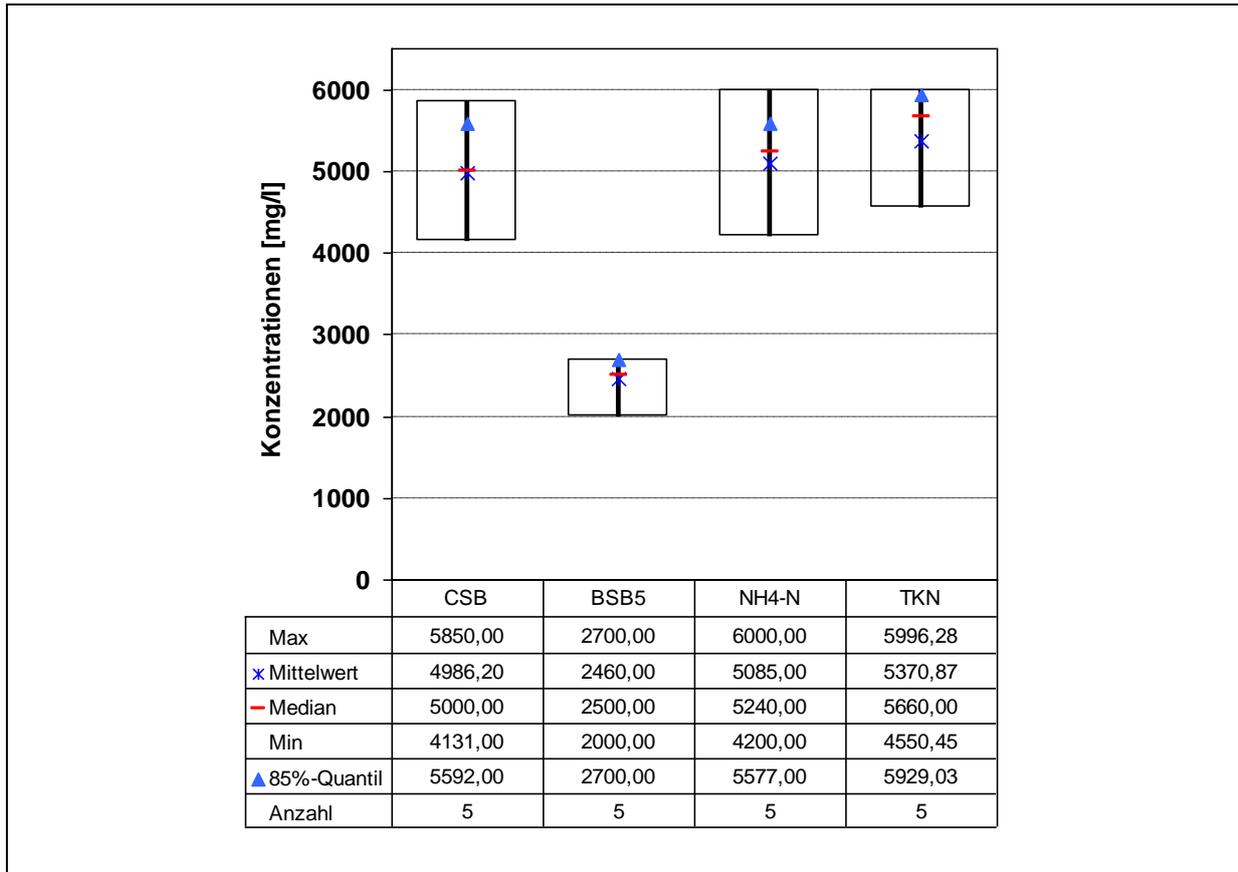


Abbildung 5-5: Stoffliche Zusammensetzung des gesammelten Urins

Um zu zeigen, dass die hier angegebenen Analysewerte für Urin repräsentativ sind, können folgende Werte aus der Literatur (Tabelle 5-1) herangezogen werden.

Tabelle 5-1: Konzentrationsangaben für Urin nach [DWA, 2008]

Parameter	Einheit	Median	Bereich (min-max)	Anzahl der Ausgangswerte
CSB	mg/L	6000	4000 - 12000	8
BSB ₅	mg/L	4000	-	1
N	mg/L	5200	1800 - 17500	19
P	mg/L	500	200 - 3700	19

Die im Rahmen des Projektes analysierten Werte liegen eher im unteren Bereich der in der Literatur angegebenen Werte und können als repräsentativ angesehen werden. Der Parameter BSB₅ sollte hier nicht mit in den Vergleich einfließen, da der Literaturwert nur aus einem Ausgangswert ermittelt wurde.

5.1.3 Verwendetes Filtersubstrat

Für die Versuche wurde ein anorganisches Filtermaterial in Form von Blähglasgranulat (auch Schaumglas genannt) der Firma Poraver in der Sonderkorngröße 8-16 mm verwendet. Durch den Einsatz eines anorganischen Filtermaterials wird die beim Kompostfiltermaterial beobachtete Auswaschung von abgebauten organischem Filtermaterial verhindert. Ein weiterer Aspekt ist die Kolmationsgefahr, bei der die anorganischen Filtermaterialien dem Kompost überlegen sind.

Das cremeweiße Blähglasgranulat ist ein Recyclingprodukt der Glasindustrie und ist in seiner kugelartigen Form sehr leicht und dennoch druckfest. Das geringe Gewicht unterstützt den Vorteil, einzelne Module ohne großen Aufwand im laufenden Betrieb austauschen zu können. Dazu ist es rein mineralisch und weist eine amorphe Glasstruktur auf. Die unregelmäßige Oberflächenstruktur bietet eine große Aufwuchsfläche für die Mikroorganismen.

Das Schaumglas wurde sowohl im Denitrifikationsmodul als auch in den beiden aerob betriebenen Modulen eingesetzt.

Die üblichen Anwendungsgebiete des Blähglasgranulates sind die Veredlung von Kunststoffen, als Zuschlagstoff für Leichtbauplatten oder Leichtbeton, Schüttungen oder Trockenmörtel. Die Anlagen enthalten die Produktdatenblätter des Blähglasgranulates der Firma Poraver.

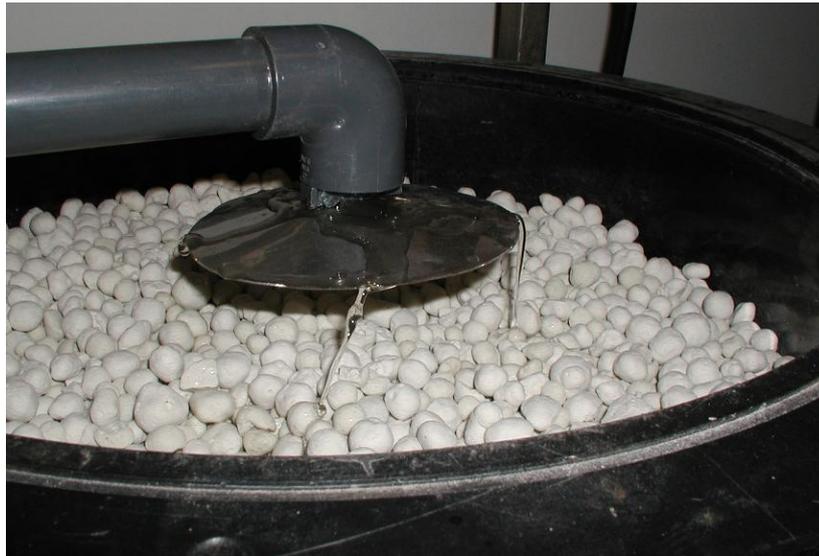


Abbildung 5-6: aerob betriebenes Modul mit Prallplattenverteilung auf Blähglasgranulat

5.1.4 Analytik in der Abwässer und Schlämme

Zur Beurteilung der Reinigungsleistung der Biofilteranlage wurden die Zu- und Abläufe sowie der Ablauf des Denitrifikationsmoduls auf die in Tabelle 5-2 angegebenen Parameter analysiert. Die Probenahme erfolgte für den Zu- und Ablauf als 1 oder 2-Liter-Mischprobe aus dem Vorlagebehälter bzw. dem zugehörigen Auffangbehälter (vgl. Abbildung 5-1) zwischen den Beschickungszyklen. Die Beprobung des Denitrifikationsmoduls erfolgte über einen Drei-Weg-Kugelhahn im Ablauf des Moduls als qualifizierte Stichprobe kurz vor Ende des Beschickungszyklus. Sowohl die Häufigkeit als auch der Analysenumfang variierten in Abhängigkeit vom jeweiligen Versuchsprogramm. Die Auffangbehälter wurden unabhängig von den Probenahmen täglich entleert.

Tabelle 5-2: Messanalytisch bestimmte Parameter aus den Zu- und Ablaufproben

Parameter	Einheit	Bestimmungsmethode
Abfiltrierbare Stoffe - AFS	[mg/L]	DIN 38 409, Teil 2
CSB	[mg/L]	DIN 38 409 (H 41)
BSB ₅	[mg/L]	DIN 1899 - 1 (H 51) bzw. Oxi-top
TKN-N	[mg/L]	DIN EN 25 663 (H 11): 1993 - 11
NH ₄ -N	[mg/L]	DIN 38 406 - 5: 1983 - 10
NO ₂ -N	[mg/L]	DIN EN 26 777: 1993 - 04
NO ₃ -N	[mg/L]	DIN 38 405 - 9: 1979 - 05
P _{ges}	[mg/L]	DIN EN 1189: 1996 - 12
pH-Wert	[-]	DIN 38 404 - 5: 1984 - 01
Säurekapazität K _{S,4,3}	[mmol/L]	DIN 38 409 - 7 (H 7): 2004 - 03
elektr. Leitfähigkeit	[mS/cm]	DIN EN 27 888: 1993 - 11

Der Überschussschlammabzug aus dem Denitrifikationsmodul und den drei Zwischen- bzw. Nachklärbecken erfolgte nach Bedarf über den Auslass der jeweiligen Behälter. Der Überschussschlamm wurde auf die in der Tabelle 5-3 angegebenen Parameter analysiert.

Tabelle 5-3: Messanalytisch bestimmte Parameter aus den Schlammproben

Parameter	Einheit	Bestimmungsmethode
Glühverlust - GV	[%]	DIN 38 409 - 2 (H 2): 1987 - 03
P _{ges}	[mg/L]	DIN EN 1189: 1996 - 12
Trockenrückstand TR	[%]	DIN 38 409 - 2 (H 2): 1987 - 03
Trockensubstanzgehalt TS _R	[g/L]	DIN 38 409 - 2 (H 2): 1987 - 03

5.1.5 Grundlagen zur Ermittlung der Anlagenreinigungsleistung

Aus den in Tabelle 5-2 angegebenen Parametern lassen sich Kenngrößen zur stofflichen Belastung und Reinigungsleistung der Biofilteranlage bzw. einzelner Module ableiten. Ausgehend von der Aufgabenstellung ist vor allem die CSB- und Stickstoffbilanz von Interesse. Beide sind als offene Bilanzen zu betrachten, weil Abgasströme nicht erfasst wurden.

Bilanz der organischen Verbindungen

Der BSB-Wert kennzeichnet die Menge an Sauerstoff, die zum biologischen Abbau gelöster organischer Verbindungen im Abwasser benötigt wird. Somit ist der BSB ein indirektes Maß für die Summe aller biologisch abbaubaren organischen Stoffe im Wasser. Bei der Analytik wird in der Regel der biologische Sauerstoffbedarf in 5 Tagen als BSB₅ angegeben.

Der CSB-Wert kennzeichnet die Menge an Sauerstoff, welche zur Oxidation der gesamten im Abwasser enthaltenen organischen Stoffe verbraucht wird.

Als Oxidationsmittel wird i.d.R. Kaliumdichromat ($K_2Cr_2O_7$) verwendet, wobei auch verschiedene anorganische Stoffe wie NO_2^- , S_2^- , $S_2O_3^{2-}$, Fe^{2+} , SO_3^{2-} oxidiert werden. Im Gegensatz zum BSB_5 ist der CSB somit ein rein chemischer Summenparameter, der keine eindeutige Aussage über die biologische Abbaubarkeit der organischen Stoffe zulässt.

Der abbaubare CSB wird von der Biomasse im Betriebsstoffwechsel unter aeroben bzw. anoxischen Bedingungen oxidiert oder im Baustoffwechsel zum Aufbau neuer Biomasse verwendet. Der nicht abbaubare CSB im Zulauf des Biofilters gelangt entweder gelöst in den Ablauf oder verbleibt partikulär als Teil des Überschussschlammes im Modul. Zerfallsprodukte der Biomasse bilden ebenfalls einen Teil des Überschussschlammes. Dieser wird bei Bedarf über die Zwischen- bzw. Nachklärbecken aus dem System entnommen. Es erfolgt jedoch keine Spülung wie in technischen Systemen. Deshalb verbleibt ein erheblicher Teil des gebildeten organischen Überschussschlammes im Filter (vgl. Kapitel 5.5). Allerdings kann es bei hohen hydraulischen Belastungszuständen zum stoßweißen Austrag von Überschussschlamm aus den Modulen kommen. Dieser Vorgang konnte zum Ende der zweiten Betriebsphase (93. Betriebstag) und zu Beginn der dritten Betriebsphase (bis zum 117. Betriebstag) beobachtet werden, als der Rezirkulationsstrom auf 28,7 l/h eingestellt war.

Im Folgenden wird die CSB-Elimination berechnet.

Generell lässt sich die eliminierte CSB-Fracht als Differenz der CSB-Frachten in Zu- und Ablauf wie folgt formulieren:

$$\Delta B_{CSB} = B_{CSB,ZU} - B_{CSB,AN} = Q_{ZU} * C_{CSB,ZU} - Q_{AN} * C_{CSB,AN} \quad (1)$$

mit ΔB_{CSB} : eliminierte CSB-Fracht [g/d]

$B_{CSB,ZU/AN}$: CSB-Fracht im Zu- bzw. Ablauf [g/d]

$C_{CSB,ZU/AN}$: gemessene CSB- Konzentration im Zu- bzw. Ablauf [g/l]

$Q_{ZU/AN}$: täglicher Zufluss bzw. Abfluss [l/d]

Bezogen auf das Modulvolumen resultiert aus der CSB-Fracht im Zulauf die Raumbelastung $B_{R,CSB}$ und aus der eliminierten CSB-Fracht ergibt sich die Raumumsatzrate $P_{R,CSB}$ zu:

$$B_R = \frac{B_{CSB,ZU}}{V} \quad \text{und} \quad P_R = \frac{\Delta B_{CSB}}{V_M} = \frac{(B_{CSB,ZU} - B_{CSB,AN})}{V_M} \quad (2), (3)$$

mit B_R : Raumbelastung [g/(m³*d)]

P_R : Raumumsatzrate [g/(m³*d)]

V_M : Modulvolumen [m³]

Für vergleichende Betrachtung ist der Wirkungsgrad des Biofilters, ausgedrückt als CSB-Eliminationsrate, von Interesse. Er errechnet sich zu:

$$\eta_{CSB} = \frac{(B_{CSB,ZU} - B_{CSB,AN})}{B_{CSB,ZU}} \quad (4)$$

mit η_{CSB} : Eliminationsrate [%]

Für eine detaillierte Betrachtung der Stoffumsätze in den einzelnen Modulen, z.B. zur Beurteilung der Kohlenstoffeliminationsrate im Zuge der Denitrifikation im ersten (obersten) Modul, errechnet sich der Wirkungsgrad zu:

$$\eta_{CSB} = \frac{(B_{CSB,ZU} - B_{CSB,AD})}{B_{CSB,ZU}}$$

mit $B_{CSB,AD}$: CSB-Fracht im Ablauf des Denitrifikationsmoduls [g/d]

In der Regel entspricht der Zufluss exakt dem Abfluss (Annahme: keine Verdunstung). Für diesen Fall kann die Eliminationsrate direkt aus den gemessenen Konzentrationen berechnet werden. Dies kann für die Bilanzierung der Biofilteranlage jedoch keine Anwendung finden, wenn im System Wasser gespeichert (Einfahrphase) oder dem System Wasser entnommen wird (Beprobung der Module).

Stickstoffbilanz

Die aus dem Abwasser eliminierte Stickstofffracht entspricht weitgehend dem denitrifiziertem Stickstoff. Nur ein kleiner Teil des Stickstoffs wird in der Biomasse als $X_{orgN,BM}$ inkorporiert. Der partikuläre Stickstoffanteil im Ablauf ist gering und kann vernachlässigt werden. Ionenaustauschprozesse bezüglich Nitrat oder Ammonium spielen während der Einfahrphase eine Rolle, sind jedoch für die Bilanzierung unter Gleichgewichtsbedingungen nicht von Bedeutung. Die Massenbilanz für die eliminierte Stickstofffracht als Differenz der Zu- und Ablauffrachten kann analog zu Gleichung (1) formuliert werden zu:

$$\Delta B_N = B_{NO_3,D} = B_{N,ZU} - B_{N,AN} = Q_{ZU} * C_{N,ZU} - Q_{AN} * C_{N,AN} \quad (5)$$

mit ΔB_N : eliminierte Stickstofffracht [g/d]

$B_{N,ZU/AN}$: Stickstofffracht im Zu- bzw. Ablauf [g/d]

$C_{N,ZU/AN}$: Konzentration des Gesamtstickstoffs im Zu- bzw. Ablauf [g/l]

$Q_{ZU/AN}$: täglicher Zufluss bzw. Abfluss [l/d]

Stickstoff liegt im Abwasser in reduzierter und oxidierter Form in anorganischen sowie organischen Stickstoffverbindungen vor. Der nicht oxidierte Stickstoff (TKN-N) ist entweder organisch gebunden (org.N) oder als anorganischer Ammoniumstickstoff (NH_4-N) vorhanden. Der oxidierte Stickstoff liegt als Nitrit (NO_2-N) und Nitrat (NO_3-N) vor.

Der Gesamtstickstoff (N_{ges}) stellt die Summe aus oxidiertem und nicht oxidiertem Stickstoff dar:

$$\begin{aligned} N_{\text{ges}} &= \text{TKN-N} + \text{NO}_2\text{-N} + \text{NO}_3\text{-N} \\ &= \text{org.N} + \text{NH}_4\text{-N} + \text{NO}_2\text{-N} + \text{NO}_3\text{-N} \end{aligned} \quad (6)$$

Für die genaue Bilanzierung der eliminierten Stickstofffracht ist die Einzelbestimmung der reduzierten und oxidierten Stickstoffverbindungen unumgänglich, wobei insbesondere die TKN-N Bestimmung aufwendig ist.

Neben der insgesamt eliminierten Stickstofffracht ist auch die Umsetzung der einzelnen Stickstofffraktionen von Interesse. Für die Auswertung der Versuche werden die weiteren folgenden Kenngrößen verwendet:

- Ammonium ($\text{NH}_4\text{-N}$) Raumumsatzrate

$$P_{\text{NH}_4\text{-N}} = \frac{\Delta B_{\text{NH}_4\text{-N}}}{V_M} \quad [\text{g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})] \quad (7)$$

- Ammonium ($\text{NH}_4\text{-N}$) Eliminationsrate

$$\eta_{\text{NH}_4\text{-N}} = \frac{\Delta B_{\text{NH}_4\text{-N}}}{B_{\text{NH}_4\text{-N,ZU}}} \quad [\%] \quad (8)$$

- Nitrifikationsrate ($\text{NO}_x\text{-N}$ - Bildungsrate)

$$P_{\text{NO}_x\text{-N}} = \frac{|\Delta B_{\text{NO}_2\text{-N}}| + |\Delta B_{\text{NO}_3\text{-N}}|}{V_M} \quad [\text{g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})] \quad (9)$$

- Denitrifikationsrate (Stickstoffeliminationsrate)

$$\eta_N = \frac{B_{\text{NO}_3\text{-N,ZU}} - B_{\text{NO}_3\text{-N,AD}}}{B_{\text{NO}_3\text{-N,ZU}}} \quad [\%] \quad (10)$$

mit: $B_{\text{NO}_3\text{-N,ZU}}$: Nitratfracht im Zulauf zum Denitrifikationsmodul [g/d]

$B_{\text{NO}_3\text{-N,AD}}$: Nitratfracht im Ablauf des Denitrifikationsmoduls [g/d]

Phosphorbilanz

Die Phosphorbilanz zählt zu den geschlossenen Bilanzen, deren Teilströme die Anlage nicht über die Gasphase verlassen. Phosphor kann nur in wässrigen Lösungen oder als Feststoff vorliegen. Die Summe aus der gelösten Phosphorfracht im Ablauf und dem im Überschussschlamm gebundenen Anteil der Phosphorfracht muss der Zulauf fracht an Phosphor entsprechen.

Der Phosphorrückhalt im Biofilter erfolgt vorwiegend adsorptiv durch Bindung an organische Stoffe bzw. durch Einbindung des Phosphors im Rahmen des Stoffwechsels in die Mikroorganismen.

Die Massenbilanz für die eliminierte Phosphorfracht als Differenz der Zu- und Ablauffrachten kann analog zu Gleichung (1) formuliert werden zu:

$$\Delta B_P = B_{P,ZU} - B_{P,AB} - B_{P,BM} \quad (11)$$

mit: $B_{P,ZU/AN}$: Phosphorfracht im Zu- bzw. Ablauf [g/d]

$B_{P,BM}$: in die Biomasse eingebaute Phosphorfracht [g/d]

5.2 Einfahrphase; Entwicklung der Reinigungsleistung

In Abbildung 5-1 ist die Ausgangskonfiguration der Versuchsanlage schematisch dargestellt, die mit der gewählten Modulanordnung, jedoch zunächst ohne den dargestellten Rezirkulationsstrom, eingefahren werden musste. Während der 1. Betriebsphase waren die aerob betriebenen Module mit den darunter liegenden Trichtern kraftschlüssig und luftdicht verbunden, die dazu dienten, das Abwasser gezielt in das Zwischen- bzw. Nachklärbecken einzuleiten. Der Einfahrbetrieb dient in erster Linie dem Aufbau des Biofilms im gesamten System und der Entwicklung der Reinigungsleistung. Der Aufbau des Biofilms hängt unter anderem von der Art und Höhe der Belastung, der Oberflächenbeschickung, den Durchströmungsbedingungen, der Art des Aufwuchsmaterials sowie der Sauerstoffversorgung in aerob betriebenen Modulen ab. Vor allem die nitrifizierenden Bakterien weisen biologische Eigenheiten auf. Im Vordergrund steht dabei die Tatsache, dass diese Organismen im Vergleich zu den heterotrophen Bakterien nur eine überaus geringe Wachstumsrate besitzen. Die Einfahrphase des Biofilters dauerte 57 Betriebstage und wurde vom 30.04.2009 bis 25.06.2009, mit kurzzeitigen Unterbrechungen durch Betriebsstörungen, durchgeführt.

5.2.1 Beschickungsregime (hydraulische Belastung)

Die Beschickung der Anlage mit dem Abwassergemisch aus dem Vorlagebehälter mittels Schlauchpumpe erfolgte nicht kontinuierlich, sondern intermittierend. Die Tagesabwassermenge änderte sich im Verlauf der ersten Betriebsphase von anfangs 42,00 Liter, über 47,22 Liter auf 46,20 Liter gegen Ende der Betriebsphase. Einen Überblick über die hydraulische Belastung der Anlage während der ersten Betriebsphase gibt die Abbildung 5-7. Am 31. und am 34. Versuchstag trat eine Betriebsstörung der Anlagenbeschickung auf. Der Silikonschlauch der Schlauchpumpe war defekt, womit die Beschickung unterbrochen wurde.

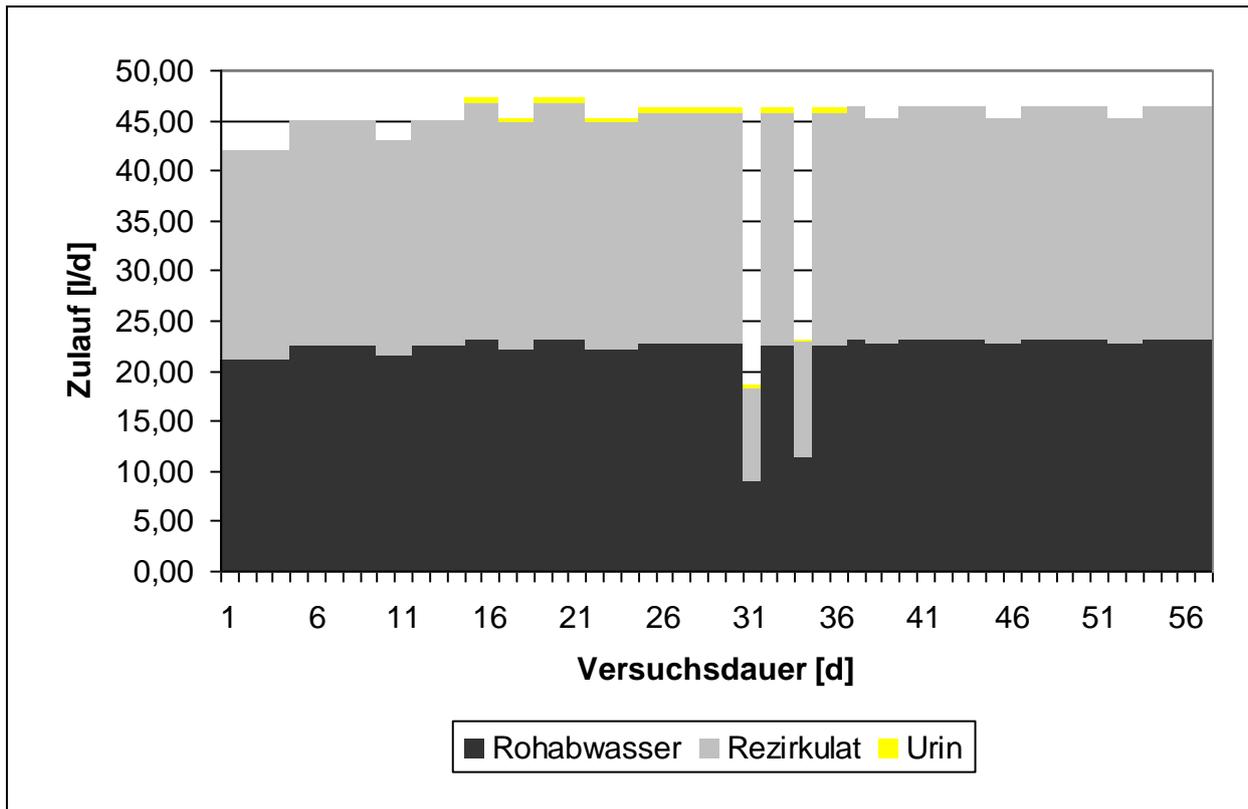


Abbildung 5-7: Hydraulische Belastung der Biofilteranlage während der Einfahrphase

Die Beschickung erfolgte täglich in Abhängigkeit der Zulaufwassermenge über 12 bis 13 Stunden, unterteilt in 11 Intervalle. Die Beschickungsdauer und die Fördermenge der Schlauchpumpe wurden so gewählt, dass die gewünschte Beschickungsmenge pro Tag erreicht werden konnte. Das erste Intervall zu Beginn des Beschickungszyklus um 11.00 Uhr dauerte 2 Stunden und 30 Minuten. Darauf folgte jeweils 1 Stunde Pause im Wechsel mit 1 Stunde Beschickung bis der Zyklus um 9.30 Uhr am Folgetag beendet war. Während der Beschickung förderte die Schlauchpumpe 3,7 l/h. In der verbleibenden Zeit bis zum Start des nächsten Beschickungszyklus konnten die Probenahme sowie Kontroll- und Wartungsarbeiten durchgeführt werden.

5.2.2 Stoffliche Belastung

Die stoffliche Belastung des Biofilters ergab sich aus dem Abwassergemisch im Vorlagebehälter. Das Abwassergemisch setzte sich vom 1. bis zum 15. und vom 37. bis zum 57. Versuchstag aus dem Rohabwasser (Schmutzwasser aus dem Trennsystem der Gemeinde Mellingen) und dem Rezirkulat (aus dem Ablauf der Anlage) zu gleichen Teilen zusammen. Während der Versuchstage 16 bis 36 wurden zusätzlich 0,5 Liter Urin zum Rohabwasser in den Vorlagebehälter dosiert (vgl. Abbildung 5-7). Die stoffliche Zusammensetzung des Schmutzwassers und des Urins zeigen Abbildung 5-3 und Abbildung 5-5. Das Schmutzwasser aus dem Trennsystem war trotz relativ gleicher Entnahmezeitpunkte großen Schwankungen in der stofflichen Zusammensetzung unterworfen. Aus diesem Grund war es schwierig, eine täglich konstante stoffliche Belastung für den Biofilter zu gewährleisten.

Mit der Urindosierung sollte eine höhere stoffliche Belastung gefahren und somit die Entwicklung des Biofilms gefördert werden. Dies erwies sich jedoch vor allem im Hinblick auf die Nitrifikanten als Fehleinschätzung, da die Nitrifikationsraten extrem zurückgingen. Das Abwassergemisch im Vorlagebehälter wurde werktäglich beprobt und nach den in Tabelle 5-2 aufgeführten Parametern analysiert. Aus den Abbildungen des folgenden Abschnitts zur Reinigungsleistung sind die stofflichen Belastungen im Zulauf (Vorlagebehälter) zu entnehmen.

5.2.3 Erzielte Reinigungsleistung nach Einfahrphase

Generell bestimmen die Art und Konzentration von Substraten und Organismen sowie der pH-Wert und die Temperatur die Geschwindigkeit des biologischen Abbaus. Als Hauptursache für die Störung biologischer Abbauprozesse ist der Mangel an Sauerstoff anzusehen.

Elimination sauerstoffzehrender Substanzen

Die nachstehende Abbildung 5-8 zeigt die Ganglinien für die Parameter CSB und BSB₅ über den Versuchszeitraum der Einfahrphase. Die rote horizontale Linie kennzeichnet die Anforderungen nach Anhang 1; Tabelle 1 der Richtlinie Des Rates über die Behandlung von kommunalem Abwasser [91/271/EWG].

Anhand der Diagramme ist festzustellen, dass die Biofilteranlage mindestens diese ersten 8 Betriebswochen als Einfahrphase benötigt. Wie nicht anders zu erwarten, können die geforderten Ablaufwerte in dieser Zeit, sowohl beim CSB (< 125 mg/L) als auch beim BSB₅ (< 25 mg/L), nicht durchgängig eingehalten werden. Jedoch war schon nach wenigen Tagen Betriebszeit, wenn auch bei geringer Belastung, eine zufriedenstellende Reinigungsleistung zu beobachten.

Bis zum 14. Versuchstag wurde die Belastung kontinuierlich bis auf ca. 230 g CSB/(m³*d) gesteigert, was sich auch an den Zulaufkonzentrationen erkennen lässt. Danach war es aufgrund der naturgemäß unterschiedlichen Zusammensetzung des Rohabwassers schwierig, eine nahezu konstante Raumbelastung einzustellen. Die Ablaufkonzentrationen verringerten sich sowohl beim CSB als auch beim BSB₅ stetig, was auf einen stabilen Betrieb hinweist.

Zwischen dem 21. und dem 50. Versuchstag waren, vor allem beim CSB, besonders erhöhte Ablaufwerte zu registrieren. Das hängt mit der vorübergehenden Belastungssteigerung durch Urindosierung in das Abwassergemisch zusammen. Wenige Tage nach dem Einstellen der Urindosierung lagen die Ablaufwerte wieder sicher unterhalb der geforderten Grenzwerte.

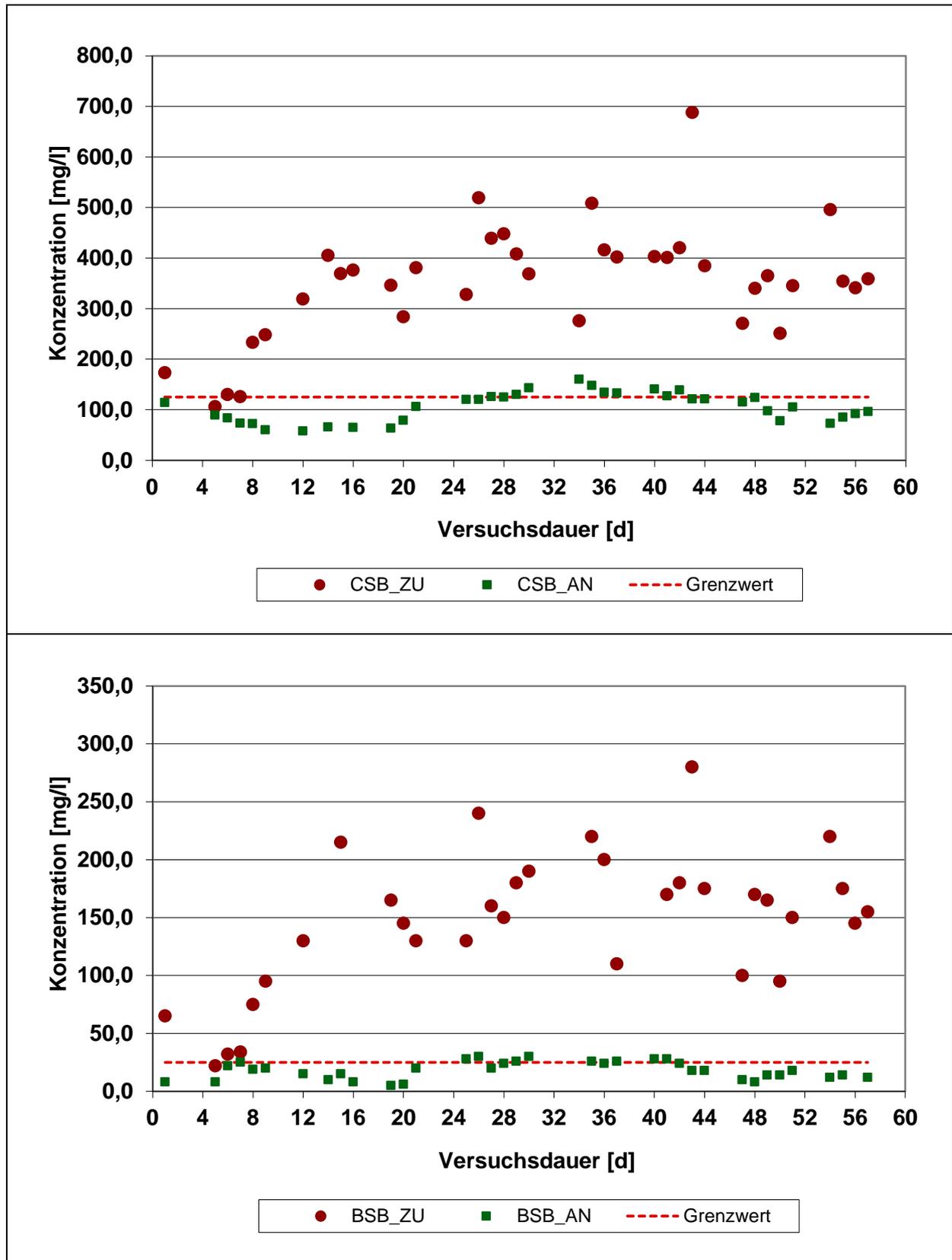


Abbildung 5-8: CSB- (oben) und BSB₅-Konzentrationen im Zulauf und Ablauf während der Einfahrphase

Wie aus Abbildung 5-9 hervorgeht, wurde nach 8 Betriebstagen eine CSB-Eliminationsrate zwischen 60% und 90% erreicht. Jedoch ist ebenfalls auffällig, dass die Eliminationsrate eine Abhängigkeit zur CSB-Raumbelastung zeigt. Das heißt bei

schwankender Raumbelastung stellt sich auch eine schwankende Eliminationsrate ein, die sich aber in einem zufriedenstellenden Bereich bewegt. Der Verlauf der Grafen ist bei dem Parameter BSB_5 ähnlich, jedoch sind die Schwankungen bei der Eliminationsrate nicht so stark ausgeprägt. Diese stellt sich ab dem 12. Versuchstag um die 90% ein.

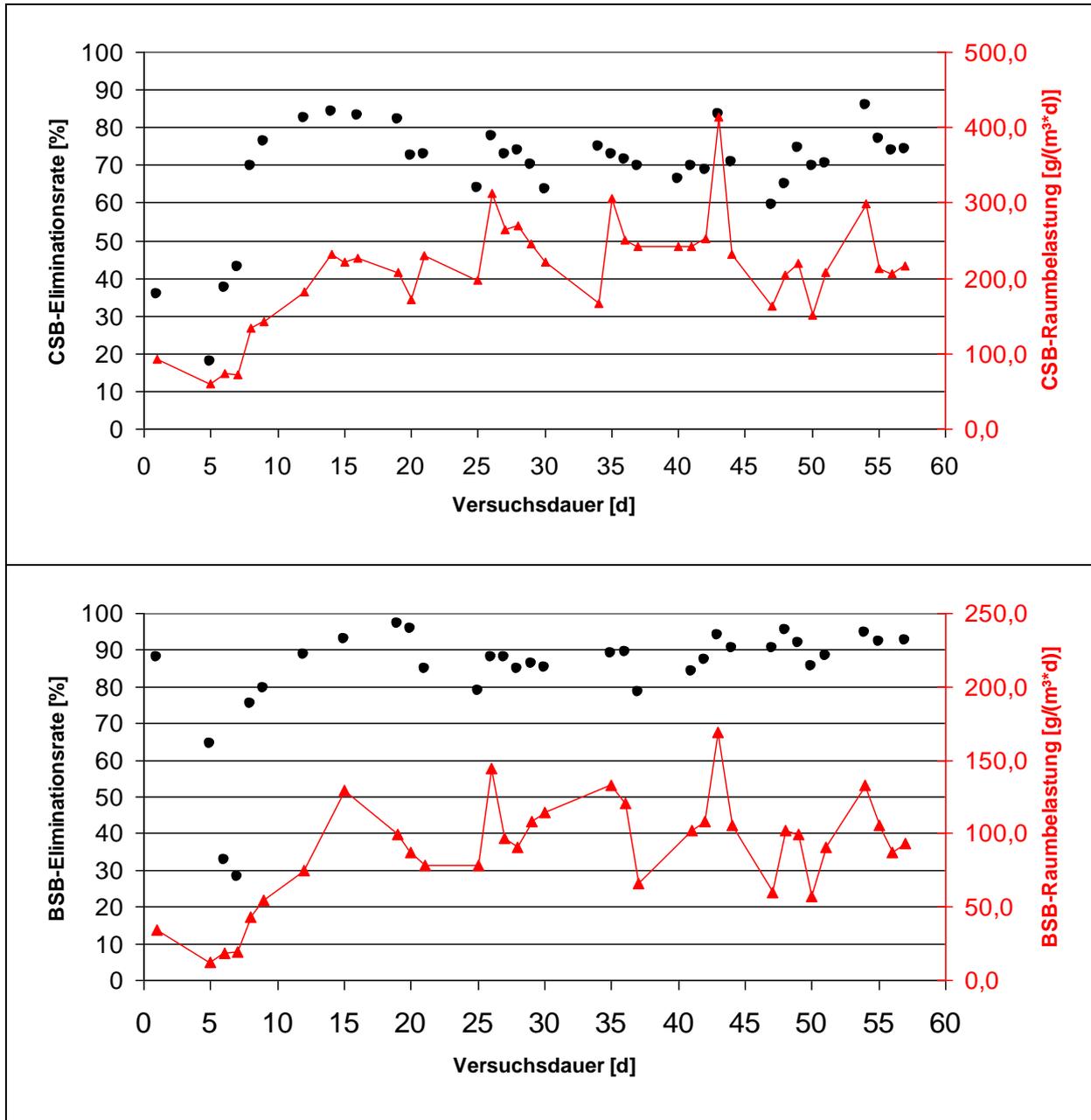


Abbildung 5-9: CSB- und BSB_5 -Eliminationsrate in Abhängigkeit von der Belastung

Insgesamt konnte für eine Raumbelastung $B_{R,CSB} < 260 \text{ g/(m}^3\text{*d)}$ [85%-Quantil der 1. Betriebsphase] eine CSB-Eliminationsrate $\eta_{CSB} = 81\%$ erreicht werden. Für BSB_5 -Raumbelastungen von $B_{R,BSB} < 130 \text{ g/(m}^3\text{*d)}$ konnte eine Eliminationsrate von $\eta_{BSB} = 94\%$ erzielt werden.

Stickstoffelimination

Unter Stickstoffelimination wird im Allgemeinen die Nitrifikation von Ammoniumstickstoff zu Nitratstickstoff verbunden mit der Denitrifikation des Nitratstickstoffes zu ele-

mentarem Stickstoff, welcher in die Atmosphäre entweicht, verstanden. Nitrifikanten sind langsam wachsende autotrophe Bakterien, deren Wachstumsgeschwindigkeit im Vergleich zu derjenigen der heterotrophen Bakterien, die organische Stoffe abbauen, viel geringer ist. Die Nitrifikation läuft unter Verbrauch von Sauerstoff ab. Zusätzlich werden Protonen H^+ freigesetzt, was zur Folge hat, dass die Säurekapazität des Abwassers abnimmt.

Bei der Denitrifikation nutzen heterotrophe Bakterien in Abwesenheit von gelöstem Sauerstoff den im Nitrat gebundenen Sauerstoff zur Oxidation von organischen Stoffen. Die Denitrifikation verbraucht Säure (Protonen H^+) wobei die Base Bikarbonat frei wird. Es kann somit die Hälfte der Säurekapazität, die in der Nitrifikation verlorengewonnen ist, zurückgewonnen werden.

Die Abbildung 5-10 zeigt die Ganglinie des Stickstoffparameters TKN. Auch an dieser Grafik ist die Belastungssteigerung mit dem Betriebsstart der Anlage klar zu erkennen. Die Elimination von TKN hat sich bis zum 15. Versuchstag zufriedenstellend entwickelt, jedoch kann festgestellt werden, dass diese von der Belastung abhängig war. Das gemeinsame Auftreten an oxidiertem Stickstoff (NO_2-N und NO_3-N) von Beginn an zeigt eine einsetzende Nitrifikation an. Bei geringen Belastungen bis zum 15. Versuchstag nehmen die Nitrit-Frachten im Ablauf der Anlage stetig ab und die Nitrat-Frachten zu. Hier ist die Entwicklung der Nitrifikation sehr gut zu erkennen (vgl. Abbildung 5-10 (unten)).

Ab dem 16. Versuchstag bis zum 36. Versuchstag wurden zusätzlich 0,5 Liter Urin in den Vorlagebehälter dosiert. Der zusätzliche Urinanteil erhöhte die Ammonium-Stickstoff-Fracht aus dem Rohabwasser im Mittel um 2,7 g/d. Mit der Urindosierung sollte eine höhere Ammoniumbelastung gefahren und somit die Entwicklung des Biofilms gefördert werden. Dies erwies sich jedoch vor allem im Hinblick auf die Nitrifikanten als nicht möglich, da die TKN-Raumbelastung als Belastungsstoß bis auf $180 \text{ g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ gesteigert wurde. Die Nitrifikationsraten gingen sofort zurück. In der Folge nahmen die Frachten an nichtoxidiertem Stickstoff (TKN-N und NH_4-N) im Ablauf zu, was letztlich auf eine zunehmend unvollständige Nitrifikation schließen lässt. Mit der Rezirkulation gelangte temporär also eine weitere zusätzliche Ammonium-Stickstoff-Fracht in den Zulauf. Die Anpassung der Nitrifikanten an die veränderten Belastungsverhältnisse verlief erwartungsgemäß sehr träge. Erst ab dem 25. Versuchstag ist eine Reaktion durch eine vermehrte Oxidation des Ammoniums zu Nitrit (1. Stufe der Nitrifikation) mit dem Anstieg der Nitrit-Stickstoff-Frachten (bis 1,35 g/d) im Ablauf zu erkennen. Die Nitrat-Stickstoff-Frachten im Ablauf pegelten sich jedoch auch bei höheren Belastungen relativ stabil bei weniger als 1 g/d ein. Typischerweise deutet die beobachtete Nitritation bei gleichzeitig gehemmter Nitratation auf Sauerstoffmangel hin [WALTER, 1989].

Ab dem 36. Versuchstag wurde die NH_4-N -Raumbelastung auf Werte zwischen 65 und $90 \text{ g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ eingestellt. Daraufhin stellte sich eine schwankende Eliminationsrate um 40% ein. Die anfänglichen NH_4-N -Eliminationsraten von über 90% konnten während der ersten 60 Betriebstage nicht mehr erreicht werden. Das mangelnde Angebot

an $\text{NH}_4\text{-N}$ (Substratlimitierung) kann als Ursache ausgeschlossen werden. Als maßgebende Einflussfaktoren verbleiben somit niedrige pH-Werte, niedrige Sauerstoffgehalte und insbesondere eine geringe Kontaktzeit zwischen dem Abwasser und dem Biofilm.

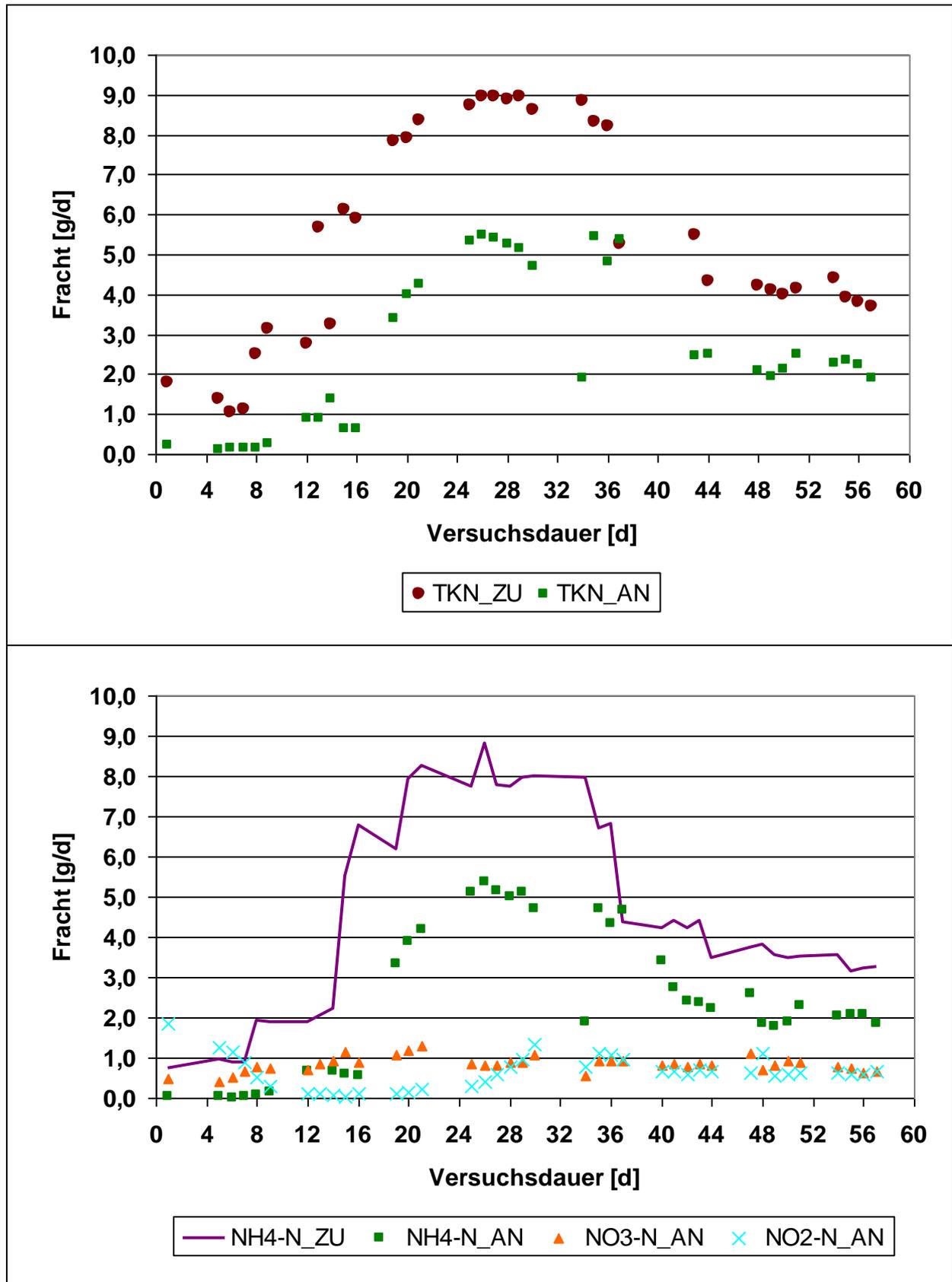


Abbildung 5-10: Ganglinien der Stickstoffparameter TKN (oben) und NH₄-N; NO₃-N und NO₂-N (unten) während der Einfahrphase

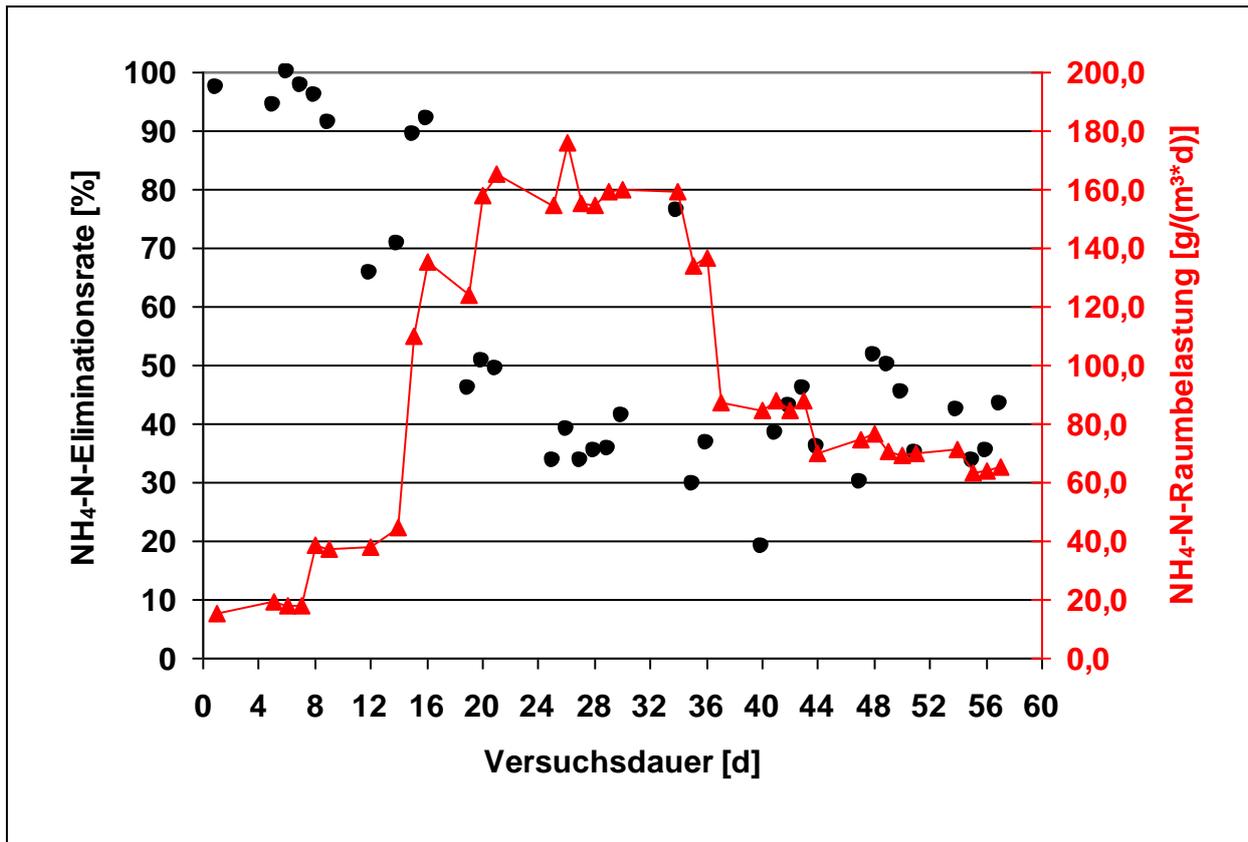


Abbildung 5-11: NH₄-N-Eliminationsrate in Abhängigkeit der NH₄-N-Raumbelastung

In der folgenden Abbildung 5-12 sind die Ganglinien der Säurekapazität und des pH-Wertes im Ablauf der Biofilteranlage dargestellt. Die Säurekapazität [mmol/l] ist ein Maß für die Pufferkapazität des Wassers gegenüber Säuren und entspricht annähernd der Konzentration an Hydrogencarbonat. Sie kann definiert werden als die Menge an Salzsäure, die erforderlich ist, einen pH-Wert von 4,3 einzustellen.

Das Carbonat-/Hydrogencarbonatpuffersystem verhindert ein Absinken des pH-Wertes aufgrund vermehrter Säureproduktion, in dem es H⁺-Ionen neutralisiert, die im Zuge der biologischen Veränderung der Bindungsformen des Stickstoffs bei der Nitrifikation freigesetzt werden.

Da es sich um ein offenes Puffersystem handelt, nimmt die HCO₃⁻-Pufferkapazität im Verlauf der Pufferung ab. Die Folge des Säurekapazitätsverbrauchs ist in der Regel eine Versauerung des Reaktors verbunden mit dem Absinken des pH-Wertes. Des Weiteren werden pH-Wert-Schwankungen bei einer niedrigen aber konstanten Säurekapazität durch die Variation des CO₂-Gehaltes hervorgerufen. Eine Versauerung erfolgt, wenn im Reaktor prozessimmanent zu viele H⁺-Ionen freigesetzt werden und dadurch der pH-Wert so weit absinkt, dass die Mikroorganismen gehemmt werden. Die überschüssige Säure führt zum Auflösen des Biofilms, was durch eine erhöhte Schwebstoffkonzentration in der Nachklärung zu beobachten ist.

Somit kann festgestellt werden, dass die Menge des nitrifizierbaren Stickstoffs von der Säurekapazität im Zulauf begrenzt wird. Die verbleibende Säurekapazität im Ablauf des Systems sollte aus betrieblichen Sicherheitsgründen den Mindestwert von 1,5 mmol/l nicht unterschreiten.

In den ersten Versuchstagen schwankt der pH-Wert im neutralen Bereich zwischen 7,9 und 7,5. Mit der Urinzugabe am 16. Versuchstag fällt der pH-Wert auf 7,25 und pendelt sich in den Folgetagen zwischen 7,4 und 8,0 ein. Der optimale pH-Wert-Bereich für die Nitrifikation liegt zwischen $\text{pH} = 7,5$ bis 8,3. Somit kann der pH-Wert nicht als Ursache für die geringen Eliminationsleistungen herangezogen werden.

Während der 1. Betriebsphase waren die aerob betriebenen Module mit den darunter liegenden Trichtern kraftschlüssig und luftdicht verbunden. Es wurde angenommen, dass über den Wassersog beim Durchströmen der Module ausreichend Sauerstoff in den Biofilter „nachgesaugt“ wird. Die tatsächliche Sauerstoffversorgung im Modul konnte jedoch im Rahmen der Versuche nicht messtechnisch überprüft werden.

Als eine maßgebliche Ursache für den Einbruch der Nitrifikation bei schnell erhöhten Raumbelastungen ist eine unzureichende Biomasse (autotrophe Bakterien) zur Stickstoffoxidation anzuführen. Die Nitrifikanten konnten nicht schnell genug wachsen, um sich an das gestiegene Nahrungsangebot anpassen zu können. Mit steigender Belastung ergab sich auch eine höhere BSB-Fracht, die schnell wachsenden heterotrophen Bakterien überwucherten die autotrophen Bakterien.

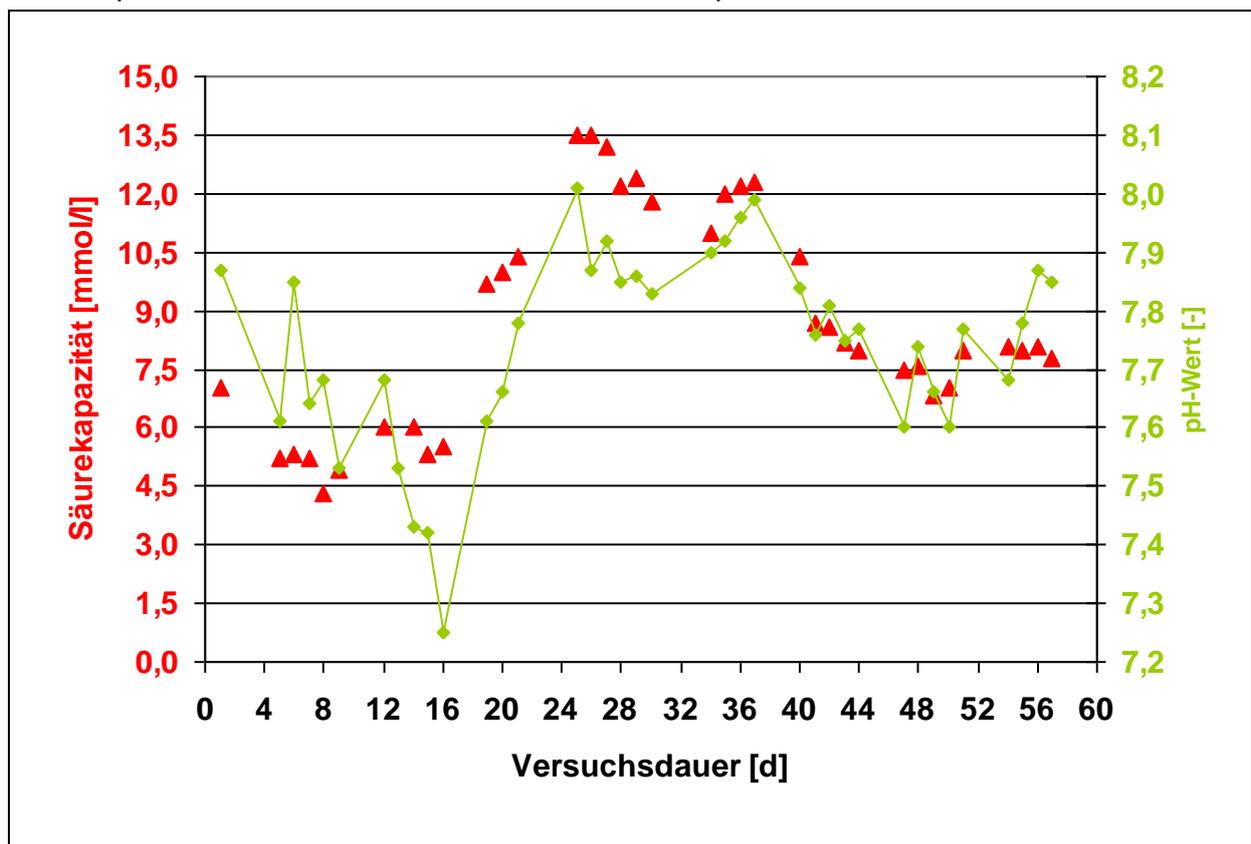


Abbildung 5-12: Ganglinien der Säurekapazität und des pH-Wertes während der 1. Betriebsphase

Die Stickstoffelimination im Zuge der Denitrifikation funktioniert nach den ersten 12 Betriebstagen gut. Die $\text{NO}_3\text{-N}$ -Eliminationsraten erreichen, bis auf wenige Ausnahmen, unabhängig von schwankenden Raumbelastungen mehr als 90% (vgl. Abbildung 5-13). Es konnte jedoch nicht der gesamte nitrifizierte Stickstoff denitrifiziert werden, da die Nitrat-Konzentration im Ablauf der Anlage der Nitrat-Konzentration im Rezirkulat entspricht. In den hier durchgeführten Versuchen wurde bei einem

Rezirkulationsverhältnis von 1 ungefähr die Hälfte der Nitratfracht aus dem Ablauf rezirkuliert (85%-Quantil: $B_{d,NO_3-N,AN} = 1,0 \text{ g/d}$; $B_{d,NO_3-N,ZU} = 0,42 \text{ g/d}$). Je größer die Rezirkulation, desto größer kann theoretisch die Denitrifikation werden.

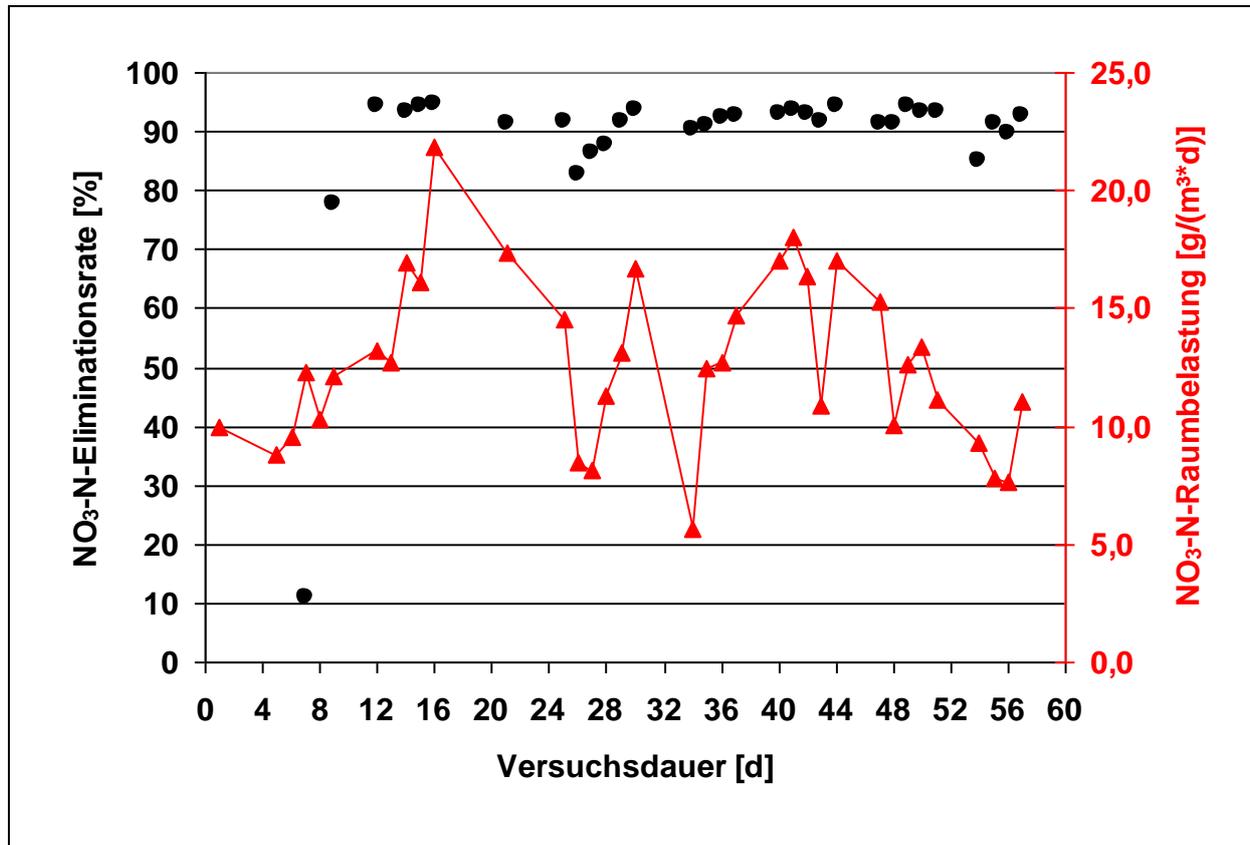


Abbildung 5-13: NO_3 -N-Eliminationsrate in Abhängigkeit der NO_3 -N-Raumbelastung

5.2.4 Betriebsprobleme

Während der Einfahrphase traten hin und wieder Betriebsstörungen auf, die Beschickungsunterbrechungen sowohl einzelner Module als auch der ganzen Anlage erforderten bzw. bewirkten. Die Ursache für einen Ausfall der Beschickung lag in den meisten Fällen an der Steuerung. Ein Ausfall der Schlauchpumpe aufgrund defekter Silikonschläuche konnte relativ schnell behoben werden.

Ein größeres Problem stellte jedoch die durch Geruchsbelästigung ab dem 30. Betriebstag festgestellte Versäuerung des Denitrifikationsmoduls dar. Es bildeten sich weiße Flocken, die sich im Modul und im ersten Zwischenklärbecken absetzten. Die erste Folge war, dass ab dem 37. Betriebstag die Urindosierung eingestellt wurde. Im Denitrifikationsmodul herrschten anstatt eines anoxischen Milieus anaerobe Zustände. Dies war auf eine zu geringe Sauerstoffversorgung über das Nitrat zurückzuführen. Somit lag die Hauptursache für diese Betriebsstörung in der unzureichenden Nitrifikation. Um dem Problem zu begegnen wurde das Modul geöffnet, gereinigt (weiße Schlammflocken entfernt) und dem Abwassergemisch im Vorlagebehälter Dolomin als externe Nitratquelle zudosiert. Des Weiteren wurden in der nächsten Betriebsphase verschiedene Maßnahmen ergriffen, um die Leistungsfähigkeit der Nitrifikation zu fördern.

5.3 Betriebsphase zur Optimierung der Anlagenkonfiguration und des Beschickungsregimes / Einfluss der Rezirkulation

Mit dem Beginn der zweiten Betriebsphase wurden der Versuchsaufbau und die Anlagenkonfiguration nach den Erfahrungen der Einfahrphase verändert. Die in Abbildung 5-1 dargestellte Anlagenkonfiguration wurde, einschließlich der internen Rezirkulation, ab dem 58. Betriebstag betrieben. Die interne Rezirkulation aus dem Ablauf in das erste aerob betriebene Modul sollte die Kontaktzeit zwischen dem Abwasser und dem Biofilm verlängern, und somit die Nitrifikation verbessern. Zusätzlich gewährleistet die Rezirkulation eine ausreichende Spülkraft des Abwassers zum Abtransport des überschüssigen Schlammes aus dem Modul.

Eine Maßnahme zur Verbesserung der Sauerstoffversorgung war der Einbau von Distanzhülsen zwischen dem gedruckten Modul und dem Trichter, der das Abwasser gezielt in die Zwischen- bzw. Nachklärbecken einleitet. Dadurch entstanden an der Unterseite des Moduls Lufteintrittsöffnungen, um auch die unteren Schichten des Biofiltermoduls mit Sauerstoff zu versorgen.

Die Betriebsphase zur Optimierung der Anlagenkonfiguration dauerte 42 Betriebstage und wurde vom 26.06.2009 (58. Betriebstag) bis 06.08.2009 (99. Betriebstag), mit kurzzeitigen Unterbrechungen durch Betriebsstörungen, durchgeführt.

5.3.1 Beschickungsregime (hydraulische Belastung, Rezirkulation)

Der Tageszufluss blieb über den gesamten Verlauf der zweiten Betriebsphase mit 52,00 Litern Abwassergemisch pro Tag konstant. Einen Überblick über die hydraulische Belastung der Anlage während der zweiten Betriebsphase gibt die Abbildung 5-14.

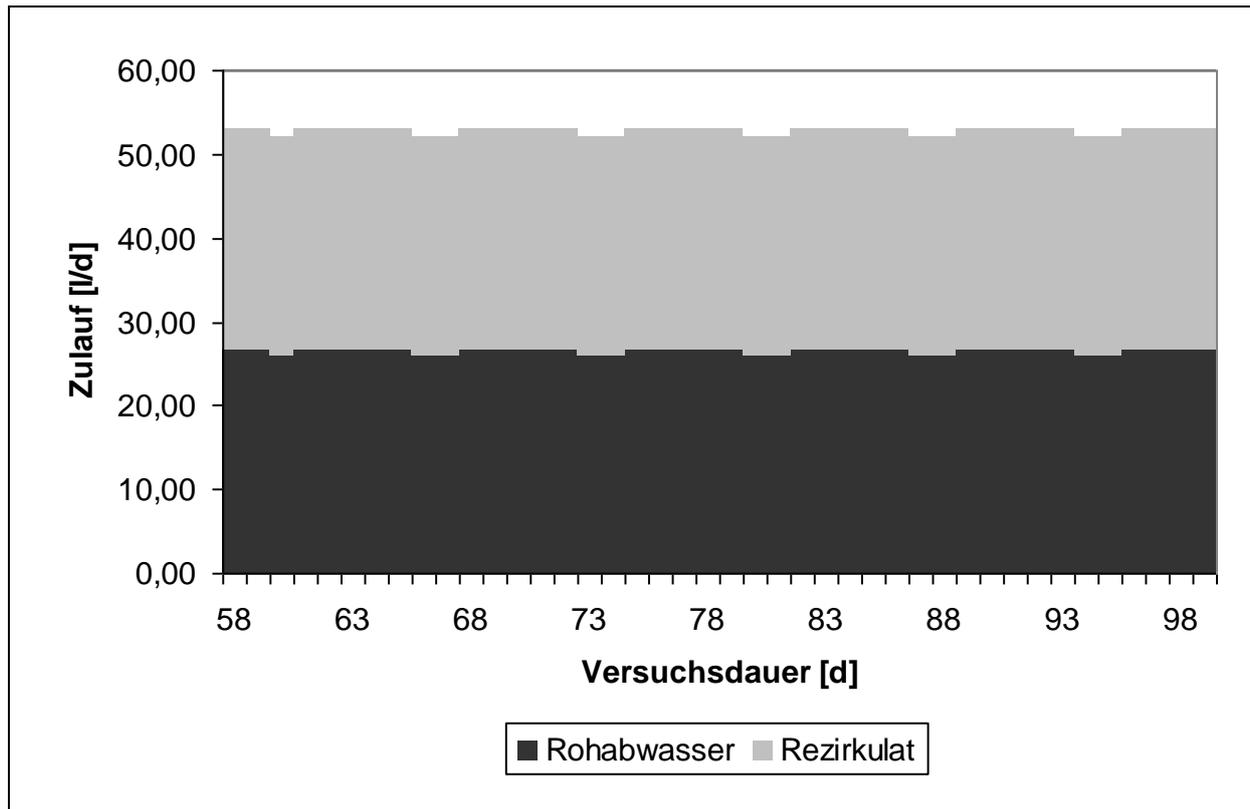


Abbildung 5-14: Hydraulische Belastung der Biofilteranlage während der Optimierungsphase

Die Beschickung erfolgte täglich über 12:45 Stunden, unterteilt in 11 Intervalle von 1:00 Stunde bzw. 1:15 Stunde. Die Beschickungsdauer und die Fördermenge der Schlauchpumpe wurden so gewählt, dass die gewünschte Beschickungsmenge pro Tag erreicht werden konnte. Das erste Intervall zu Beginn des Beschickungszyklus um 11.30 Uhr dauerte 1:45 Stunden. Darauf folgten unterschiedlich lange Pausen im Wechsel mit den Beschickungsintervallen, bis der Zyklus um 9.30 Uhr am Folgetag beendet war. Während der Beschickung förderte die Schlauchpumpe 4,35 l/h. Die unregelmäßig intermittierende Beschickung wurde gewählt, um den diskontinuierlichen Abwasseranfall an Ausflugszielen in Bergregionen zu simulieren.

Zusätzlich zur Beschickung förderte eine weitere Schlauchpumpe den internen Re-zirkulationsstrom aus dem Auffangbehälter für den Ablauf zum ersten aerob betriebenen Modul. Dieser Re-zirkulationsstrom wurde kontinuierlich von 12.45 Uhr bis 8.30 am Folgetag über 19:45 Stunden betrieben. Während dieser Zeit förderte die Schlauchpumpe einen Volumenstrom von 12,7 l/h und insgesamt 250 Liter Re-zirkulat. Der Zulauf wurde 4,8-mal re-zirkuliert und durchfloss im Durchschnitt 5,8-mal die aerobe Stufe der Biofilteranlage.

5.3.2 Stoffliche Belastung

Die stoffliche Belastung des Biofilters ergab sich, wie in der ersten Betriebsphase, aus dem Abwassergemisch im Vorlagebehälter. Das Abwassergemisch setzte sich wieder aus dem Rohabwasser (Schmutzwasser aus dem Trennsystem der Gemeinde Mellingen) und dem Rezyklat (aus dem Ablauf der Anlage) zu gleichen Teilen

zusammen. Auf eine zusätzliche Urindosierung wurde in dieser Betriebsphase verzichtet, da sich die Nitrifikation kontrolliert aufbauen sollte.

Zu Beginn der zweiten Betriebsphase wurde Dolomin als externe Nitratquelle dem Abwassergemisch im Zulauf zugegeben. VTA Dolomin ist eine hochkonzentrierte Nitratlösung, die aus natürlichen Gesteinen der Dolomiten hergestellt wird. Die Substanz zeichnet sich durch einen hohen Calcium- und Magnesiumgehalt aus, der positiv auf biologische Vorgänge wirkt. Die Lösung wurde in geringen Mengen (5 ml; 10 ml; 15 ml) in Abhängigkeit der BSB_5 - und NO_3 -N-Konzentrationen bis zum 71. Betriebstag zugegeben. Nach erneuten Anzeichen von anaeroben Verhältnissen im Denitrifikationsmodul, wurde vom 92. bis 99. Betriebstag wiederholt Dolomin zugegeben. Die Wirkung der Substanz war sehr gut, schon nach der ersten Dosis von 5 ml war der Geruch nach Schwefelwasserstoff nicht mehr bemerkbar. Die Anlagen enthalten die Produktinformationen über Dolomin der Firma VTA.

Ziel dieser Betriebsphase war es, nach einigen Modifikationen an der Anlagenkonfiguration, stabile Reinigungsleistungen bezüglich der sauerstoffzehrenden Stoffe (BSB_5 und CSB), sowie des Stickstoffes zu erzielen. Hierzu wurde die Biofilteranlage mit einer möglichst kontinuierlichen Belastung, ohne eine zusätzliche Urindosierung, beaufschlagt. Die Ganglinien der Raumbelastungen mit CSB , BSB_5 , TKN sowie NH_4 -N zeigt die Abbildung 5-15.

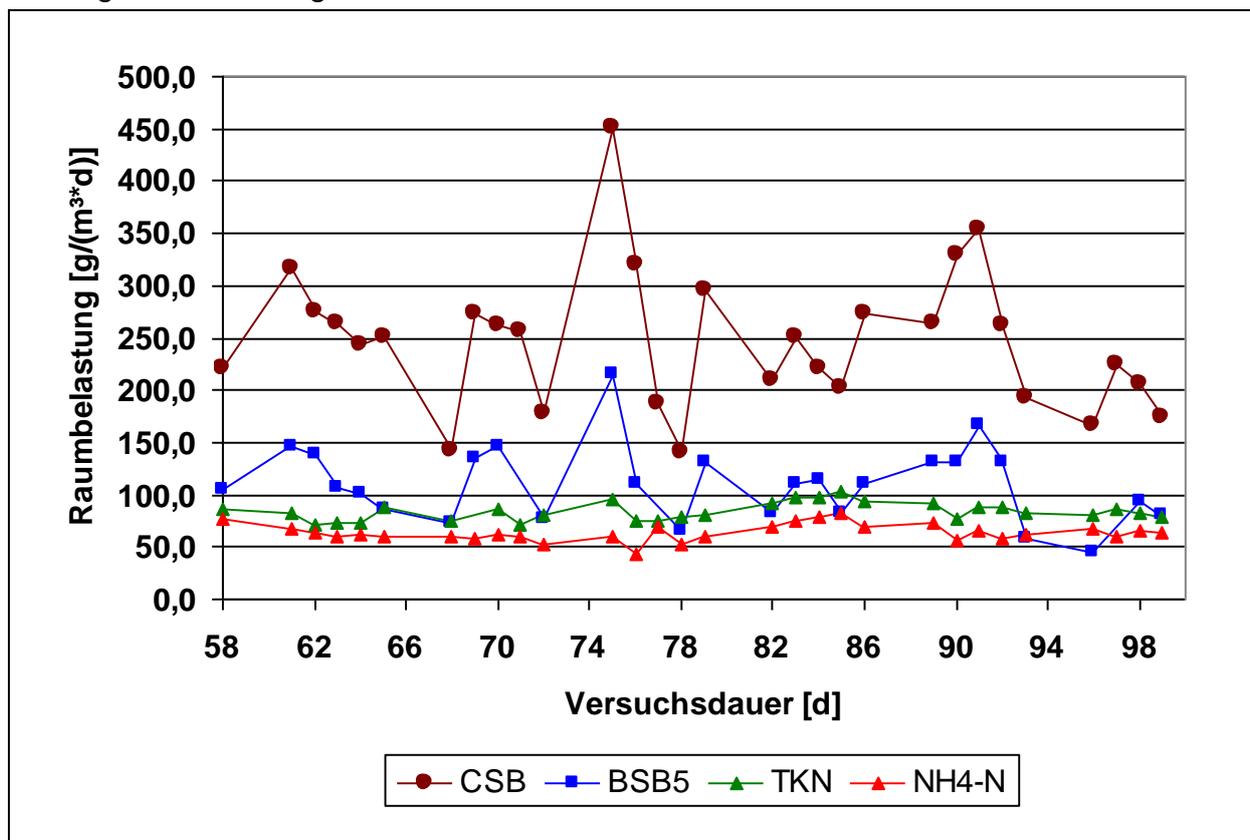


Abbildung 5-15: Ganglinien der Raumbelastungen verschiedener Parameter während der 2. Betriebsphase

5.3.3 Erzielte Reinigungsleistung

Nachdem das Problem mit der Versäuerung des Denitrifikationsmoduls überwunden war, sollte mit einer gleichmäßigen hydraulischen sowie stofflichen Belastung des Biofilters die Reinigungsleistung aus der Einfahrphase stabilisiert und verbessert werden.

Mit der Zugabe von Dolomit entwickelten sich schnell wieder anoxische Verhältnisse im ersten Modul, wo sich die biologischen Prozesse neu etablierten. Der Geruch nach Schwefelwasserstoff war nicht mehr wahrzunehmen und die Denitrifikation wurde gesteigert.

Elimination sauerstoffzehrender Substanzen

Die folgende Abbildung 5-16 zeigt die Ganglinien für die Parameter CSB und BSB₅ über den Versuchszeitraum der Optimierungsphase. Zusätzlich zum Zu- und Ablauf sind hier die Werte des BSB₅ im Ablauf des Denitrifikationsmoduls dargestellt. Es soll gezeigt werden, in wie weit es möglich ist, eine weitgehende anoxische Kohlenstoffelimination im Denitrifikationsmodul zu erreichen. Die rote horizontale Linie kennzeichnet die Anforderungen nach Anhang 1; Tabelle 1 der Richtlinie Des Rates über die Behandlung von kommunalem Abwasser [91/271/EWG].

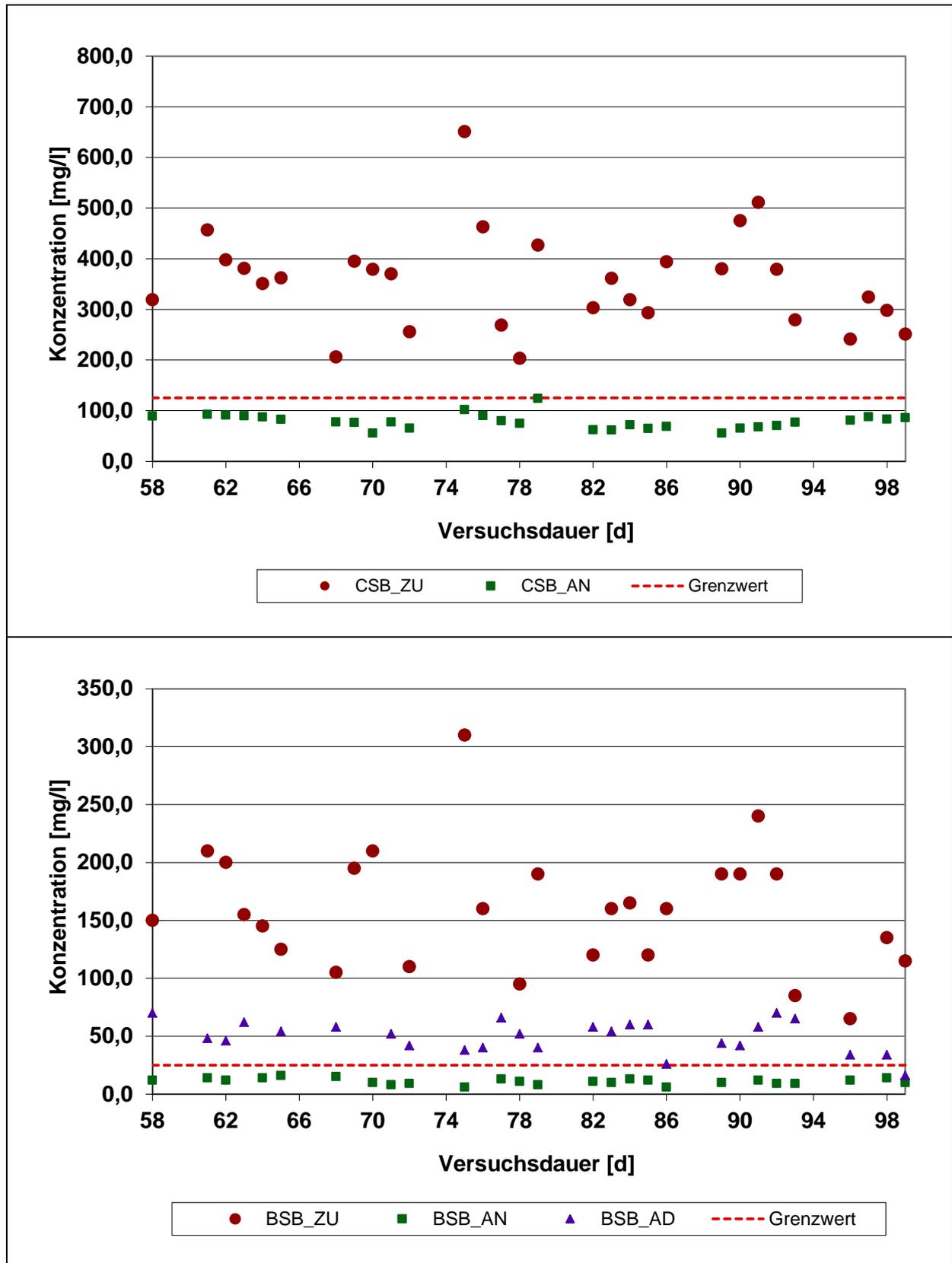


Abbildung 5-16: CSB- (oben) und BSB₅-Konzentrationen im Zulauf, Ablauf und Ablauf des Denitrifikationsmoduls (BSB₅) während der Optimierungsphase

An den beiden Diagrammen ist deutlich zu erkennen, dass nach der Einfahrphase die geforderten Ablaufgrenzwerte sowohl für den CSB als auch für den BSB₅ problemlos eingehalten werden. Des Weiteren fällt auf, dass die Ablaufwerte relativ kon-

stant sind und nicht mehr, wie in der Einfahrphase, mit den Belastungen schwanken. Einzig die BSB_5 -Werte im Ablauf der Denitrifikation zeigen abhängige Schwankungen. In dieser Betriebsphase ist es noch nicht möglich, den geforderten Ablaufwert für BSB_5 ausschließlich über die Denitrifikation einzuhalten. Nur in Ausnahmefällen, wie an den Versuchstagen 86 und 99, wird der geforderte Ablaufwert erreicht bzw. unterschritten.

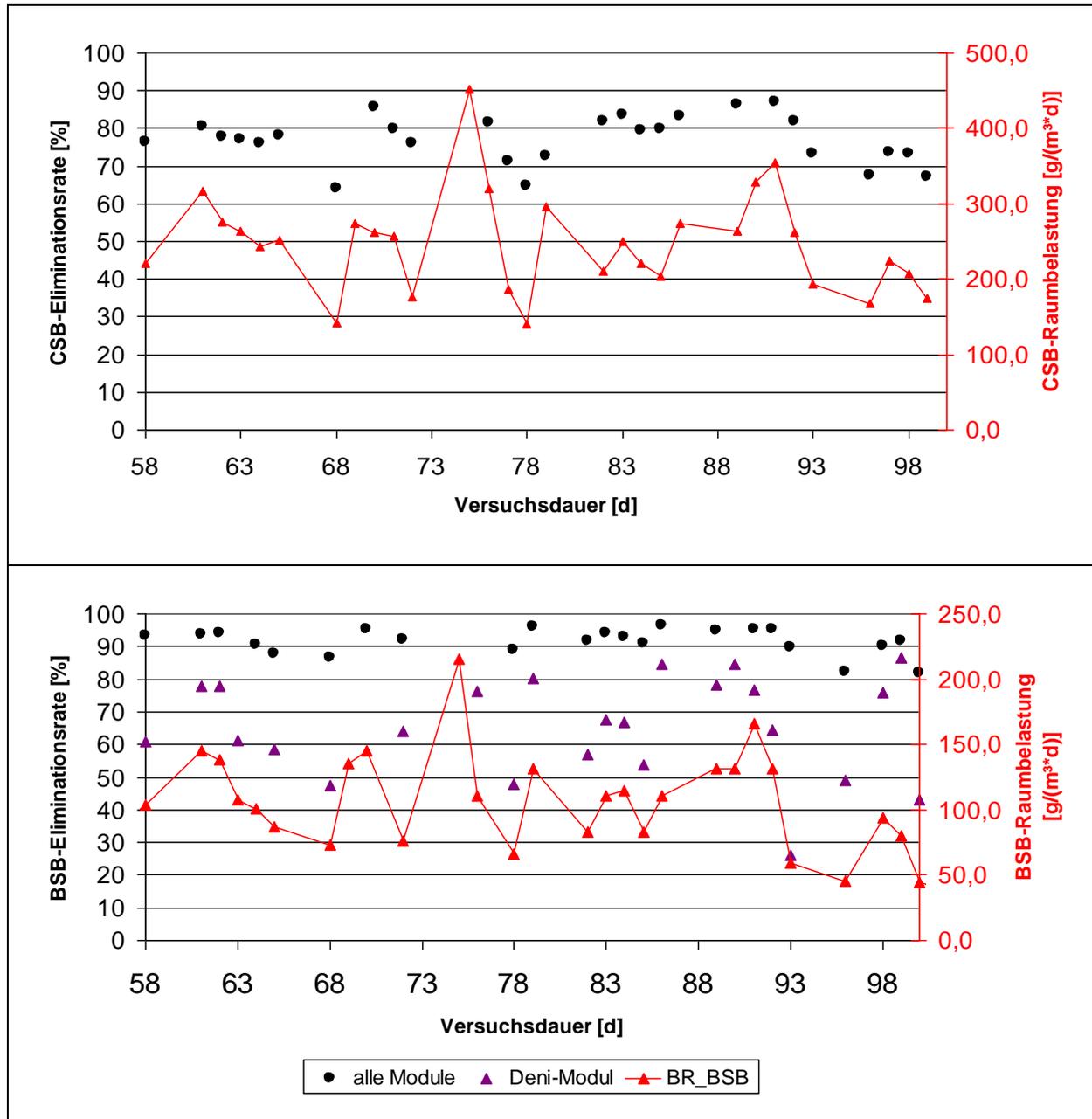


Abbildung 5-17: CSB- und BSB_5 -Eliminationsrate in Abhängigkeit von der Belastung

Während der zweiten Betriebsphase wurde die Biofilteranlage mit einer mittleren Raumbelastung von $250 \text{ g CSB}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ und $110 \text{ g BSB}_5/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ beaufschlagt. Dies bedeutet im Mittel eine Belastungssteigerung um 17% gegenüber der Einfahrphase. Wie aus Abbildung 5-17 hervorgeht wurden dabei mittlere Eliminationsraten von 77% für CSB und 92% für BSB_5 erreicht. Die Eliminationsleistung konnte beim CSB um 12% und beim BSB_5 um 8,3% gegenüber der Einfahrphase gesteigert werden. Die

Abhängigkeit der Eliminationsrate von der Raumbelastung ist jedoch beim CSB noch erkennbar. Die Eliminationsrate nach dem Denitrifikationsmodul lag für den BSB₅ mit im Mittel bei 66%, ist jedoch von der Belastung abhängig großen Schwankungen unterworfen. Eine weitestgehende Elimination organischer Verbindungen wurde also nicht erreicht, weil der nicht ausreichend vorhandene Nitrat-Stickstoff eine Sauerstofflimitierung hervorgerufen hat und damit der heterotrophe Abbau gehemmt wurde. Zum Ende der betrachteten Betriebsphase vermindert sich trotz sinkender Raumbelastung die Eliminationsrate bei beiden Parametern.

Insgesamt konnte für eine Raumbelastung $B_{R,CSB} < 310 \text{ g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ [85%-Quantil der 2. Betriebsphase] eine CSB-Eliminationsrate $\eta_{CSB} = 83,5\%$ erreicht werden. Für BSB₅-Raumbelastungen von $B_{R,BSB} < 140 \text{ g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ konnte eine Eliminationsrate von $\eta_{BSB} = 95\%$ erzielt werden. Der Anhang 1; Tabelle 1 der Richtlinie Des Rates über die Behandlung von kommunalem Abwasser [91/271/EWG] legt neben Einleitgrenzwerte als Konzentrationen auch eine prozentuale Mindestverringerung der Schmutzstoffe fest. Diese liegen für CSB bei 75% und für BSB₅ bei 70 – 90%. Beide Werte wurden nach den Ergebnissen der zweiten Betriebsphase eingehalten. Damit ist die Reinigungsleistung bezüglich der sauerstoffzehrenden Stoffe als zufriedenstellend und stabil zu bewerten.

Stickstoffelimination

Das Hauptaugenmerk bei der Stickstoffelimination liegt wie schon in der ersten Betriebsphase auf einer möglichst vollständigen Nitrifikation in den beiden aerob betriebenen Modulen. Nachdem die Nitrifikation in der ersten Betriebsphase aufgrund der Stoßbelastung mit Urin zum Erliegen kam, galt es in es nun erneut eine Biozönose für die Nitrifikation aufzubauen. Eine Verbesserung des Sauerstoffeintrags versprachen die Lufteintrittsöffnungen zwischen Modulflansch und Trichter. Des Weiteren sollte eine interne Rezirkulation die Kontaktzeit zwischen dem Abwasser und dem aeroben Biofilm erhöhen. Heterotrophe Bakterien, die die organischen Stoffe abbauen, wachsen bedeutend schneller als die autotrophen Nitrifikanten. Infolge dessen kann sich die Nitrifikanten erst richtig entfalten, wenn die Elimination organischer Verbindungen abgeschlossen ist. Eine weitestgehende Elimination der organischen Stoffe soll im Denitrifikationsmodul erreicht werden, damit die folgenden aerob betriebenen Module überwiegend der Nitrifikation zur Verfügung stehen. Wie die Abbildung 5-16 (unten) zeigt, war der Ablauf des Denitrifikationsmoduls weiterhin mit BSB belastet. In der folgenden aeroben Stufe des Biofilters werden diese organischen Verbindungen zunächst von heterotrophen Bakterien veratmet. Dabei kommt es einerseits zu einer Sauerstoffzehrung andererseits zu einem Überwachsen der Nirifikanten. Beides wirkt sich negativ auf die obligat aeroben Nitrifikanten aus.

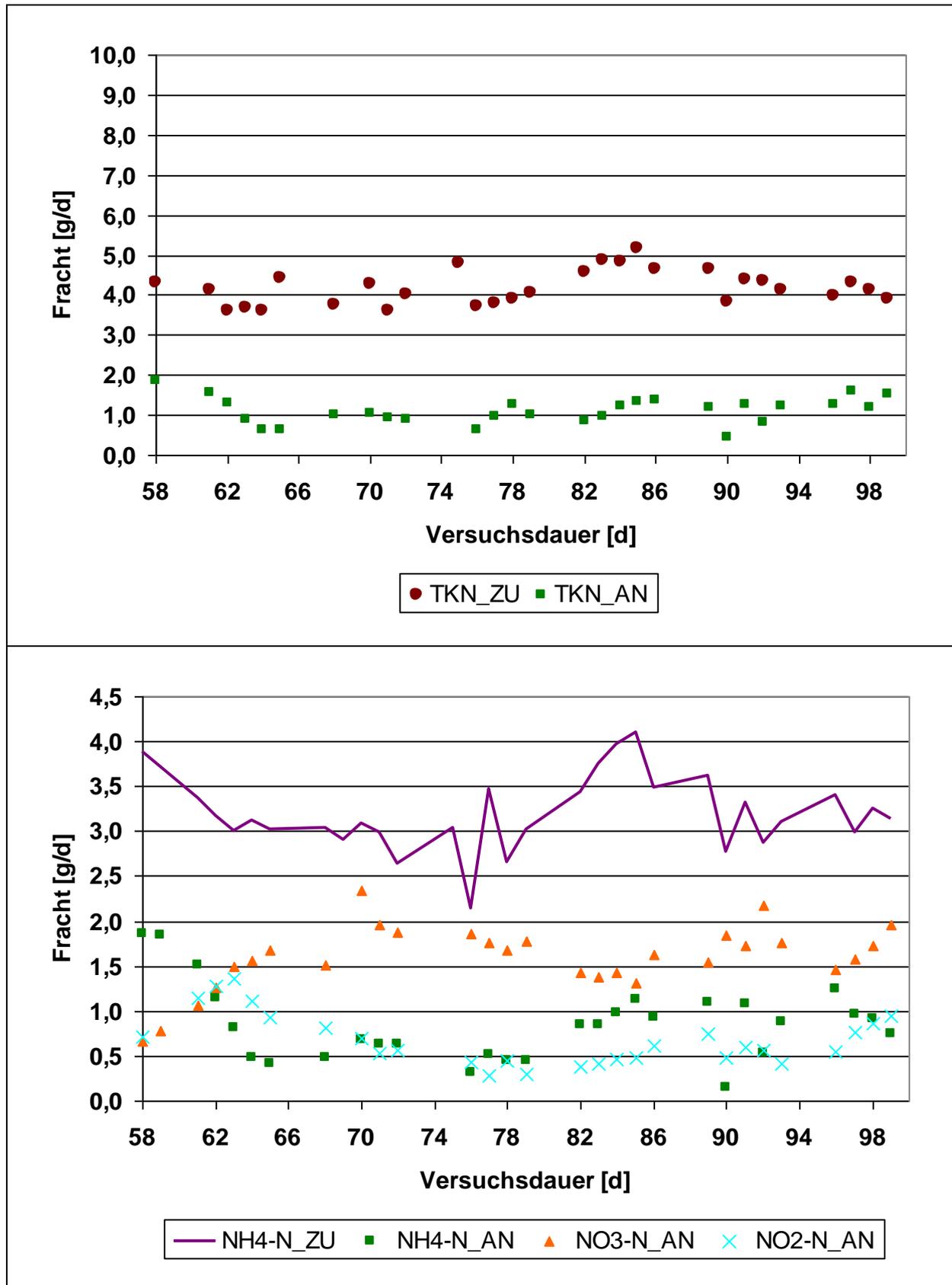


Abbildung 5-18: Ganglinien der Stickstoffparameter TKN (oben) und NH₄-N; NO₃-N und NO₂-N (unten) während der Optimierungsphase

Die Abbildung 5-18 zeigt die Ganglinien der Stickstoffparameters TKN (oben) und NH₄-N, NO₃-N und NO₂-N (unten). An dieser Grafik ist zu erkennen, dass versucht

wurde, eine möglichst kontinuierliche Belastung des Biofilters zu realisieren. Die Elimination von TKN hat sich stabilisiert, jedoch kann festgestellt werden, dass sie weiterhin von der Belastung abhängig war. Im Mittel konnte eine Reduktion um 74% erzielt werden.

Im ersten Drittel der Betriebsphase ist die Entwicklung der Nitrifikation gut zu erkennen. Die Ablaufwerte beim Ammonium-Stickstoff nehmen ab, und im Gegenzug nehmen die Frachten des Nitrit- und Nitrat-Stickstoffes entsprechend zu. Es ist nicht verwunderlich, dass die Nitritation anfangs überwiegt. Ab dem 64. Versuchstag hatten die Nitrobakter ihren Wachstumsrückstand aufgeholt und oxidierten von da an einen Großteil des Nitrit-Stickstoffes zu Nitrat-Stickstoff. Jedoch gelang es während der gesamten Betriebsphase nicht, die komplette Nitrit-Stickstoff-Fracht zu Nitrat-Stickstoff zu oxidieren. Typischerweise deutet die beobachtete Nitritation bei gleichzeitig gehemmter Nitratation auf Sauerstoffmangel hin [WALTER, 1989], der jedoch im Rahmen der Versuche nicht messtechnisch analysiert wurde. Zusammen mit dem ebenfalls im Ablauf analysierten nicht oxidierten Ammonium-Stickstoff gibt dies einen Hinweis auf eine gehemmte Nitrifikation.

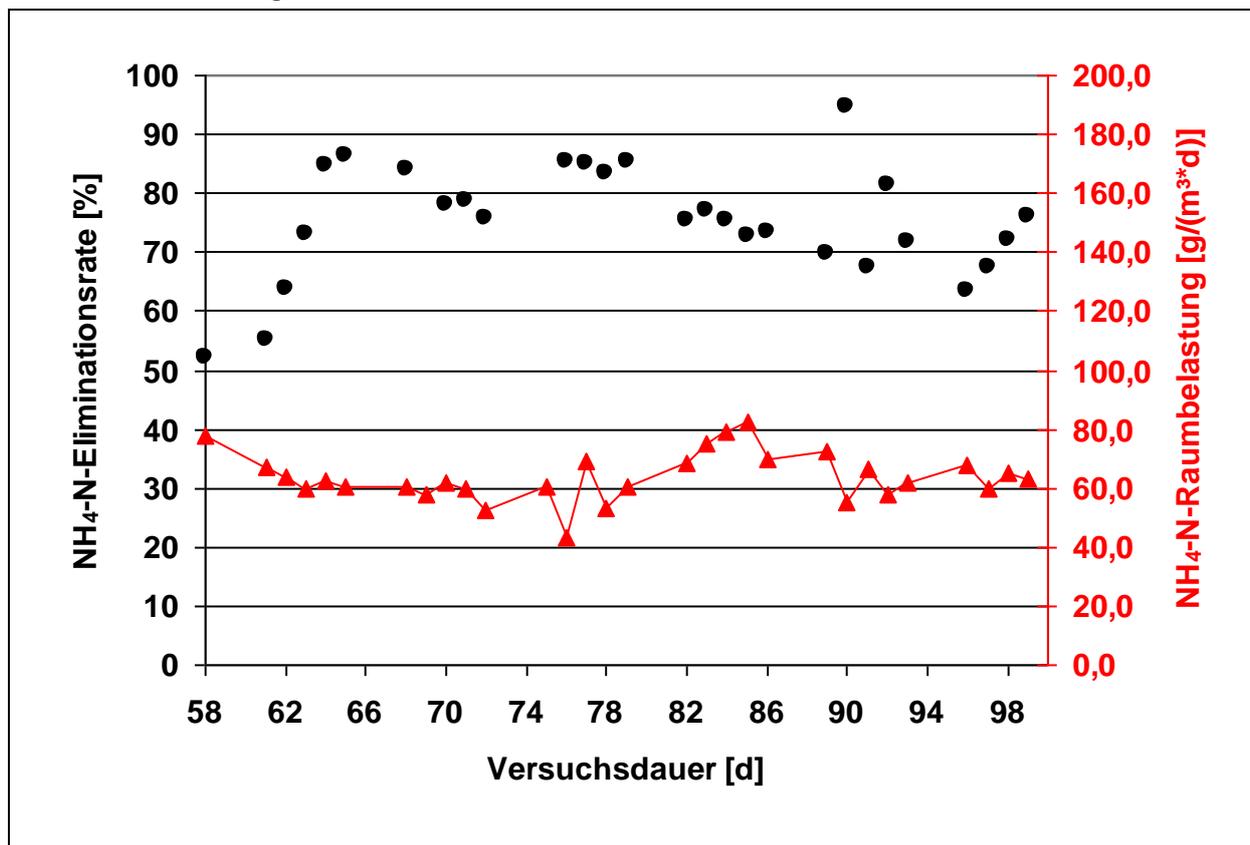


Abbildung 5-19: NH₄-N-Eliminationsrate in Abhängigkeit der NH₄-N-Raumbelastung während der 2. Betriebsphase

Die Abbildung 5-19 zeigt die NH₄-N-Eliminationsrate in Abhängigkeit der Raumbelastung. Auch hier ist zu erkennen, dass der Biofilter relativ konstant beaufschlagt wurde. Sie betrug im Mittel 64 g/(m³·d). An den NH₄-N-Eliminationsraten zu Beginn der zweiten Betriebsphase ist die Steigerung der Nitrifikation festzustellen. Über die Versuchsdauer insgesamt verläuft sie schwankend und erreicht im Mittel 75%.

Wiederum kann das mangelnde Angebot an $\text{NH}_4\text{-N}$ (Substratlimitierung) kann als Ursache ausgeschlossen werden.

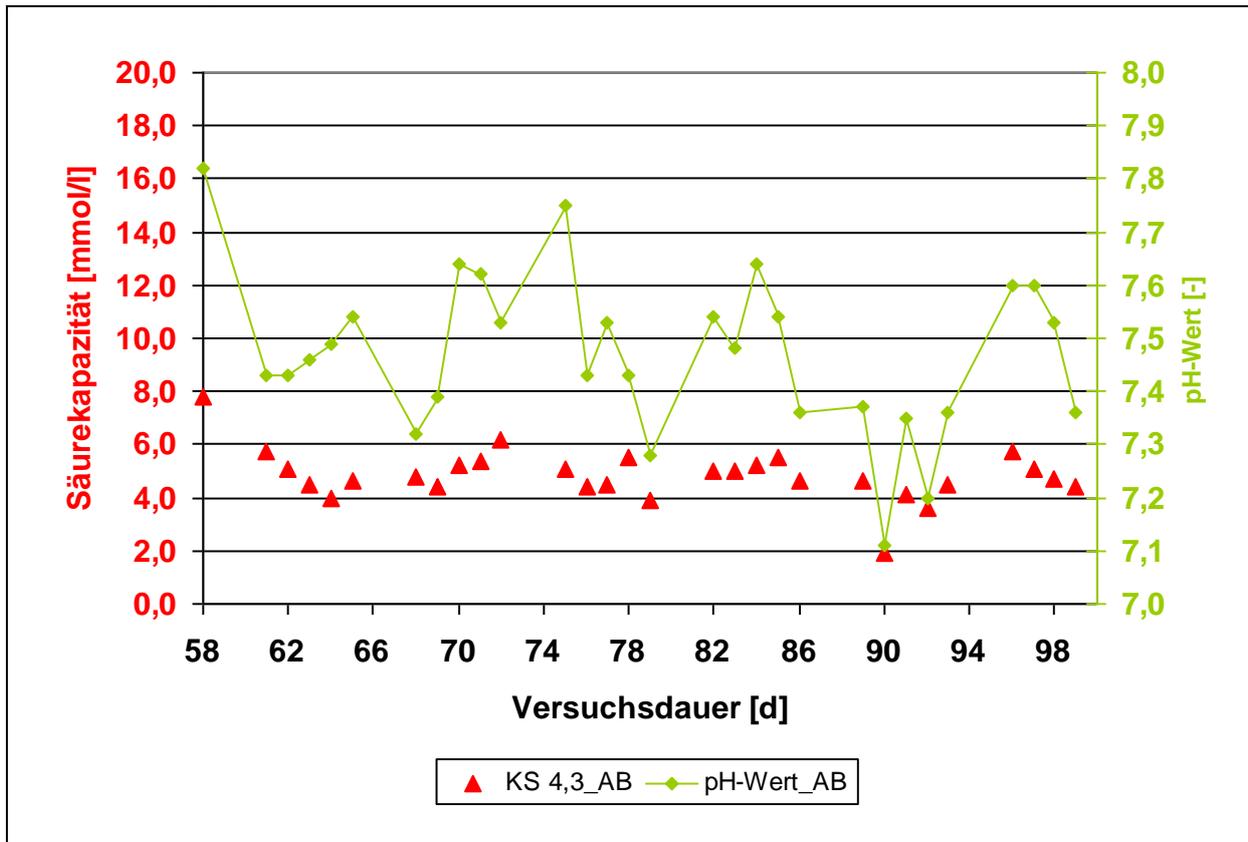


Abbildung 5-20: Ganglinien des pH-Wertes und der Säurekapazität während der 2. Betriebsphase

In der Abbildung 5-20 sind die Ganglinien der Alkalinität (Säurekapazität) und des pH-Wertes im Ablauf der Biofilteranlage dargestellt. Über die Dauer der zweiten Versuchsphase schwankt der pH-Wert im neutralen Bereich zwischen 7,1 und 7,8, was eher den unteren Bereich des optimalen pH-Wirkungsbereiches für die Nitrifikation darstellt ($\text{pH} = 7,5$ bis $8,3$). Die pH-Werte im ermittelten Bereich sollten allerdings keinen nennenswerten Einfluss auf die Nitrifikation haben. Darüber hinaus bildet die im Mittel vorhandene Säurekapazität im Ablauf der Anlage mit $4,8 \text{ mmol/l}$ einen ausreichenden Puffer gegen das Absinken des pH-Wertes.

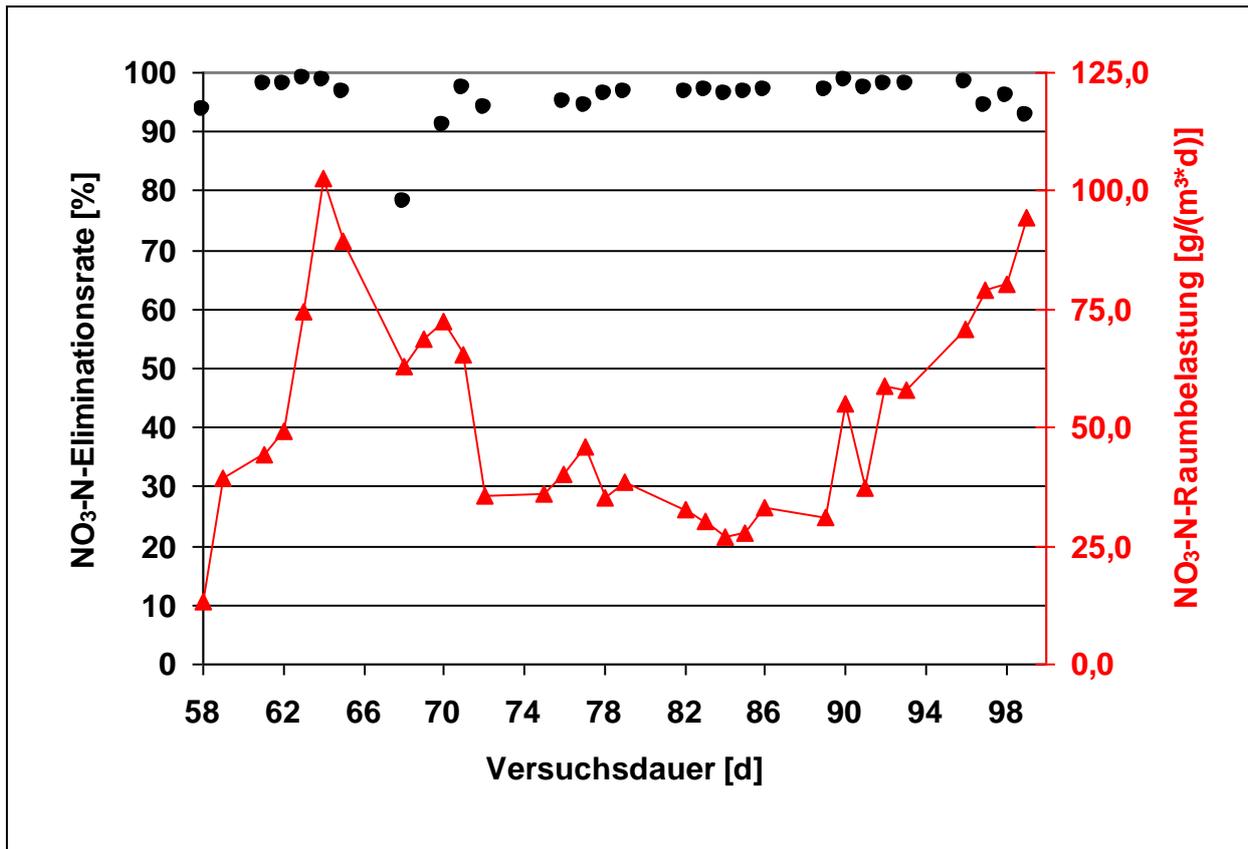


Abbildung 5-21: NO₃-N-Eliminationsrate in Abhängigkeit der NO₃-N-Raumbelastung während der 2. Betriebsphase

Die Abbildung 5-21 zeigt die Nitrat-Stickstoff-Eliminationsrate in Abhängigkeit der NO₃-N-Raumbelastung. Am Verlauf des Grafen ist ersichtlich, dass zu Beginn (bis zum 71. Versuchstag) und am Ende (ab dem 92. Versuchstag) der zweiten Betriebsphase das Additiv Dolomin als externe Nitratquelle in den Vorlagebehälter dosiert wurde. Aufgrund von fehlenden Erfahrungswerten kam es anfangs zur Erhöhung der Dosis bis auf 15 ml an den Versuchstagen 64 bis 67. Es wurde eine Raumbelastung von > 100 g/(m³·d) erreicht, die zu einem Rückgang der NO₃-N-Eliminationsrate führte. Dieser Rückgang ist nicht auf ein Versagen des Denitrifikationsmoduls zurückzuführen, sondern ist die Folge einer Überdosierung von Nitrat-Stickstoff, der mit dem vorhandenen Denitrifikationsvolumen nicht vollständig reduziert werden konnte. An die Ablaufwerte angepasst, wurde die Dosis in den Folgetagen auf 5 ml verringert und ab dem 72. Versuchstag die Dosierung eingestellt. Über die weitere Versuchsdauer wurde eine mittlere NO₃-N-Eliminationsrate von 96,5% erreicht. Anaerobe Verhältnisse, diagnostiziert durch einen typischen Geruch nach Schwefelwasserstoff, machten eine erneute Zugabe von Dolomin nötig. Durch die Dosierung von 5 bis 10 ml des Additivs stieg die Raumbelastung wiederum auf nahezu 100 g/(m³·d) an und nach wenigen Tagen waren die anoxischen Verhältnisse im Denitrifikationsmodul wieder eingestellt.

5.4 Betriebsphase zur Mitbehandlung von Urin

Die dritte Betriebsphase teilt sich in zwei Abschnitte und hatte zum Ziel, das Verhalten der Reinigungsleistung bei der Mitbehandlung von Urin zu untersuchen. Der erste Abschnitt dauerte vom 18.08.2009 (100. Betriebstag) bis zum 22.09.2009 (146. Betriebstag) und der 2. Abschnitt vom 16.11.2009 (201. Betriebstag) bis zum 27.11.2009 (212. Betriebstag). Im ersten Abschnitt dieser Betriebsphase wurde der Versuchsaufbau und die Anlagenkonfiguration in gleicher Weise betrieben, wie in der vorhergehenden zweiten Betriebsphase. Im zweiten Abschnitt bestand der Unterschied im Versuchsaufbau darin, dass eine dem Bioreaktor nachgeschaltete Phosphatadsorberstufe auf ihre Wirkungsweise hinsichtlich einer Phosphorelimination und den Rückgewinn von Säurekapazität getestet wurde. Dafür wurde der Rezirkulationsstrom aus dem Ablauf über einem mit Kalkstein gefülltes Modul verrieselt und dann in die aerobe Stufe geführt. Die zurückgewonnene Pufferkapazität sollte ein Absinken des pH-Wertes verhindern, und somit die Nitrifikation verbessern.

5.4.1 Beschickungsregime

Aufgrund der Betriebsprobleme am Ende der vorhergehenden Betriebsphase wurde die hydraulische Belastung zu Beginn um ein Drittel reduziert, um eine Stabilisierung des Gesamtsystems herbeizuführen. Der Tageszufluss beläuft sich in den ersten zehn Tagen auf 36,0 Liter und setzt sich aus 9,5 Liter Schmutzwasser und 26,5 Liter Rezirkulat zusammen. Ab dem 111. Betriebstag wurde der Schmutzwasseranteil von 10,0 Litern bis auf 11,27 Liter gesteigert und analog das Rezirkulat von 19,0 Liter auf 24,48 Liter (vgl. Abbildung 5-22). Zusätzlich wurde Urin in Mengen von 40 ml sich steigernd auf 230 ml zugegeben. Im zweiten Abschnitt setzte sich das Abwassergemisch aus den Maximalwerten des ersten Abschnittes zusammen (in der Abbildung nicht dargestellt).

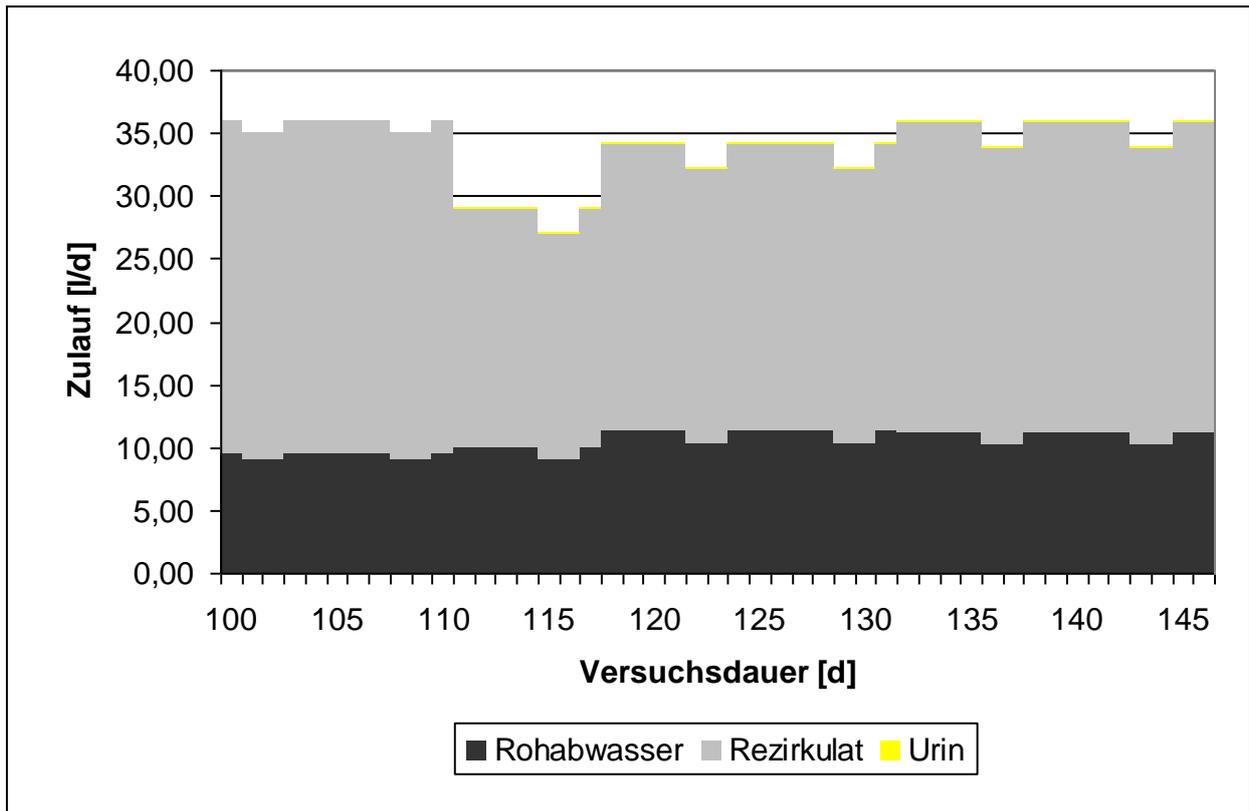


Abbildung 5-22: Hydraulische Belastung der Biofilteranlage während der 3. Betriebsphase

Die Beschickung erfolgte während der ersten zehn Betriebstage täglich über 8:30 Stunden unterteilt in 12 Intervalle von 0:30 Stunde bzw. 0:45 Stunde. Die Beschickungsdauer und die Fördermenge der Schlauchpumpe wurden analog den vorhergehenden Betriebsphasen so gewählt, dass die gewünschte Beschickungsmenge pro Tag erreicht werden konnte. Das erste Intervall zu Beginn des Beschickungszyklus um 11.30 Uhr dauerte 0:45 Stunden. Darauf folgten unterschiedlich lange Pausen (bis zu 1:15 Stunde) im Wechsel mit den Beschickungsintervallen bis der Zyklus um 9.30 Uhr am Folgetag beendet war. Während der Beschickung förderte die Schlauchpumpe 4,35 l/h. Der Rezirkulationsstrom wurde im Vergleich zur zweiten Betriebsphase um das Doppelte erhöht. Die Schlauchpumpe rezirkulierte die Ablaufwassermenge von 14.45 Uhr bis 8.30 Uhr des Folgetages mit 28,7 l/h ca. 9,8-mal über die aerobe Stufe der Biofilteranlage.

Mit der Zugabe von Urin und der Anpassung der hydraulischen Belastung ab dem 111. Betriebstag änderten sich sowohl das Beschickungs- als auch, ab dem 117. Betriebstag, das Rezirkulationsregime. Für die Tageswassermenge von 28,0 Litern wurden die 12 Beschickungsintervalle beibehalten, wobei 9 Intervalle eine Dauer von 0:30 Stunden und 3 Intervalle eine Dauer von 0:45 Stunden umfassen. Die Beschickungspumpe wird mit einem Förderstrom von 4,35 l/h betrieben. Das Beschickungsregime wurde an den folgenden Betriebstagen so eingestellt, dass die gewünschte Beschickungsmenge pro Tag erreicht werden konnte.

Ab dem 117. Betriebstag musste das Rezirkulationsverhältnis angepasst werden, da es zum vermehrten Biofilmaustrag aus den Modulen kam. Die Rezirkulation wurde so eingerichtet, dass die Schlauchpumpe von 13.00 Uhr bis 8.30 Uhr des Folgetages

eine Wassermenge von 260,0 Litern gefördert hat. Die Ablaufwassermenge wurde damit im Durchschnitt 6,5-mal recirkuliert.

Im zweiten Abschnitt dieser Betriebsphase, in der das Kalksteinmodul in das System eingebunden war, wurde das Beschickungsregime dahingehend geändert, dass 11 ausgedehnte Beschickungsintervalle eingerichtet wurden, die von 0:30 Stunden Pausen unterbrochen wurden. Dies ermöglichte eine Reduzierung des Pumpenförderstroms auf 2,13 l/h. Die gesamte Beschickungszeit dauerte 16:00 Stunden von 11.30 Uhr bis 9:30 Uhr des Folgetages.

Die Rezirkulation unter Einbindung des Kalksteinmoduls wurde über eine Dauer von 20:30 Stunden aktiviert. Mit einem Förderstrom von 8,28 l/h konnte die Ablaufwassermenge 4,7-mal über das Kalksteinmodul bzw. die aerobe Stufe des Biofilters recirkuliert werden.

5.4.2 Stoffliche Belastung

Ähnlich wie in der ersten Betriebsphase setzte sich das Abwassergemisch anfangs (100. bis 110. Betriebstag) aus einem Teil Rohabwasser (Schmutzwasser aus dem Trennsystem der Gemeinde Mellingen) und zwei Teilen Rezirkulat (aus dem Ablauf der Anlage) zusammen. Erst ab dem 111. Betriebstag wurde zusätzlich Urin in sich steigender Menge dosiert. (vgl. Abbildung 5-22)

Mit der Urindosierung sollte gezielt die Stickstoff-Belastung kontinuierlich erhöht werden, um die Auswirkungen auf die Entwicklung der Leistungsfähigkeit des Gesamtsystems zu untersuchen. Eine kontinuierliche Steigerung der Urimenge sollte eine hinreichende Entwicklung des Biofilms fördern, und nicht die Nachteile eines Belastungsstoßes herbeiführen.

Wie in den vorhergehenden Betriebsphase wurde das Abwassergemisch im Vorlagebehälter werktäglich beprobt und nach den in Tabelle 5-2 aufgeführten Parametern analysiert. In der folgenden Abbildung 5-23 sind die Raumbelastungen der Biofilteranlage während des ersten Abschnittes der 3. Betriebsphase zu entnehmen.

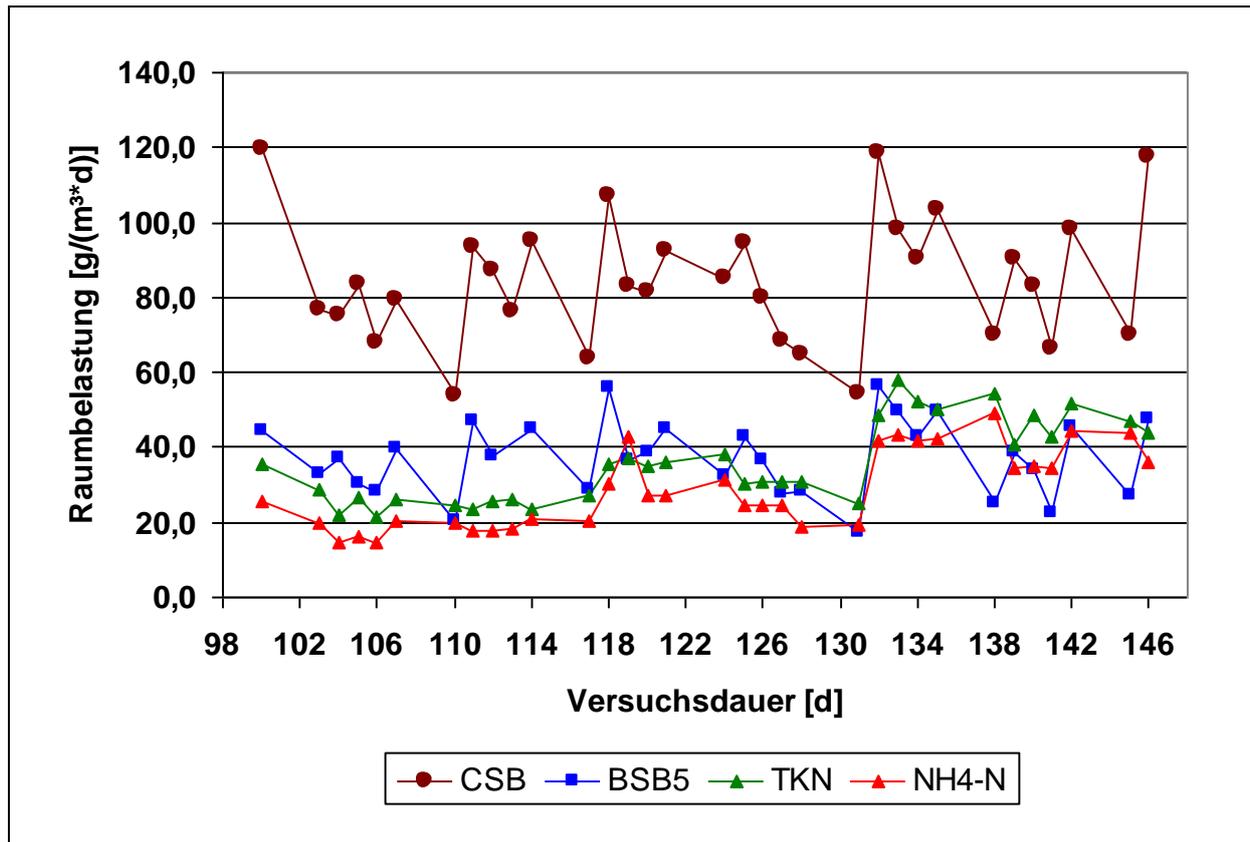


Abbildung 5-23: Ganglinien der Raumbelastungen verschiedener Parameter während des 1. Abschnittes der 3. Betriebsphase

5.4.3 Erzielte Reinigungsleistung

Elimination sauerstoffzehrender Substanzen in Kombination mit der Stickstoffelimination im ersten Abschnitt der dritten Betriebsphase

In der folgenden Abbildung 5-24 sind die CSB- und BSB₅-Konzentrationen im Zulauf und im Ablauf der Biofilteranlage während des ersten Abschnittes der dritten Betriebsphase dargestellt. Zusätzlich die BSB₅-Ablaufwerte des Denitrifikationsmoduls, wobei zu erkennen ist, dass die geforderten Ablaufwerte beim BSB₅ (< 25 mg/L) in dieser Zeit nach dem Denitrifikationsmodul eingehalten wurden, und somit das gewünschte Ziel erreicht wurde, die aerobe Stufe primär zur Nitrifikation zu nutzen. Bei der Nitrifikation wird Ammonium-Stickstoff zu Nitrat-Stickstoff oxidiert. Dabei werden 4,57 g O₂ / g NH₄-N_{red} benötigt, die dann im Nitrat-Stickstoff gebunden im Abwasser enthalten sind. Unter anoxischen Bedingungen gilt der Nitrat-Stickstoff als limitierende Sauerstoffquelle für den heterotrophen Abbau von organischen Stoffen. Aus folgender Gleichung geht hervor, dass pro 2 Mol Nitrat-Stickstoff (NO₃-N), das reduziert wird, 2,5 Mol Sauerstoff (O₂) frei werden.



Mit den Atomgewichten von N = 14 g/Mol und O = 16 g/Mol errechnet sich ein Sauerstoffgewinn von 2,86 g O₂ / g NO₃-N_{red}.

Für den heterotrophen Abbau von 1 Mol organischer Stoffe, wird im Gegenzug 1 Mol Sauerstoff (O₂) benötigt.



Daraus lässt sich schließen, dass mit einer Reduktion von 1 g NO₃-N theoretisch 2,86 g BSB₅ abgebaut werden können. Hierin liegt eine Steuerungsgröße mit der das Ziel verfolgt werden kann, einen möglichst weitgehenden Abbau der organischen Stoffe in der vorgeschalteten Denitrifikation zu erreichen, um die folgenden aerob betriebenen Module primär zur Nitrifikation zu nutzen.

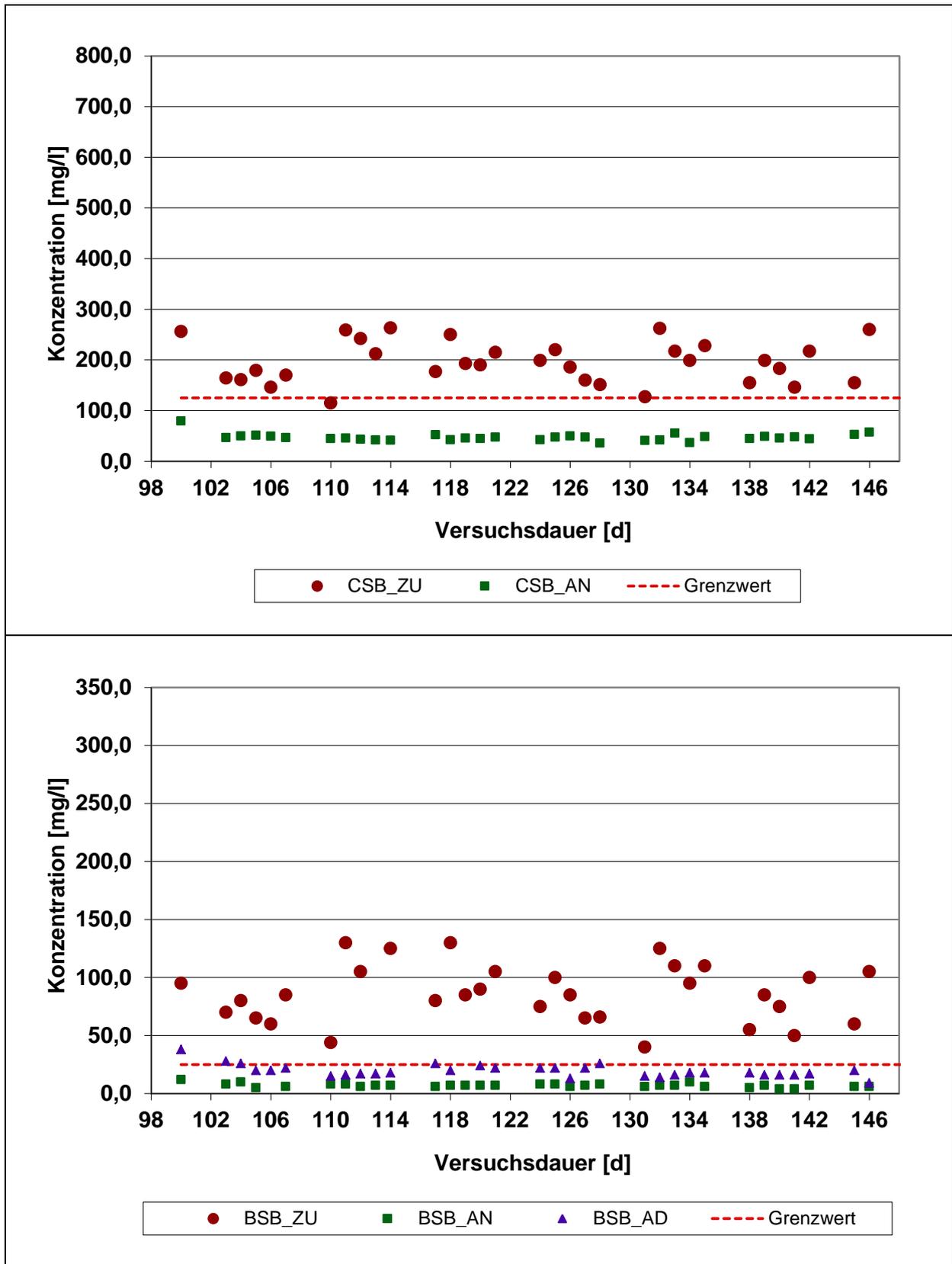


Abbildung 5-24: CSB- (oben) und BSB₅-Konzentrationen im Zulauf, Ablauf und Ablauf des Denitrifikationsmoduls (BSB₅) während der 3. Betriebsphase (1. Abschnitt)

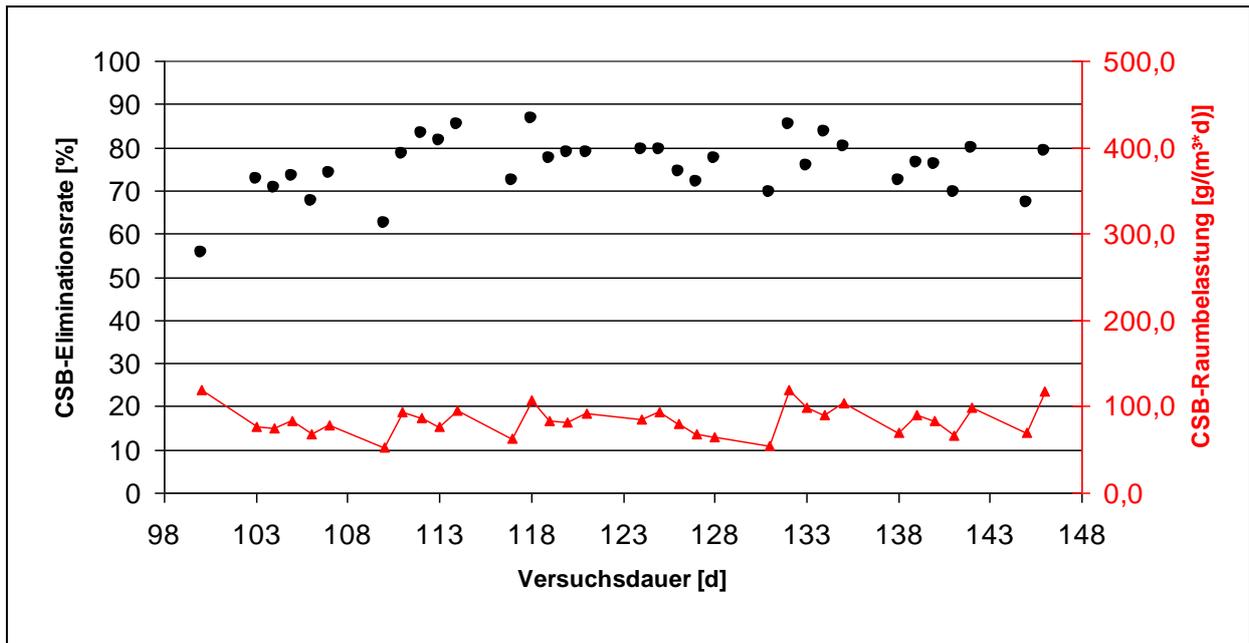


Abbildung 5-25: CSB – Eliminationsrate der Biofilteranlage in Abhängigkeit von der Raumbelastung

Während der dritten Betriebsphase wurde die Biofilteranlage mit einer mittleren Raumbelastung von $85 \text{ g CSB}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ beaufschlagt (vgl. Abbildung 5-25). Im Vergleich zu den vorangegangenen Betriebsphasen ist diese Belastung relativ gering, was darin begründet liegt, dass der Focus der dritten Betriebsphase in der Stickstoffelimination in Verbindung mit dem Abbau organischer Stoffe in der Denitrifikationsstufe bestand. Für den CSB wurde im ersten Abschnitt der 3. Betriebsphase eine mittlere Eliminationsrate von 76% erreicht, die sich in der Größenordnung der Eliminationsrate aus der zweiten Betriebsphase befindet. Die Abhängigkeit der Eliminationsrate von der Raumbelastung ist jedoch beim CSB weiterhin erkennbar. Insgesamt konnte für eine Raumbelastung $B_{R,CSB} < 99,3 \text{ g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ [85%-Quantil der 3. Betriebsphase, 1. Abschnitt] eine CSB-Eliminationsrate $\eta_{CSB} = 82\%$ erreicht werden.

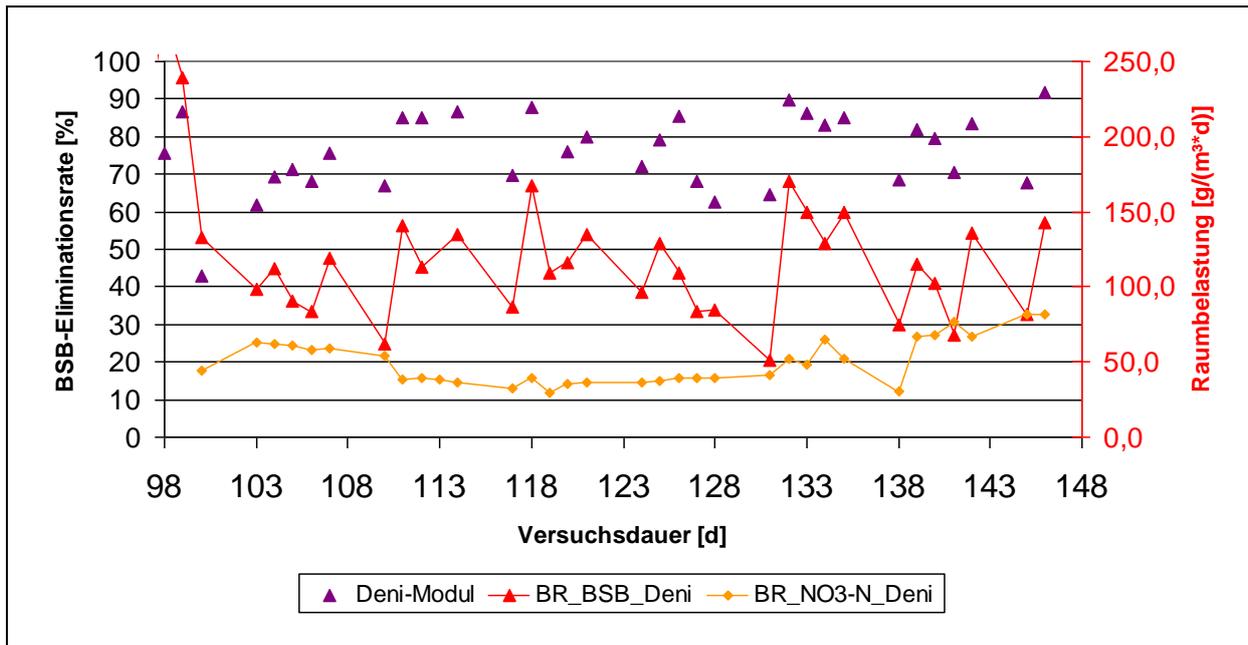


Abbildung 5-26: BSB₅-Eliminationsrate des Denitrifikationsmoduls in Abhängigkeit von der Raumbelastung

In der Abbildung 5-26 werden die BSB₅-Eliminationsraten des Denitrifikationsmoduls in Abhängigkeit der dazugehörigen Raumbelastung dargestellt. Die Eliminationsraten lagen im Mittel bei 76%, bei einer mittleren BSB₅-Raumbelastung des Denitrifikationsmoduls von 112 g/(m³·d). Auch in dieser Betriebsphase waren einige Schwankungen zu erkennen. Die mittlere NO₃-N-Raumbelastung betrug 50 g/(m³·d) (vgl. Abbildung 5-27). Die NO₃-N-Eliminationsraten wiesen Schwankungen in Abhängigkeit der NO₃-N- und BSB₅-Belastungen auf, und erreichten ein Mittel von 61%. Die NO₃-N-Eliminationsraten der zweiten Betriebsphase von im Mittel 96% konnten nicht erreicht werden, weil in dieser Betriebsphase das organische Substrat den limitierenden Faktor darstellt. Die Denitrifikationsgeschwindigkeit wird in gleicher Weise wie die Atmungsgeschwindigkeit von der Nährstoff-Konzentration (BSB₅) bestimmt [MUDRACK & KUNST, 2003]. Die Umsatzgeschwindigkeit war durch ein geringes Angebot an H-Donatoren (BSB₅) stark limitiert, wobei im Ablauf der Denitrifikationsstufe eine mittlere BSB₅-Konzentration von $C_{BSB,AD} = 19,59$ mg/L in der homogenisierten Probe gemessen wurde. Es wird vermutet, dass es sich hierbei um partikulär gebundene Kohlenstoffverbindungen handelte, die als abfiltrierbare Stoffe aus dem Denitrifikationsmodul ausgetragen und in der homogenisierten Probe erfasst wurden.

Theoretisch war ausreichend Nitrat-Stickstoff vorhanden, um die BSB₅-Fracht zu eliminieren. Da es bei der Denitrifikation um die Entfernung von Nitrat-Stickstoff und erst in zweiter Linie um den Abbau von organischem Substrat (BSB₅) geht, sollte der Prozess weder nitrat- noch substratlimitiert sein.

Die Nitrat-Stickstofffracht wurde im Vorlagebehälter mit den organischen Stoffen aus dem Rohabwasser zusammen gebracht und erst mit der andauernden Beschickung in das anoxisch betriebene Denitrifikationsmodul gefördert. Letztlich ist es der Anlagenkonfiguration geschuldet, dass keine Aussagen über unkontrollierte Prozesse im abgedeckten Vorlagebehälter gemacht werden können.

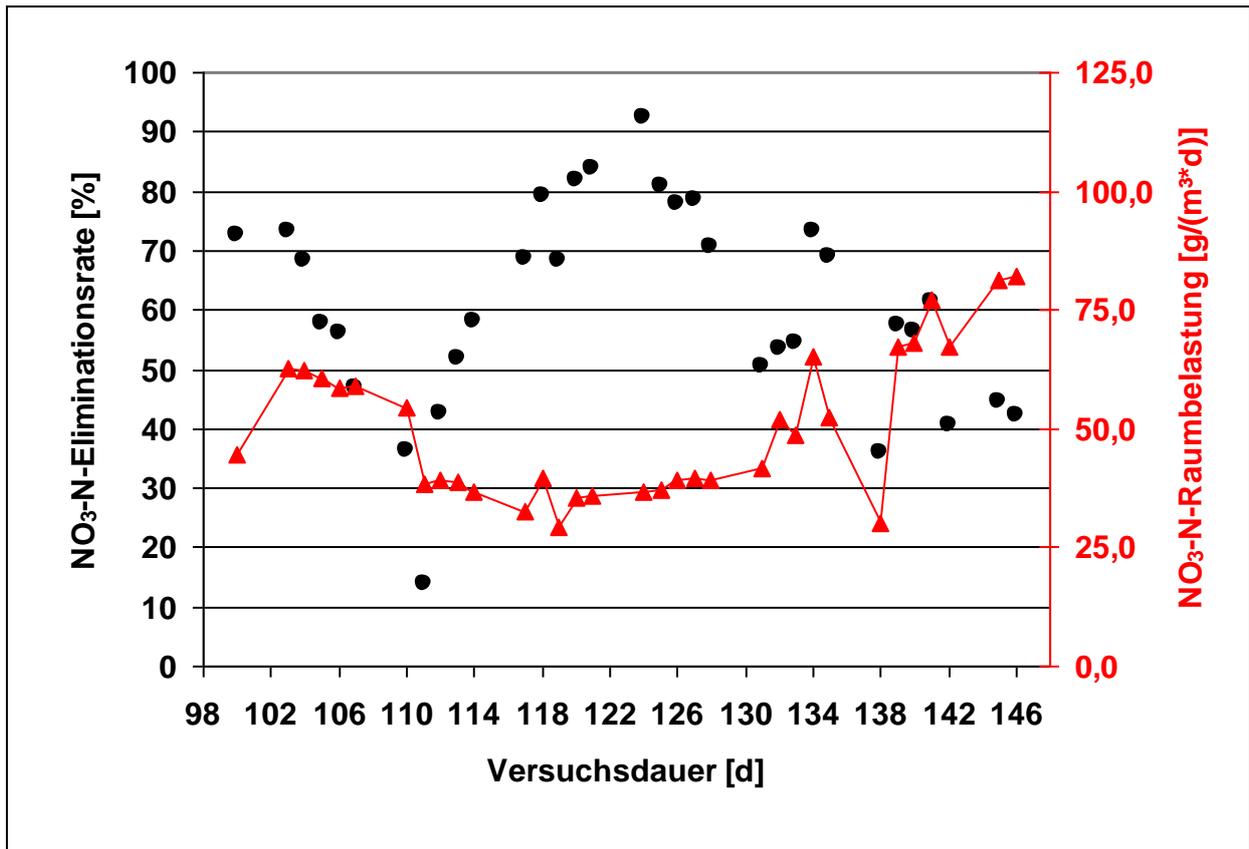


Abbildung 5-27: NO₃-N-Eliminationsrate in Abhängigkeit der NO₃-N-Raumbelastung während der 3. Betriebsphase (1. Abschnitt)

Ein weiterer Schwerpunkt in dieser 3. Betriebsphase lag wie schon in den beiden ersten Betriebsphasen auf einer möglichst vollständigen Nitrifikation in den beiden aerob betriebenen Modulen, die während der dritten Betriebsphase durch eine kontinuierliche Dosierung von Urin zusätzlich belastet wurden. Die weitestgehende Elimination der organischen Verbindungen in der Denitrifikationsstufe wirkte sich positiv aus, da nun die beiden aeroben Module in erste Linie für die Nitrifikation zur Verfügung standen.

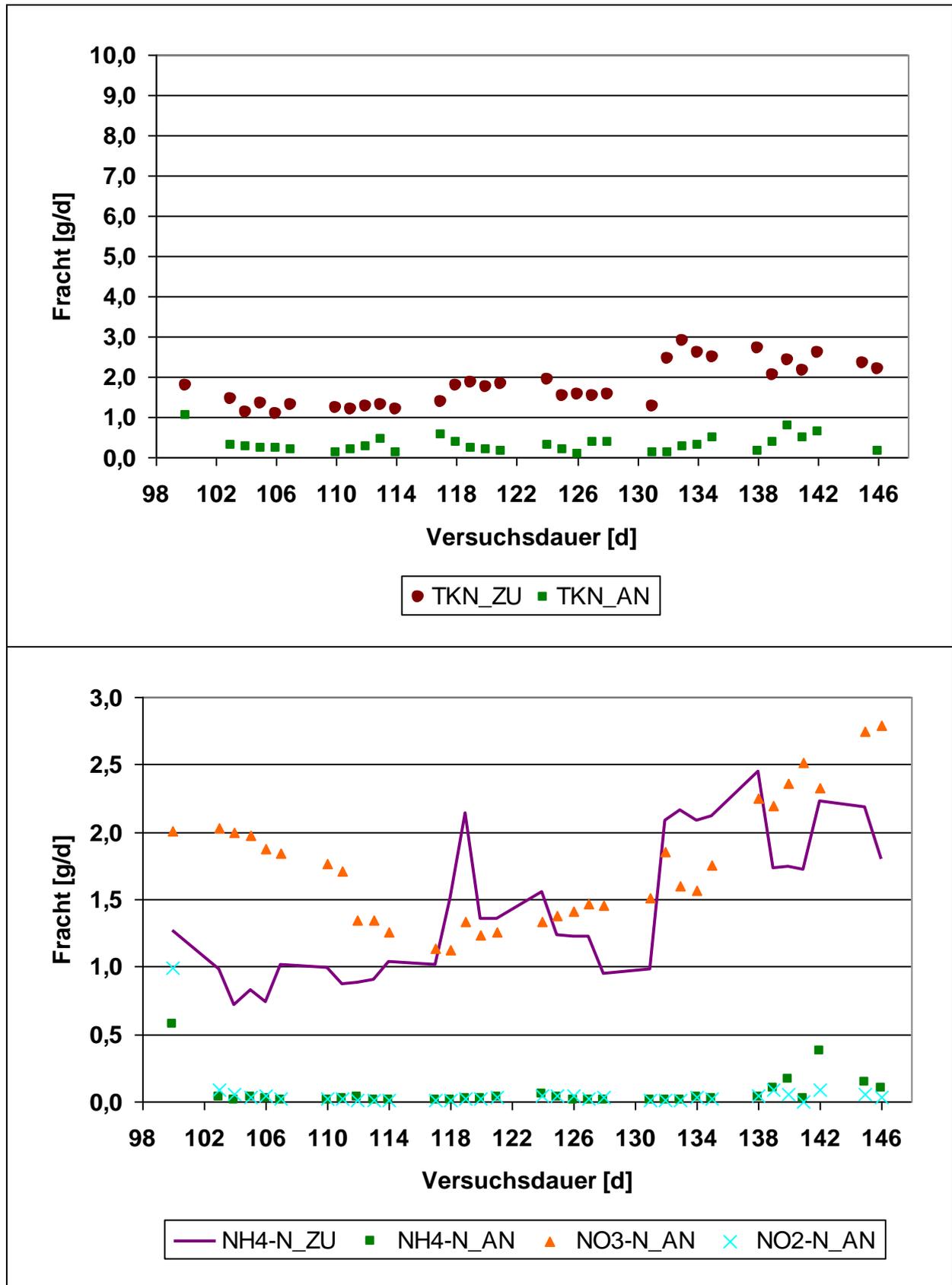


Abbildung 5-28: Ganglinien der Stickstoffparameter TKN (oben) und NH₄-N; NO₃-N und NO₂-N (unten) während der 3. Betriebsphase (1. Abschnitt)

Die Abbildung 5-28 zeigt die Ganglinien der Stickstoffparameters TKN (oben) und NH₄-N, NO₃-N und NO₂-N (unten). An den beiden Grafiken, wie auch an den NH₄-N-

Raumbelastungen in Abbildung 5-29, ist zu erkennen, wie die Stickstoffbelastung (oben TKN und unten $\text{NH}_4\text{-N}$) kontinuierlich gesteigert wurde. Mit der Urindosierung von 0,23 l ab dem 132. Betriebstag stieg die TKN-Tagesfracht bis auf 2,9 g/d und die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Tagesfracht auf 2,45 g/d an. Im unteren Teil der Abbildung 5-28 ist die Entwicklung der Nitrifikation sehr gut nachzuvollziehen. Mit dem Ende der 2. Betriebsphase wurde die Dosierung der externen Nitratquelle Dolomin eingestellt, woraufhin die Nitratfrachten im Ablauf zurückgehen und ausschließlich aus der Oxidation von Ammonium-Stickstoff entstehen. Die Nitrifikation läuft nahezu vollständig ab, was die Nitrit-Frachten im Ablauf von 0,05 g/d [85%-Quantil der 3. Betriebsphase, 1. Abschnitt] zeigen. Mit Beginn der Urindosierung ab dem 111. Betriebstag, steigt mit der Ammonium-Stickstoff-Belastung im Zulauf, die Nitrat-Fracht im Ablauf der Anlage. Geringe $\text{NH}_4\text{-N}$ - und $\text{NO}_2\text{-N}$ -Frachten im Ablauf belegen eine vollständige Nitrifikation. Ein weiterer Beleg dafür ist die gute $\text{NH}_4\text{-N}$ -Eliminationsrate von 99,3% [85%-Quantil vom 103. Betriebstag bis zum 138. Betriebstag] (vgl. Abbildung 5-29). Erst zum Ende des ersten Abschnittes der 3. Betriebsphase zeigt die Nitrifikation eine Instabilität auf. Sowohl $\text{NH}_4\text{-N}$ als auch $\text{NO}_2\text{-N}$ im Ablauf vergrößern sich ein wenig im Vergleich zu den vorhergehenden Betriebstagen. Gleichfalls ergeben sich Schwankungen bei der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Eliminationsrate ab dem 139. Betriebstag (vgl. Abbildung 5-29). Für eine nähere Betrachtung der Gründe hierfür, ist die Säurekapazität heranzuziehen.

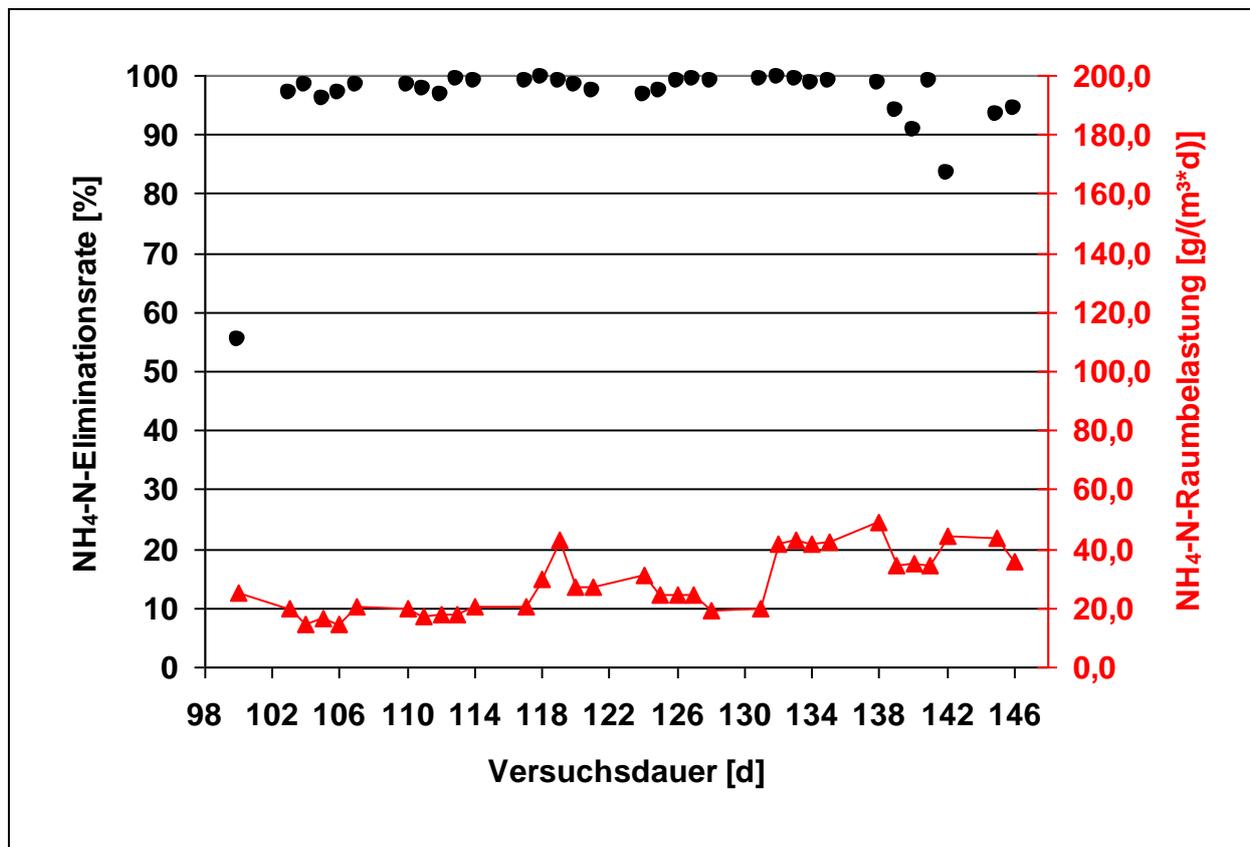
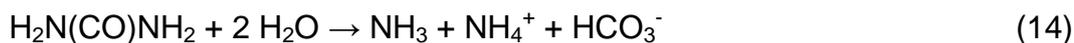
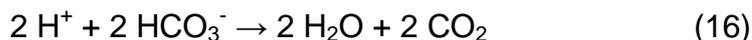
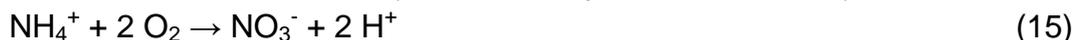


Abbildung 5-29: $\text{NH}_4\text{-N}$ -Eliminationsrate in Abhängigkeit der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Raumbelastung während der 3. Betriebsphase (1. Abschnitt)

Die Ganglinien der des pH-Wertes und der Säurekapazität während des ersten Abschnittes der dritten Betriebsphase sind in Abbildung 5-30 dargestellt. Die Grafen zeigen einen erwarteten typischen Verlauf. In den ersten Betriebstagen, ohne Urindosierung, zeigt sich die Säurekapazität im Ablauf auf einem relativ gleichmäßigen Niveau. Mit dem Beginn der Urindosierung ist ein Ansteigen im Zulauf sowie nach der Denitrifikationsstufe festzustellen, was zum einen mit der Ausgangssäurekapazität im Abwassergemisch und zum anderen mit der weitgehenden Denitrifikation zusammenhängt. Bei der Lagerung des hausintern gesammelten Urins kommt es zur Harnstoffhydrolyse. Dabei wird Harnstoff in Ammonium /Ammoniak und Carbonat umgewandelt.



Damit verbunden ist der starke Anstieg der Säurekapazität bis auf 400 mmol/l und des pH-Wertes des üblicherweise etwa neutralen Urins bis auf pH 8,7 (vgl.:Abbildung 5-5). Durch Ammonifikation (1 Mol HCO_3^- je Mol $\text{NH}_4\text{-N}$) und Denitrifikation (1 Mol HCO_3^- je Mol $\text{NO}_3\text{-N}_{\text{reduziert}}$) kommt es vor der aeroben Stufe der Biofilteranlage zu einem Anstieg der Säurekapazität (HCO_3^-). Da jedoch bei der Nitrifikation Wasserstoff (H^+) produziert wird, wird HCO_3^- (2 Mol HCO_3^- je Mol $\text{NH}_4\text{-N}_{\text{oxidiert}}$) verbraucht.



Die Säurekapazität des Wassers nimmt ab und es kann zu einer Absenkung des pH-Wertes kommen (vgl. Kapitel 5.2.3), wie es zum Ende der Betriebsphase festzustellen war. Analysen von Betriebsstörungen durch [TEICHGRÄBER, 1988] zeigten, dass die entscheidende Störung der Nitrifikation bei niedrigen pH-Werten nicht vorrangig in einer Hemmung der Nitrifikanten besteht, sondern im Auflösen und damit dem Verlust des Biofilms. Deshalb sollte eine Mindestsäurekapazität von $\text{SK}_{\text{AB}} = 1,5 - 2,0$ mmol/l eingehalten werden [ATV-DVWK, 2000]. Der optimale pH-Wert-Bereich für die Nitrifikation liegt zwischen pH = 7,5 bis 8,3.

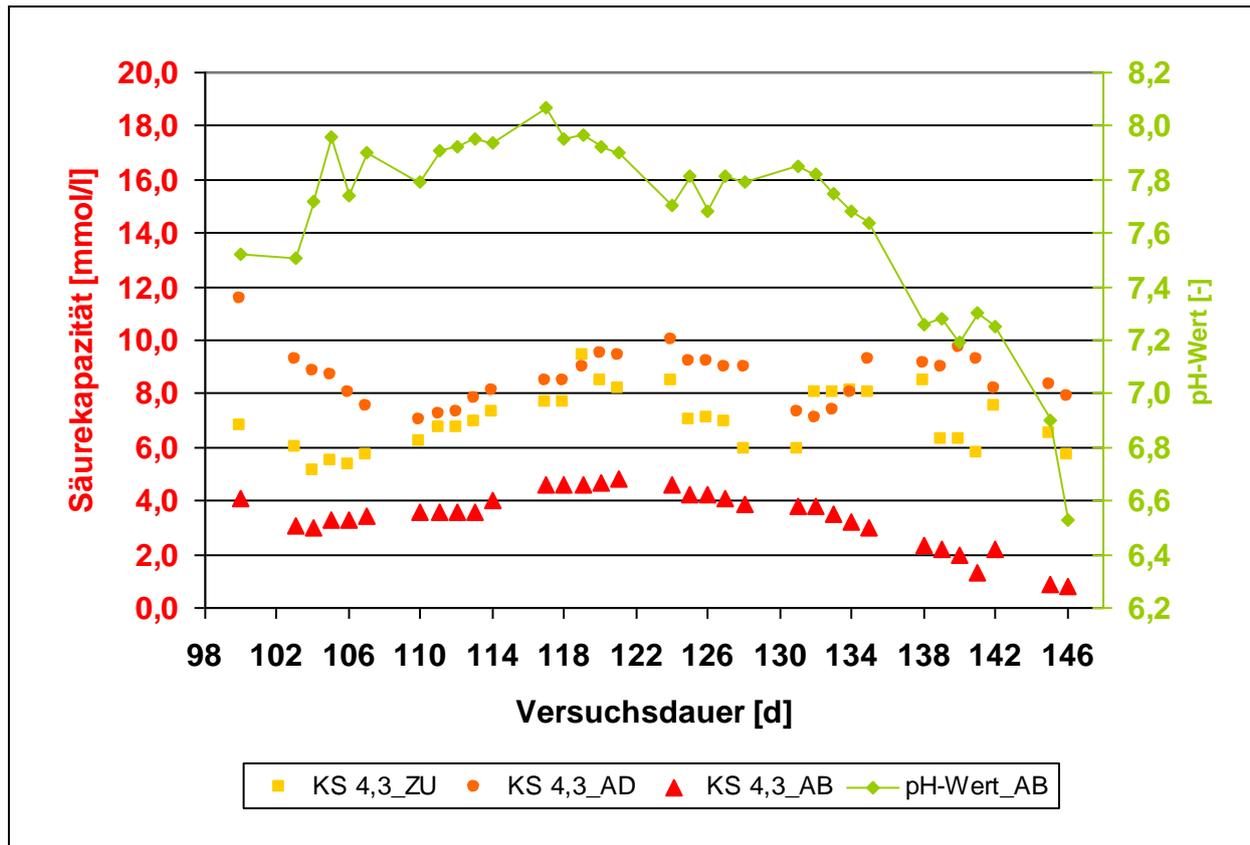


Abbildung 5-30: Ganglinien des pH-Wertes und der Säurekapazität während des 1. Abschnittes der 3. Betriebsphase

Um die gemessenen Werte zu verifizieren wird nachstehend die Säurekapazität (SK_{AB}) infolge der Stickstoffelimination berechnet.

$$SK_{AB} = SK_{ZU} - 2/14 * C_{NH4-N,oxidiert} + 1/14 * C_{NO3-N,reduziert} \quad (17)$$

mit SK_{AB} : Säurekapazität im Ablauf [mmol/l]

$$C_{NH4-N,oxidiert} = C_{NH4-N,ZU} - C_{NH4-N,AB} \text{ [mg/L]}$$

$$C_{NO3-N,reduziert} = C_{NO3-N,ZU} - C_{NO3-N,AD} \text{ [mg/L]}$$

Tabelle 5-4: Gegenüberstellung von berechneter und gemessenen Säurekapazität im Ablauf der Biofilteranlage in verschiedenen Perioden der 3. Betriebsphase

Zeitraum Betriebstage	SK_{ZU} [mmol/l]	$C_{NH4-N,ZU}$ [mg/l]	$C_{NH4-N,AB}$ [mg/l]	$C_{NO3-N,ZU}$ [mg/l]	$C_{NO3-N,AD}$ [mg/l]	$SK_{AB,berechnet}$ [mmol/l]	$SK_{AB,gemessen}$ [mmol/l]
100 bis 146	7,0	43,6	1,7	38,1	16,2	2,5	3,4
100 bis 110	5,8	26,7	2,2	41,0	17,4	4,0	3,4
111 bis 146	7,3	48,1	1,5	37,3	15,9	2,1	3,4
111 bis 117	7,2	36,9	0,5	33,7	16,5	3,2	4,0
118 bis 131	7,5	41,5	0,7	28,9	7,4	3,2	4,3
132 bis 146	7,2	59,7	2,7	46,2	22,6	0,7	2,3
138 bis 146	6,7	58,3	4,0	49,7	26,3	0,6	1,7
201 bis 212	6,7	62,7	15,9	67,1	53,9	1,0	1,4

Die Tabelle 5-4 zeigt die Berechnung der Säurekapazität im Ablauf der Biofilteranlage (vorletzte Spalte) in verschiedenen Perioden der dritten Betriebsphase. Als Ausgangsgrößen dienten die Mittelwerte der in den jeweiligen Perioden analysierten Parameter. In der letzten Spalte der Tabelle ist die gemessene Säurekapazität ebenfalls als Mittelwert der betrachteten Periode gegenübergestellt. Die geringen Abweichungen zeigen, dass die theoretisch ermittelten Werte als Orientierung für den Betrieb einer derartigen Abwasserreinigungsanlage herangezogen werden können.

Zum Ende des in Abbildung 5-30 dargestellten ersten Abschnittes der dritten Betriebsphase erreichte die Säurekapazität Werte $< 2,0$ mmol/l, was mit einer pH-Wert-Abnahme einherging. Die Säurekapazität wurde durch die Nitrifikation der zugegebenen $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht aufgebraucht, sodass keine weitere Steigerung der Belastung durch Urinzugabe mit dieser Versuchsanlagenkonfiguration möglich war.

Elimination sauerstoffzehrender Substanzen in Kombination mit der Stickstoffelimination im zweiten Abschnitt der dritten Betriebsphase

In einem folgenden zweiten Abschnitt der dritten Betriebsphase (201. Betriebstag bis 212. Betriebstag) wurde dem Bioreaktor eine Phosphatadsorberstufe nachgeschaltet, um diese auf ihre Wirkungsweise hinsichtlich einer Phosphorelimination und dem Rückgewinn von Säurekapazität zu testen. Dafür wurde der Rezirkulationsstrom aus dem Ablauf über ein mit gebrochenem Kalkstein (Korngröße 8 – 11,5 mm) gefülltes Modul verrieselt und dann in den Zulauf zur aeroben Stufe geführt. Die hier zurückgewonnene Säurekapazität sollte ein Absinken des pH-Wertes verhindern, und somit die Nitrifikation verbessern.

Der erste Abschnitt der dritten Betriebsphase war mit dem 146. Betriebstag beendet. Die Biofilteranlage wurde in der Zwischenzeit bis zum Start (201. Betriebstag) und auch über die Dauer des zweiten Abschnittes der dritten Betriebsphase mit der gleichen hydraulischen sowie stofflichen Belastung weiter betrieben. Zwischen dem 146. Betriebstag und dem 200. Betriebstag wurde die Anlage nicht mehr gezielt beprobt. Erst mit den Analysen zum zweiten Abschnitt und an den folgenden Betriebstagen konnte festgestellt werden, dass sich die biologischen Prozesse aufgrund mangelnder Säurekapazität nicht stabilisiert, sondern schleichend verschlechtert haben.

Bei einem Vergleich der Betriebstage 132 bis 146 des ersten Abschnittes (Urindosierung 0,23 l) mit denen des zweiten Abschnittes konnte ermittelt werden, dass sich die mittleren $\text{NH}_4\text{-N}$ -Raumumsatzraten von 38,77 g/(m³·d) (1. Abschnitt) auf 32,20 g/(m³·d) (2. Abschnitt) reduziert haben. Das Kalksteinmodul brachte in Bezug auf den Rückgewinn von Säurekapazität noch nicht den gewünschten Erfolg. Die Säurekapazität im Ablauf der Biofilteranlage blieb nahezu unverändert zu den Werten gegen Ende des ersten Abschnittes der dritten Betriebsphase (vgl. Tabelle 5-4 und Abbildung 5-31). Es war also nicht möglich eine stabile vollständige Nitrifikation bei der anliegenden Belastung zu erreichen, da der pH-Wert aufgrund der unzureichenden Säurekapazität Werte außerhalb des pH-Wert-Optimums für die Nitrifikation erreichte.

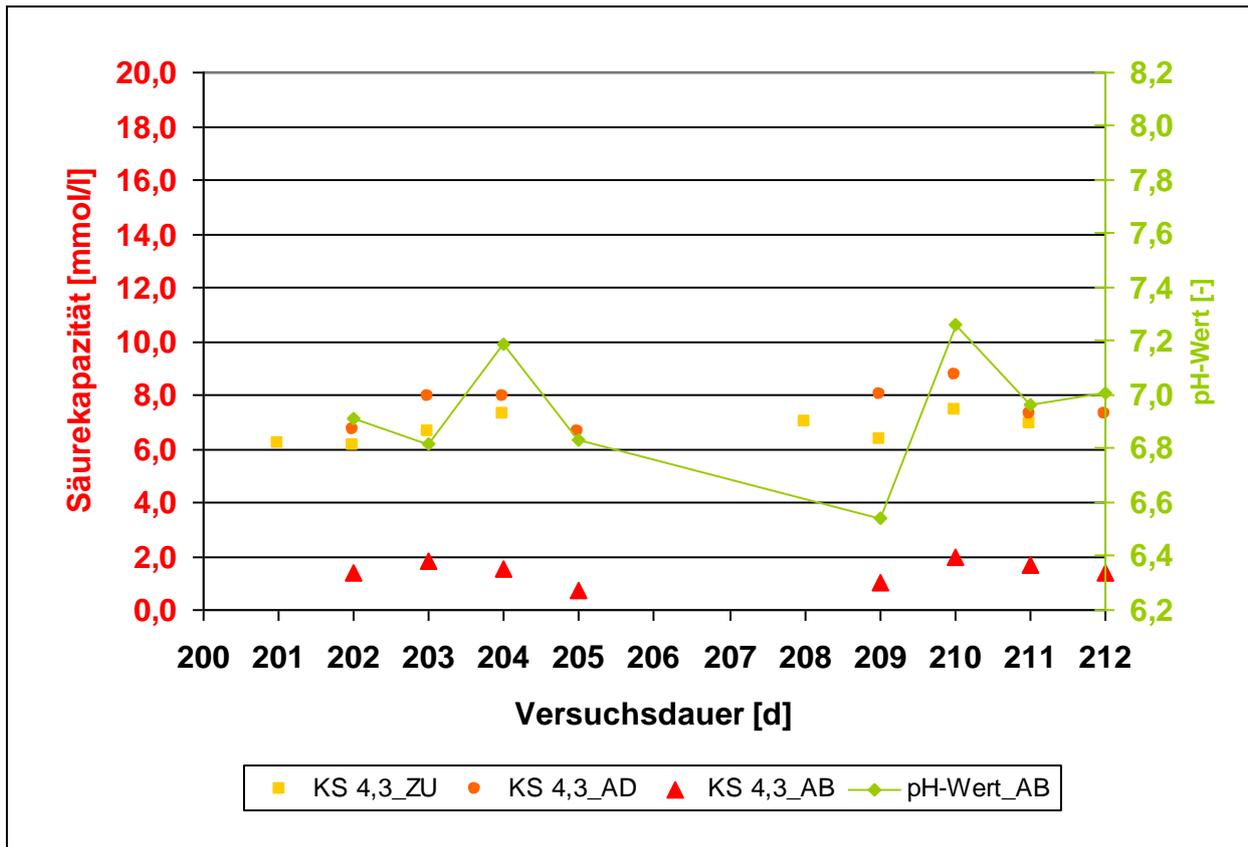


Abbildung 5-31: Ganglinien des pH-Wertes und der Säurekapazität während des 2. Abschnittes der 3. Betriebsphase

Ähnlich verhielt es sich bei der Denitrifikation von Nitrat-Stickstoff. Hier reduzierte sich die mittlere Raumumsatzrate von $33,78 \text{ g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ in den o. g. Betriebstagen des ersten Abschnittes auf $27,77 \text{ g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ im zweiten Abschnitt. Eine Ursache hierfür liegt in den geringen BSB₅-Zulauffrachten, von im Mittel $1,79 \text{ g/d}$ (vgl. $3,00 \text{ g/d}$ im 1. Abschnitt), die eine Substratlimitierung in der Denitrifikation bewirkten. Die eingeschränkte Denitrifikation bedeutet auch, dass weniger Säurekapazität zurückgewonnen werden konnte. Die mittlere NO₂-N-Fracht in beiden Untersuchungsabschnitten lag bei $0,04 \text{ g/d}$. Die nicht eliminierten Frachten der Stickstoff-Parameter NH₄-N und NO₃-N im Ablauf gelangten zu etwa 3/4 mit der Rezirkulation in den Zulauf der Anlage, wo sich entsprechend die Raumbelastungen über die Betriebszeit stetig erhöhten.

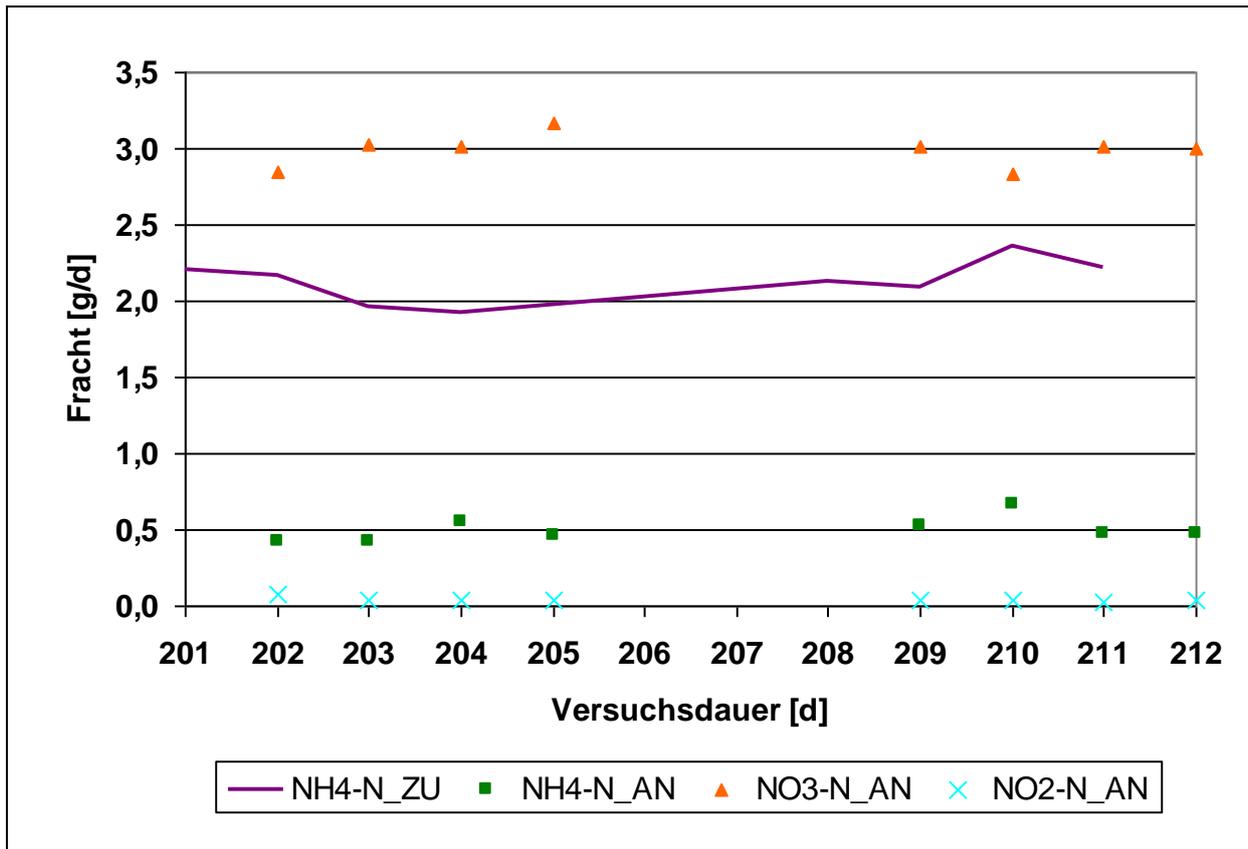


Abbildung 5-32: Ganglinien der Stickstoffparameter $\text{NH}_4\text{-N}$; $\text{NO}_3\text{-N}$ und $\text{NO}_2\text{-N}$ während der 3. Betriebsphase (2. Abschnitt)

Nach 337 Betriebstagen wurde die Biofilteranlage für eine Routinekontrolle beprobt und verschiedene Parameter analysiert. Bis dahin wurde die Anlage mit der gleichen hydraulischen sowie stofflichen Belastung weiter betrieben. Die Analyseergebnisse im Ablauf zeigen eine Stabilisierung der Nitrifikation. Es konnte ein $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwert von 5,5 mg/L (TKN = 10,1 mg/L) analysiert werden. Erwartungsgemäß stieg die Konzentration von $\text{NO}_3\text{-N}$ auf 109,0 mg/L. Einen Hinweis auf eine leicht gehemmte Nitrifikation durch Sauerstoffmangel gibt die $\text{NO}_2\text{-N}$ -Konzentration von 3,7 mg/L. Der pH-Wert lag bei 6,8 und die Säurekapazität bei 1,4 mmol/l. Zusammenfassend zeigen diese Werte eine Adaptation der Biologie an den gegebenen Belastungszustand nach mehreren Monaten. In der vorher beschriebenen dritten Betriebsphase kam es vermutlich aufgrund der hohen Stickstoffbelastung, verbunden mit einer weitgehenden Aufzehrung der Säurekapazität durch die Nitrifikation, zu negativen Auswirkungen auf die Nitrifikanten (vgl. Kapitel 5.2.3). Ein quantitativer Verlust der Mikroorganismen führte letztendlich zu schlechteren Ablaufwerten.

Phosphorelimination

Im Rahmen der Untersuchungen wurden die Gesamt-Phosphor-Konzentrationen im Zu- und Ablauf der Biofilteranlage gemessen. Zusätzlich wurde die Phosphor-Konzentration im Überschussschlamm ermittelt, um eine Massenbilanz aufstellen zu können.

Im Folgenden wird auf die Phosphorelimination in der dritten Betriebsphase eingegangen, um die Wirkungsweise der Phosphatadsorberstufe im zweiten Abschnitt

beurteilen zu können. In der Abbildung 5-33 sind die gemessenen Phosphorkonzentrationen im Zu- und Ablauf der Biofilteranlage dargestellt. Wie nicht anders zu erwarten, steigert sich die Phosphor-Konzentration im Zulauf mit der Erhöhung der Urinzugabe über die Versuchsdauer. Im Mittel wird die Anlage mit $0,31 \text{ g P}_{\text{ges}} / \text{d}$ ($C_{\text{P}_{\text{ges}},\text{ZU}} = 9,42 \text{ mg/L}$) im dargestellten Versuchsabschnitt beaufschlagt. Die Ablaufkonzentrationen standen in Abhängigkeit zu den Zulaufkonzentrationen und lagen im Mittel bei $6,68 \text{ mg/L}$.

Es ist ein Phosphorrückhalt im geringen Umfang festzustellen, der auf die Einbindung des Phosphors im Rahmen des Stoffwechsels in die Mikroorganismen zurückzuführen ist. Eine nähere Betrachtung hierzu erfolgt im nachfolgenden Kapitel 5.5 Überschussschlammanfall.

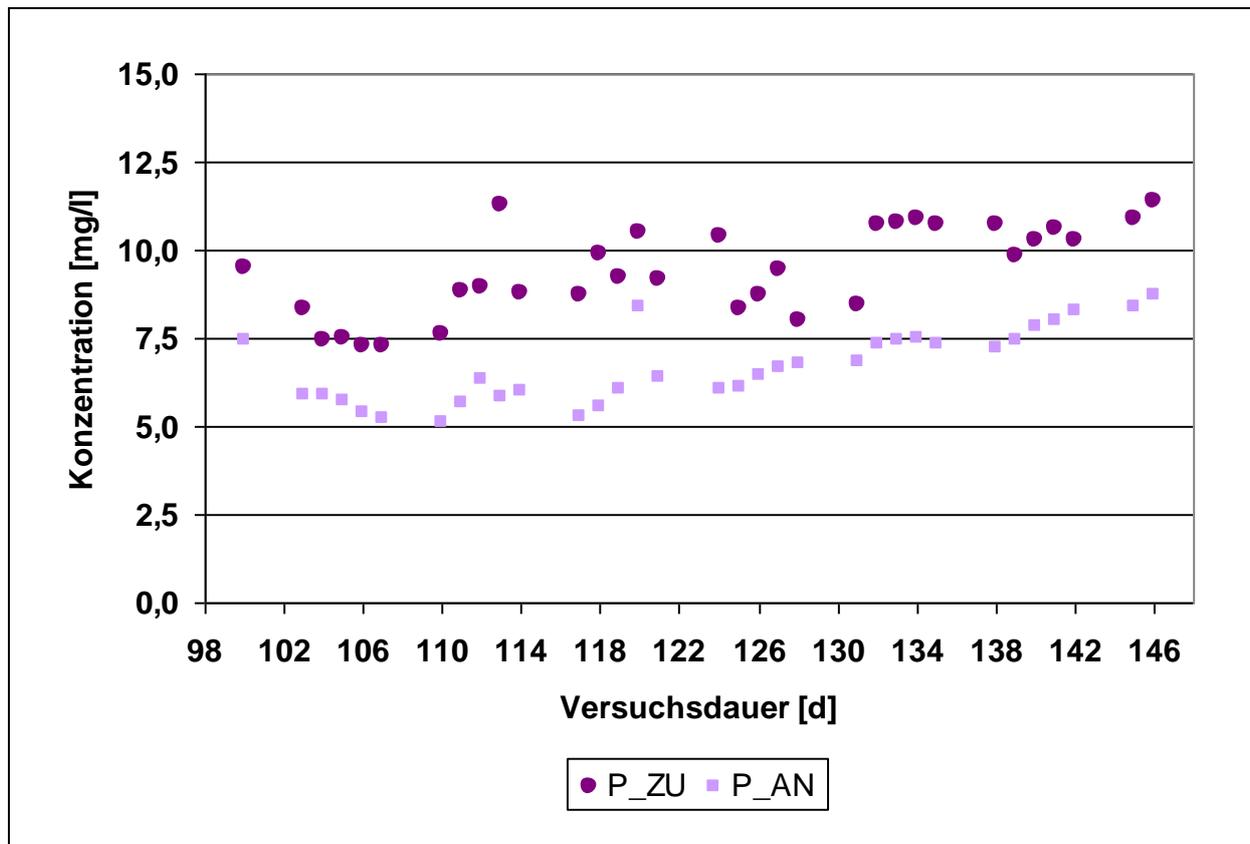


Abbildung 5-33: Ganglinie der Gesamt-Phosphor-Konzentrationen im 1. Abschnitt der 3. Betriebsphase

Alles in allem konnte im ersten Abschnitt der dritten Betriebsphase ein kalkulierbarer Phosphorrückhalt von $\geq 0,7 \text{ g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ festgestellt werden. Die Eliminationsrate war jedoch großen Schwankungen unterworfen. Der Phosphorrückhalt reicht nicht aus, um den Anforderungen nach Anhang 1; Tabelle 2 der Richtlinie Des Rates über die Behandlung von kommunalem Abwasser [91/271/EWG] gerecht zu werden.

Im zweiten Abschnitt sollte eine dem Biofilter nachgeschaltete Phosphatadsorberstufe (ein mit Kalkstein gefülltes Modul) zur Phosphorelimination beitragen. Im Vergleich zum ersten Abschnitt zeigt die Abbildung 5-34 die Ganglinie der Gesamt-Phosphorkonzentrationen im Zu- und Ablauf der Biofilteranlage während des zweiten Abschnittes.

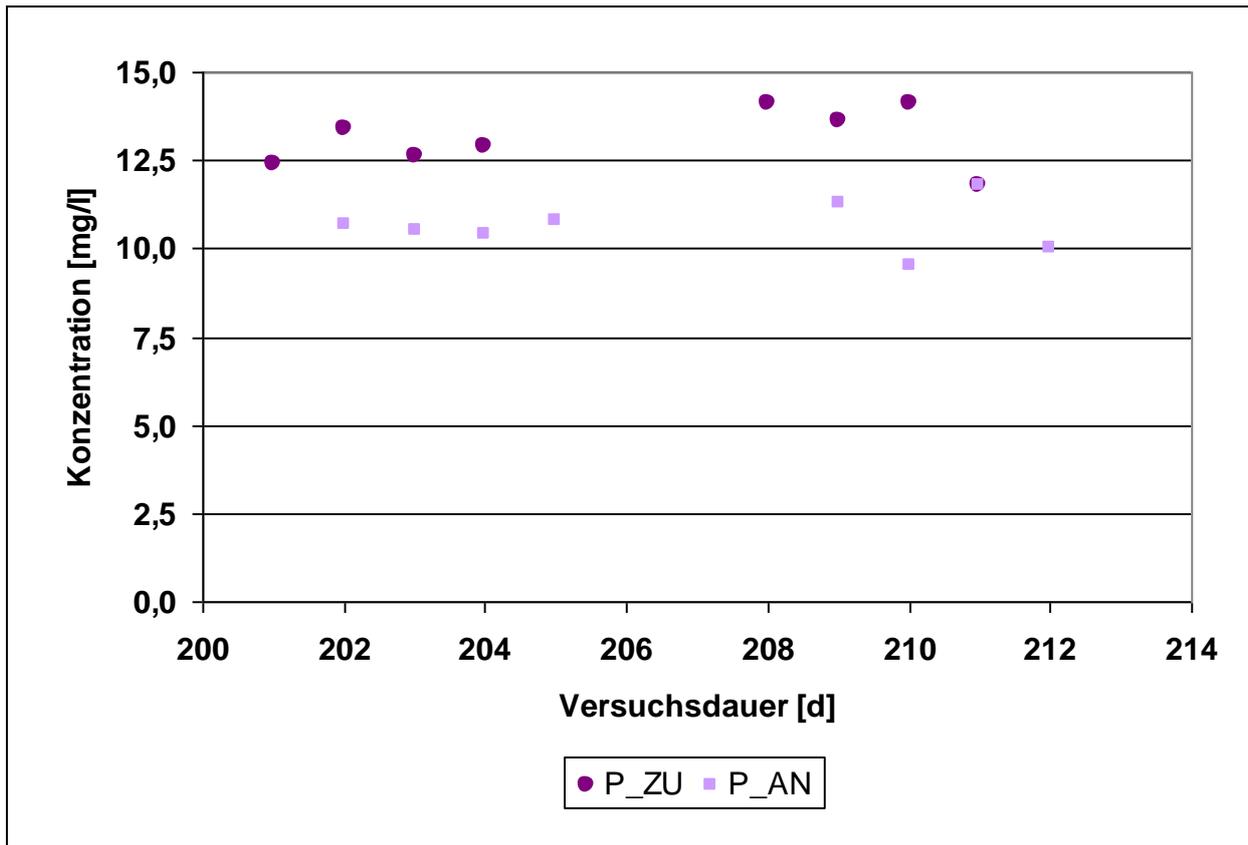


Abbildung 5-34: Ganglinie der Gesamt-Phosphor-Konzentrationen im 2. Abschnitt der 3. Betriebsphase

Die Konzentrationen im Zulauf liegen in einem Bereich von 11,8 bis 14,1 mg/L, und sind damit im Vergleich zum ersten Abschnitt noch mal gestiegen (vgl. Abbildung 5-33 und Abbildung 5-34). Dieser Tatbestand ist ebenfalls mit der Rezirkulation des Ablaufes in den Zulauf zu begründen, da sich die Belastung aus dem Rohabwasser und Urin nicht maßgebend geändert hat.

Anhand der Ablaufwerte ist zu konstatieren, dass durch den Einsatz des Kalksteinmoduls während dieser Betriebsphase keine weitere Phosphorelimination erreicht wurde. Die mittleren Ablaufkonzentrationen lagen bei 10,63 mg/L bzw. die mittlere Fracht im Ablauf betrug 0,33 g/d. Daraus ergibt sich eine mittlere Raumumsatzrate im dargestellten Versuchsabschnitt von 1,43 g/(m³·d) und liegt damit im Bereich der mittleren Raumumsatzrate im ersten Abschnitt von 1,34 g/(m³·d).

Bei der Routinekontrolle der Anlage am 337. Betriebstag wurde ein P_{ges}-Ablaufwert von 6,9 mg/L analysiert. Dieser Wert liegt unterhalb derer, aus der dritten Betriebsphase und ist ein Indiz für die Aktivität des Kalksteins. Der Biofilter wurde bis zu diesem Betriebstag mit unveränderter Belastung weiter betrieben.

Nach der dritten Betriebsphase stellten sich die gewünschten Ergebnisse weder in Bezug auf die Säurekapazität, noch auf die Phosphorelimination ein. Jedoch zeigen Kontrollmessungen außerhalb der Messreihen Tendenzen auf, die mit Hilfe weiterer langfristiger Versuchsreihen verifiziert werden müssen.

5.5 Überschussschlammfall

Der Überschussschlamm bzw. Sekundärschlamm ist der in den biologischen Stufen gebildete überschüssige Zuwachs an Zellsubstanz der Mikroorganismen. Er besteht aus dem beim Abbau organischer Stoffe entstehenden und eingelagerten Feststoffen die ausgespült werden. Da es sich hier um eine modulare Tropfkörperanlage handelt, kann der Überschussschlamm auch als Tropfkörperschlamm bezeichnet werden.

Der Überschussschlamm wurde über die gesamte Betriebszeit der Biofilteranlage bei Bedarf aus dem Denitrifikationsmodul und den Zwischen- bzw. Nachklärmodulen abgezogen und auf die in Tabelle 5-3 genannten Parameter untersucht. Der Zeitpunkt der Schlammentnahme konnte über ein Plexiglasrohr an der Kegelspitze der Module, in dem sich der abgesetzte Schlamm sammelte (vgl. Abbildung 5-35), abgeschätzt werden.

Während der Versuchszeit wurde insgesamt 4-mal Überschussschlamm aus den entsprechenden Modulen abgezogen. Der folgenden Tabelle 5-5 ist zu entnehmen, in welcher Menge und Zeit der Überschussschlamm dem System entnommen wurde. Des Weiteren sind in Tabelle 5-5 die Analyseergebnisse der untersuchten Parameter zu finden.

Der entnommene Schlamm hatte eine bräunliche Farbe und wies eine flockige homogene Struktur auf. Das Gewicht und das Volumen wurden nach einer Absetzzeit von 30 Minuten und nach dem Abzug eines Klarwasserüberstandes bestimmt.



Abbildung 5-35: Plexiglasrohr an der Kegelspitze eines Zwischenklärbeckens

Für ein ökonomisch und ökologisch sinnvolles Schlammbehandlungskonzept ist es notwendig, die Klärschlammbeschaffenheit zu kennen. Nach der Analyse der einzelnen Proben, kann der Schlamm im Folgenden anhand von physikalischen und chemischen Parametern charakterisiert werden.

Tabelle 5-5: Chronologie zum Überschussschlammabzug

Datum	Entnahmestelle	Betriebstag [d]	Volumen [ml]	Masse [g]	TR [%]	GV _{TR} [%]	TS _R [%]	GV _{TS} [%]	P _{ges} [mg/L]
22.06.2009	Deni	54	2.150,0	2.171,1	1,2	59,6	10,6	61,7	382,0
	ZKB 1	54	450,0	432,8	0,9	71,4	7,3	73,9	270,0
	ZKB 2	54	410,0	403,2	2,2	50,7	19,8	60,0	263,0
	NKB 3	54	450,0	421,1	2,0	55,1	18,4	56,3	236,0
	Summe:	54	3.460,0	3.428,2					
31.07.2009	Deni	93	4.320,0	4.244,9	0,7	63,2	6,4	66,9	243,0
	ZKB 1	93	1.150,0	1.113,1	0,5	74,1	3,8	82,7	99,0
	ZKB 2	93	1.000,0	973,1	0,7	68,7	5,8	75,0	101,0
	NKB 3	93	900,0	834,2	0,5	67,3	3,6	76,1	56,0
	Summe:	39	7370,0	7165,3					
07.10.2009	Deni	161	1.800,0	-	1,1	67,3	10,0	70,0	329,5
	ZKB 1	161	640,0	-	0,9	82,2	7,7	88,3	125,0
	ZKB 2	161	1.100,0	-	1,2	49,0	10,8	49,3	88,7
	NKB 3	161	1.000,0	-	1,0	59,4	7,3	60,7	67,5
	Summe:	68	4540,0	-					
16.12.2009	Deni	231	1.250,0	1.172,4	0,9	74,4	7,5	75,5	178,0
	ZKB 1	231	400,0	347,8	1,0	83,7	8,7	90,1	103,0
	ZKB 2	231	200,0	199,9	1,6	61,3	14,8	63,9	137,0
	NKB 3	231	200,0	194,2	1,2	56,3	9,7	59,1	74,1
	Summe:	70	2050,0	1914,3					

Deni = Denitrifikationsmodul; ZKB = Zwischenklärbecken; NKB = Nachklärbecken

Der größte Anteil an organischen Stoffen wird bei der Denitrifikation abgebaut. Deshalb wundert es nicht, dass im Denitrifikationsmodul die größten Mengen an Überschussschlamm anfallen und abgezogen wurden. Zum ersten Mal wurde der Überschussschlamm gegen Ende der ersten Betriebsphase (nach 54 Betriebstagen) abgezogen. In diesem Zeitraum wurde in der Biofilteranlage eine BSB₅-Fracht von 318,25 g/(54 d) eliminiert. Die aus allen vier Entnahmestellen entnommene TS-Fracht beträgt 42,52 g TS/(54 d). Bezogen auf das Gesamtschlammvolumen ergibt sich ein mittlerer Trockensubstanzgehalt von $TS_R = 12,29$ g/l. Aus der eliminierten BSB₅- und der TS-Fracht lässt sich die Überschussschlammproduktion infolge biologischer Elimination sauerstoffzehrender Stoffe zu $\dot{U}S_C = 0,13$ g TS/g BSB_{5,eliminiert} ermitteln. Die ermittelten Werte der weiteren Überschussschlammnahmen sind der Tabelle 5-6 zu entnehmen.

Tabelle 5-6: Überschussschlammfall

Betriebstag [d]	Volumen [ml]	TS _R -Fracht [g/Xd]	Mittel TS _R [g/l]	B _{BSB5} [g/Xd]	ÜS _C [g TS/g BSB ₅]
54 (Δd = 54d)	3460,0	42,52	12,29	318,25	0,13
93 (Δd = 39d)	7370,0	41,13	5,58	283,62	0,15
161 (Δd = 68d)	4540,0	42,06	9,26	156,76	0,27

Das ATV-DVWK-A 281 gibt für Tropfkörper bei fehlenden Messergebnissen eine Überschussschlammproduktion von 0,75 kg TS/kg BSB_{5,eliminiert} inklusive Regenwasserbehandlung an. Dieser Wert kann nur bedingt zum Vergleich herangezogen werden, da in den beschriebenen Versuchen ausschließlich Schmutzwasser mit unterschiedlichen Schmutzfrachtbelastungen behandelt wurde. Der Wert aus dem Regelwerk beruht auf den dort empfohlenen Belastungswerten für aerobe Tropfkörper und ist mit entsprechenden Sicherheiten versehen. Der Ertragskoeffizient für den heterotrophen aeroben Abbau liegt nach HENZE ET AL., 1995A bei $Y_{max,H} = 0,5 - 0,7$ g CSB/g CSB_{abb}, wo dieser hingegen für die Denitrifikation (anoxisch) mit $Y_{max,H} = 0,4 - 0,6$ g CSB/g CSB_{abb} etwas niedriger angegeben wird. Dies ist ebenfalls ein Indiz für eine geringere Überschussschlammproduktion im Vergleich zu der Angabe im ATV-DVWK-A 281. Für die folgenden Berechnungen zur Überschussschlammproduktion der gesamten Biofilteranlage wird mit einem Ertragskoeffizienten von $Y_{max,H} = 0,5$ g CSB/g CSB_{abb} gerechnet.

$$\dot{U}S_C = \Delta B_{CSB} * Y_{max,H} \quad (18)$$

Tabelle 5-7: *Überschussschlammproduktion berechnet über CSB-Elimination*

Betriebstag [d]	ΔB_{CSB} [g/Xd]	$Y_{max,H}$ [g CSB/g CSB _{abb}]	TS-Fracht [g/Xd]
54 ($\Delta d = 54d$)	598,23	0,5	299,12
93 ($\Delta d = 38d$)	538,01	0,5	269,01
161 ($\Delta d = 68d$)	304,79	0,5	152,40

Die in Tabelle 5-7 berechneten TS-Frachten weichen in hohem Maße von den aus den Analysen ermittelten TS-Frachten (siehe Tabelle 5-6, Spalte 3) ab. Eine fehlerhafte Analytik kann jedoch mit großer Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden. Die physikalischen Parameter wie Trockenrückstand und Glühverlust liegen in den angegebenen Bereichen für Überschussschlamm nach BAHRS, 1999 (TR: 0,5% – 1,0%; GV: 55% - 80%). Eine weitere Verifizierung der Ergebnisse soll mit Hilfe einer Phosphorbilanz erfolgen.

Der Phosphorrückhalt im Biofilter erfolgt vorwiegend adsorptiv durch Bindung an organische Stoffe bzw. durch Einbindung des Phosphors im Rahmen des Stoffwechsels in die Mikroorganismen. Die Summe aus der Phosphorfracht im Ablauf und dem im Überschussschlamm gebundenen Anteil der Phosphorfracht muss der Zulauf- fracht an Phosphor entsprechen. Diese Bilanz veranschaulicht die folgende Tabelle 5-8.

Tabelle 5-8: *Berechnungen zur Phosphorbilanz*

Betriebstag [d]	$B_{P,ZU}$ [g P _{ges} /Xd]	$B_{P,AN}$ [g P _{ges} /Xd]	ΔB_P [g P _{ges} /Xd]	$B_{P,BM}$ [g P _{ges} /Xd]
54 ($\Delta d = 54d$)	34,06	24,28	9,79	1,157
93 ($\Delta d = 39d$)	23,59	14,83	8,77	1,315
161 ($\Delta d = 68d$)	22,14	15,95	6,19	0,838

Die Berechnungen zeigen, dass die eliminierte Phosphorfracht wesentlich höher war, als die mit dem Überschussschlamm aus dem System entnommen wurde. Da eine Gesamtphosphorbestimmung mittels Küvettentest aufgrund der erforderlichen Verdünnung der Probe fehlerbehaftet ist, kann hier eine gewisse Ungenauigkeit unterstellt werden, was aber nicht die hohen Abweichungen in der Bilanz erklärt. Denkbar ist auch eine temporär auftretende biologische Phosphorelimination in der Denitrifikationsstufe, in der zweitweise anaerobe Verhältnisse herrschten. Aus dem Blähglasgranulat gelöste Stoffe wie Ca^{2+} , Al^{3+} oder Fe^{3+} können eine partielle chemische Phosphorfällung bewirken. Weder eine biologische noch eine chemische Phosphorelimination wurde analytisch nachgewiesen. Die Fällprodukte werden mit dem Überschussschlamm abgetrennt und sollten deshalb bei der Schlammanalyse mit erfasst werden.

Zur Kontrolle der Analyseergebnisse werden nachfolgend die spezifischen Phosphorgehalte in Bezug auf die Trockensubstanz ermittelt (vgl. Tabelle 5-9) und mit Literaturangaben verglichen. Der Wert beschreibt den Phosphorgehalt der Biomasse.

Tabelle 5-9: Berechnung der Phosphorgehalte in der Biomasse

Betriebstag [d]	B_{P,BM} [g P _{ges} /Xd]	TS_R-Fracht [g/Xd]	P/TS [g P _{ges} /g TS]
54 ($\Delta d = 54d$)	1,157	42,52	0,027
93 ($\Delta d = 39d$)	1,315	41,13	0,032
161 ($\Delta d = 68d$)	0,838	42,06	0,020

Typische Werte aus der Literatur für den Phosphorgehalt im Überschussschlamm bei Abwasserbehandlungsanlagen ohne Phosphorfällung sind bei GUJER, 1999 mit 0,016 g P/g TS und bei HENZE ET. AL., 1995B mit 0,02 g P/g TS angegeben. Die berechneten Werte aus Tabelle 5-9 sind mit den Literaturwerten vergleichbar. Leichte Überschreitungen sind mit einer möglichen temporär auftretenden chemischen Phosphorfällung zu erklären, die in den Literaturwerten nicht berücksichtigt ist. In Verbindung mit dem relativ geringen Überschussschlammanfall kann darauf geschlossen werden, dass es zu einer Schlammanreicherung und somit auch zu einer Phosphorakkumulation im System kommt. Das heißt, der Phosphor, der nicht mit dem abgezogenen Überschussschlamm aus dem System eliminiert wurde, ist weiterhin adsorptiv an die Biomasse im System gebunden. Es ist davon auszugehen, dass sich der Biofilm weiter aufbaut und nicht aus dem Filter gespült wird. Mit der Zeit kann es zur Kolmation der Module kommen, worauf es allerdings nach zehn Monaten Betriebszeit keine Anzeichen gab. Beobachtungen zeigten jedoch, dass es bei größeren hydraulischen Belastungen zum Austrag von Biofilm aus den Filtermodulen kommt. Für den Regelbetrieb einer derartigen Biofilteranlage sollte eine gesteuerte Zwangsspülung der Module erfolgen, um den überschüssigen Biofilm vom Trägermaterial zu lösen und auszuspülen.

5.6 Bemessungsgrundlagen für den Einsatz an Extremstandorten

Die in den vorstehenden Kapiteln beschriebenen und ausgewerteten Versuche dienen der Weiterentwicklung einer modularen Tropfkörperanlage. Nach der Anpassung und Optimierung der Anlagenkonfiguration konnten bestehende Wissenslücken bezüglich der Zusammenhänge von Belastungssituation und Leistungsfähigkeit der Anlage weitestgehend geschlossen werden.

Derzeitig betriebene Anlagen an Extremstandorten wurden (lediglich) hinsichtlich einer einwohnerspezifischen BSB₅-Belastung dimensioniert und die Leistungsfähigkeit wurde im laufenden Betrieb anhand der CSB bzw. BSB₅-Konzentrationen im Ablauf nachgewiesen.

Die aktuellen Untersuchungsergebnisse liefern neue Erkenntnisse zur Bemessung der erprobten Biofilteranlage vor dem Hintergrund einer erhöhten Belastung durch

Stickstoff infolge des hohen Urinanteils im Abwasser. Vor allem die Ergebnisse aus der dritten Betriebsphase können hier herangezogen werden.

Die Biofilteranlage funktioniert grundsätzlich wie ein mehrstufiger Tropfkörper und wird demnach in Analogie dazu bemessen. Das für die einzelnen Reinigungsstufen vorzusehende Volumen ergibt sich nach den empfohlenen Raumbelastungen zu

$$V_{DN} = B_{d,BSB,ZB} / B_{R,BSB,DN} \quad [m^3] \quad (19)$$

$$V_N = B_{d,TKN,ZB} / B_{R,TKN} \quad [m^3] \quad (20)$$

Das vorgeschaltete Denitrifikationsmodul wird aufwärts durchströmt und infolge des Einstaus unter anoxischen Milieubedingungen betrieben. Unter Abwesenheit von Luftsauerstoff und unter Verwendung von Nitrat, oxidieren heterotrophe Bakterien abbaubare organische Verbindungen zu Kohlenstoffdioxid. Der dabei freigesetzte elementare Stickstoff (N_2) kann in die Atmosphäre entweichen. Es wird angestrebt, die abbaubaren organischen Verbindungen (BSB) möglichst vollständig in der Denitrifikationsstufe zu eliminieren. Dieses Ziel konnte während der gesamten dritten Betriebsphase erreicht werden, da bereits im Ablauf des Denitrifikationsmoduls die Anforderungen nach Anhang 1; Tabelle 1 der Richtlinie Des Rates über die Behandlung von kommunalem Abwasser [91/271/EWG] erfüllt werden konnten. Im Zeitraum vom 100. bis 128. Betriebstag wurde das Denitrifikationsmodul im Mittel mit $110 \text{ g}/(m^3 \cdot d)$ belastet, wobei eine BSB-Eliminationsrate von 73,3% erzielt werden konnte. Die NO_3 -N-Raumbelastung betrug im Mittel $42 \text{ g}/(m^3 \cdot d)$ verbunden mit einer Eliminationsrate von 73,0%. In weiteren Versuchen wurde das Denitrifikationsmodul im Mittel mit $336 \text{ g}/(m^3 \cdot d)$ belastet, wobei eine Eliminationsrate von 93,4% erzielt werden konnte.

Aus diesen Ergebnissen kann ein Richtwert für die Bemessung des erforderlichen Denitrifikationsmoduls mit $B_{R,BSB,DN} = 0,34 \text{ kg}/(m^3 \cdot d)$ abgeleitet werden.

Nach einer weitestgehenden Elimination sauerstoffzehrender Stoffe in der vorgeschalteten Denitrifikation können die nachfolgenden Module ausschließlich für eine Nitrifikation bemessen werden. Für die Ableitung eines Bemessungsrichtwertes wird ebenfalls die dritte Betriebsphase herangezogen, weil in diesem Zeitraum die entsprechenden Versuche zur Leistungsfähigkeit der Nitrifikation unter zusätzlicher Urinbelastung durchgeführt wurden. Die TKN-Raumbelastung wurde im Laufe der Betriebsphase auf $58,0 \text{ g}/(m^3 \cdot d)$ gesteigert und es konnten im Mittel TKN-Eliminationsraten von 82% erzielt werden. Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse wird ein Richtwert für die Bemessung der Nitrifikationsmodule von $B_{R,TKN} = 0,06 \text{ kg}/(m^3 \cdot d)$ empfohlen.

Neben der statischen Bemessung sollte der Betrieb einer solchen Abwasserreinigungsanlage in Verbindung mit einer Urinseparation über ein Steuerungs- und Regelungskonzept erfolgen. Dieses beginnt mit dem Einstellen einer geeigneten Rezirkulation, um ausreichend Nitrat-Stickstoff aus dem Nachklärbecken in das Denitrifikationsmodul zu fördern, damit ein weitestgehender Abbau sauerstoffzehrender Stoffe gewährleistet ist (vgl. Kapitel 5.4.3). Der Nitrat-Stickstoff entsteht bei der Oxidation von Ammonium-Stickstoff in der Nitrifikationsstufe. Die Ammonium-Stickstofffracht im

Zulauf hingegen ist über eine Urindosierung als Ammonium-Stickstoff-Quelle variabel einzustellen. Es soll annähernd soviel Nitrat gebildet und rezirkuliert werden, dass der BSB_5 im Zulauf in der Denitrifikationsstufe abgebaut werden kann. Eine unzureichende Denitrifikation infolge einer Nitrat- oder Substratlimitierung hätte einen Anstieg der Gesamt-Stickstoff-Konzentration im Ablauf zur Folge.

Um Betriebsprobleme zu vermeiden, muss die Säurekapazität im aeroben Reaktor ausreichend hoch sein, um den Prozess der Nitrifikation aufrecht zu erhalten und eine signifikante pH-Absenkung zu vermeiden. Die Säurekapazität des Wassers nimmt infolge der Nitrifikation ab. (vgl. Kapitel 5.4.3). Im Arbeitsblatt 131 wird eine Mindestsäurekapazität von $SK_{AB} = 1,5 - 2,0$ mmol/l als Grenzwert empfohlen [ATV-DVWK, 2000]. Die Berechnung der Säurekapazität kann analog der Gleichung (17) erfolgen.

Die Säurekapazität im Ablauf stellt eine weitere Steuer- und Überwachungsgröße für die Urindosierung dar. Es kann nur soviel Ammonium-Stickstoff zudosiert und nitrifiziert werden, bis die Mindestsäurekapazität im Ablauf erreicht ist.

Die in den Versuchen erprobte Phosphatadsorberstufe brachte hinsichtlich der Phosphorelimination noch nicht den gewünschten Erfolg und muss weiterentwickelt werden. Eine an Extremstandorte angepasste andere Lösung besteht in einem der biologischen Abwasserreinigung nachgeschalteten Bodenfilter, der mit kalk- bzw. eisenhaltigem Material gepackt ist. Beim Durchsickern des Bodenfilters kommt zur es Bildung partikulärer Verbindungen von Fällmittelkationen (Fe^{3+} , Ca^{2+}) und Phosphatanionen (PO_4^{3-}) sowie anderen Anionen, die zur Flockenbildung führen. Im Bodenfilter erfolgt die Phosphorfällung und Filtration der Fällprodukte kombiniert. Damit kommt es zum allmählichen Zusetzen der Porenräume (Kolmation) mit eingelagerten Feststoffen, was die Standzeit des Bodenfilters begrenzt. Der Grad der Phosphorbindung hängt insbesondere von pH-Wert und Redoxpotential sowie von der Adsorptionskraft des Bodens ab.

Des Weiteren ist Phosphatentfernung mit Metallsalzen bzw. Calcium im Bodenfilter durch das Vorhandensein der Reaktionspartner limitiert. Bei einer dauerhaften Verschlechterung der Ablaufwerte ist das Filtermaterial auszutauschen.

Der Überschussschlammanfall hängt von der Art des Abwassers, der Belastung und den hydraulischen Bedingungen ab. Nach den Ergebnissen der Untersuchungen kann von einer Überschussschlammproduktion von $\ddot{U}_{SC,BSB} = 0,3$ kg TS / kg BSB_5 ausgegangen werden. Erfolgt im Regelbetrieb eine gesteuerte Zwangsspülung der Module, bei der überschüssiger Biofilm gelöst und ausgespült wird, ist kurzzeitig mit einem entsprechend höheren Überschussschlammanfall zu rechnen.

Der aus den biologischen Modulen ausgetragene Überschussschlamm ist mittels Nachklärbecken vom Abwasser zu trennen. Diese Nachklärbecken sind auf einfache Weise nach rein hydraulischen Gesichtspunkten mit der Flächenbeschickung q_A und der Durchflusszeit t_{NB} in Anlehnung an ATV-DVWK-A 281 [ATV-DVWK; 2001] zu bemessen.

5.7 Fazit zur Abwasserbehandlung mittels modularem Biofilter

Der im Rahmen des DBU-Projektes „KOMPEX“ (Az 21537) untersuchte modulare Biofilter wurde nach den im Projekt gewonnenen Erkenntnissen entsprechend modifiziert sowie optimiert. Ein Abwasserbehandlungsverfahren in modularer Bauweise der Reaktoren unter Verwendung von leichtem, anorganischem Filtermaterial soll eine manuelle Konfiguration der Module ohne schweres Gerät bei schlechter Zugänglichkeit und Gestaltungsfreiheit ermöglichen. Es wurden Versuche bezüglich der Behandlung von urinreichen Abwässern mittels einer modularen Biofilteranlage vorgestellt. In entsprechenden Langzeitversuchen konnten Wissenslücken insbesondere in Bezug auf die Leistungsfähigkeit des modularen Biofilters bei erhöhter Urinbelastung und im Hinblick auf die Bilanzierung des Überschussschlammes geschlossen werden.

Im Bereich Abwasserbehandlung konnten folgende wesentliche Ergebnisse ermittelt werden:

- Durch den Einsatz eines anorganischen Filtermaterials wird die beim Kompostfiltermaterial beobachtete Auswaschung von abgebauten organischem Filtermaterial verhindert. Der refraktäre CSB im Reaktorablauf konnte soweit minimiert werden, dass eine Einhaltung der Grenzwerte nach Anhang 1; Tabelle 1 der Richtlinie Des Rates über die Behandlung von kommunalem Abwasser [91/271/EWG] ($CSB \leq 125 \text{ mg/L}$; $BSB_5 \leq 25 \text{ mg/L}$) ohne Nachbehandlung möglich ist. Auch bei dem Aspekt der Kolmationsgefahr sind die anorganischen Filtermaterialien dem Kompost überlegen. Während der gesamten Versuchsdauer gab es keine Anzeichen für eine Kolmation der Filtermodule.
- Die gewählte Verfahrensweise mit vorgeschalteter Denitrifikation erwies sich insbesondere für die Elimination sauerstoffzehrender Substanzen als vorteilhaft. In Verbindung mit einer weitgehenden Stickstoffelimination konnten die geforderten Ablaufwerte beim BSB_5 ($< 25 \text{ mg/L}$) nach dem Denitrifikationsmodul stabil eingehalten werden. Somit wurde das gewünschte Ziel erreicht, die aerobe Stufe primär zur Nitrifikation zu nutzen. Insgesamt konnte eine CSB-Eliminationsrate $\eta_{CSB} = 82\%$ erreicht werden und die Ablaufwerte lagen im Mittel bei 53 mg/l .
- Mit einem aufwärts durchströmten ersten Modul konnte schnell eine Denitrifikation etabliert werden. Die $NO_3\text{-N}$ -Eliminationsraten wiesen Schwankungen in Abhängigkeit der $NO_3\text{-N}$ - und BSB_5 -Belastungen auf, und erreichten ein Mittel von 61% , bei optimalen Verhältnissen wurden maximale Eliminationsraten von 96% erreicht.
- Während der 3. Betriebsphase wurde die externe Urinzugabe auf $0,23 \text{ L/d}$ gesteigert. Dabei kam es zu deutlich erkennbaren Anzeichen (pH-Wert-Abnahme aufgrund nicht ausreichender Pufferung), dass die biologische Abwasserreinigung an ihre Grenzen stößt. Die Säurekapazität wurde durch die Nitrifikation der zugegebenen $NH_4\text{-N}$ -Fracht aufgebraucht, sodass keine weitere Steigerung der

Belastung durch eine externe Urinzugabe mit dieser Versuchsanlagenkonfiguration möglich war.

- Als eine geeignete Vorrichtung zum Abtrennen des Überschussschlammes erwies sich eine trichterförmige Absetzbeckenkonstruktion als Zwischen- und Nachklärbecken. Eine Tauchwand verhindert den Austrag von Schwimmschlamm. Durch die Anordnung der Zwischenklärbecken wird eine Kolmation der nachfolgenden Module vermieden. Bei der Versuchsanlage kann der Schlamm betreiberfreundlich über einen Kugelhahn abgelassen werden.
- Eine dem Bioreaktor nachgeschaltete Phosphatadsorberstufe aus Kalkstein brachte im Rahmen der kurzen Versuchsdauer keine positive Wirkung hinsichtlich einer Phosphorelimination und dem Rückgewinn von Säurekapazität im Gesamtsystem. Bezüglich der Säurekapazität konnte dies an einem leichten Rückgang der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Raumumsatzraten festgestellt werden. Des Weiteren reicht der Phosphorrückhalt trotz Phosphatadsorberstufe nicht aus, um den Anforderungen nach Anhang 1; Tabelle 2 der Richtlinie Des Rates über die Behandlung von kommunalem Abwasser [91/271/EWG] gerecht zu werden. Jedoch zeigen Kontrollmessungen außerhalb der Messreihen positive Tendenzen auf, die mit Hilfe weiterer langfristiger Versuchsreihen verifiziert werden müssen.

6 Teilbereich Schlammbehandlung

6.1 Bewertung verschiedener Verfahren zur Phasentrennung

Eine weitgehende Fest-Flüssig-Trennung des Rohabwassers ist sowohl für die Abwasserbehandlung als auch für die Schlammbehandlung von Vorteil. Für Standorte in Extremlagen kommen grundsätzlich verschiedene Verfahren in Frage, beispielsweise

- Absetz- oder Mehrkammergruben,
- filtrierende Medien wie Siebe oder Vliese, sowie
- Filtersackanlagen und andere Verfahren speziell für Berg- und Schutzhütten.

Im Rahmen dieses Projektes sollte schwerpunktmäßig untersucht werden, ob sich ein **Absetzbecken** – vergleichbar mit den bereits im Rahmen des Projektes KOMPEX I untersuchten PWC-Anlagen – zur Phasentrennung eignet. Ein derartiges System kann jedoch nur dann den gewünschten Feststoffrückhalt gewährleisten, wenn sich eine filtrierende **Schwimmschlammdecke** ausbildet. Im Wesentlichen sollte daher geklärt werden, unter welchen Bedingungen sich eine Schwimmschlammdecke ausbildet und ob diese für einen gezielten Feststoffrückhalt genutzt werden kann. Es ist bekannt, dass zwei wesentliche Faktoren die Entstehung einer Schwimmschlammdecke fördern (LONDONG & HARTMANN, 2009):

- die spezifische Abwasserzusammensetzung mit einem hohen Anteil schwimmfähiger, organischer Feststoffe (z.B. Toilettenpapier, Hygieneartikel), sowie
- der anaerobe Abbau von organischer Substanz im Bodenschlamm, wodurch Methan freigesetzt wird, welches die Flotation von Feststoffen begünstigt.

Mächtigkeit und Stabilität der Schwimmschlammdecke werden somit vorwiegend durch die Intensität der anaeroben Abbauprozesse im Bodenschlamm gesteuert, die stark von der Temperatur abhängig sind. Aufgrund dieser Faktoren ist eine Schwimmschlammdecke grundsätzlich als metastabil zu bezeichnen. Nur eine steti-ge Überwachung der Anlage und eine entsprechende Wartung (z.B. hinsichtlich des Schlammabzuges) könnten die Stabilität der Schwimmschlammdecke – und somit deren dauerhafte Funktion als Filterschicht – gewährleisten.

Dies ist angesichts der Forderung nach wartungsarmen Verfahren grundsätzlich als ungünstig zu bewerten. Im Bezug zur konkreten Umsetzung am Untersuchungsobjekt sprechen zudem weitere Gründe gegen dieses Verfahren zur Phasenseparation:

- Die Temperatur der Hüttenabwässer schwankte während der ersten Beprobungsphase (Dez 08 – Jan 09; Zwischenbericht zum Untersuchungsobjekt, Dr. Pijanowski; März 2009) bereits zwischen 7°C und 12°C; es ist zu erwarten, dass die Maximaltemperatur im Sommer wesentlich höher ist. Es ist daher eine stark schwankende Intensität des (temperaturgesteuerten) anaeroben Abbaus und somit ein erhöhter Überwachungsaufwand zu erwarten.

- Das Abwasser des Untersuchungsobjektes ähnelt aufgrund des Küchen- und „Hotel“-betriebes stark einem kommunalen Abwasser, wohingegen das Abwasser einer PWC-Anlage (wo sich häufig eine mehr oder weniger stabile Schlammdecke ausbilden kann) nur vergleichsweise geringe Anteile an schwach belastetem Grauwasser enthält. Es ist somit fraglich, ob sich am Standort überhaupt eine ausreichend mächtige, filterwirksame Schwimmschlammdecke ausbilden könnte.
- Der Abwasseranfall ist mit etwa 18 m³/d (Mittelwert) wesentlich höher als bei PWC-Anlagen (der Abwasseranfall der im Rahmen von KOMPEX I untersuchten Anlage Belvedere Nord bzw. Süd betrug nur etwa 1/6 davon); somit wäre ein entsprechend größeres Kammervolumen erforderlich.

Es bleibt festzuhalten, dass sich unter bestimmten Rahmenbedingungen durchaus eine metastabile Schwimmschlammdecke ausbildet, die letztlich auch zur Phasenseparation ausgenutzt werden könnte. Allerdings sind diese Voraussetzungen, wie oben dargestellt, am Untersuchungsobjekt nicht gegeben. Im Bezug zum Untersuchungsobjekt ist eine Schwimmschlammdecke somit mit großer Wahrscheinlichkeit nicht dazu geeignet, eine weitgehende und vor allem stabile Phasenseparation zu gewährleisten.

Um zielgerichtet auf die Erstellung eines tragfähigen Konzeptes hinzuarbeiten, wurden daher im Bereich Phasentrennung andere Schwerpunkte gesetzt. Diese sollen den besonderen und zum Zeitpunkt der Antragstellung teilweise anderen Voraussetzungen am Untersuchungsobjekt besser gerecht werden.

Aus diesem Grund wurden weitere Verfahren hinsichtlich ihrer Eignung für den Standort untersucht. Bogensiebe, Hydrozyklone oder andere **technische Verfahren** können eine sichere Abtrennung der groben Feststoffe gewährleisten, allerdings erfordern diese Verfahren einen vergleichsweise hohen baulichen Aufwand und entsprechende Investitionen. Da diese Verfahren nur die relativ groben Feststoffe abtrennen können, wäre zudem eine nachgeschaltete Abtrennung der Feinpartikel erforderlich, wodurch sich der bauliche und finanzielle Aufwand weiter erhöhen würde. Aus diesem Grund sind diese Verfahren(skombinationen) zur Umsetzung am Standort nicht zu empfehlen.

Filtervliese oder **Filtersäcke** erscheinen hinsichtlich ihrer Filterleistung grundsätzlich ebenfalls als geeignet, zumal für Filtersacksysteme ausführliche Betriebserfahrungen speziell für Extremlagen („Alpenhütten“, z.B. DBU 2002, DBU 2007) vorliegen. Gegen diese Verfahren spricht jedoch die vergleichsweise geringe Kapazität: Organische Filtervliese können bis zur Kolmation maximal etwa 2,5 m³ Rohabwasser pro m² Filterfläche filtrieren [RIGONI, 2009]; bei einer einmaligen Verwendung der Filter wäre somit der Material- und Wartungsaufwand für Filterwechsel und Abtransport sehr hoch. Ein Filtersack hat in etwa eine Kapazität von 250-300 EW₆₀ [DBU 2008], womit zur Vorklärung/Filtration des Hüttenabwassers mit einer durchschnittlichen Menge von 260 EW₆₀/Tag (vgl. Kapitel 7) etwa 1 Sack/Tag erforderlich wäre; auch dieses Verfahren ist somit offensichtlich nicht praktikabel.

Für den Standort als geeignet herausgestellt hat sich eine konventionelle **Mehrkammergrube**, deren Kapazität gut an die gegebenen Randbedingungen angepasst werden und die zudem in den Bestand integriert werden kann.

6.2 Schlammbehandlung in Trockenbeeten

Im Rahmen des Projektes KOMPEX wurde bereits die natürliche Entwässerung von Schlämmen – teilstabilisierter PWC-Originalschlamm sowie anaerob mesophil stabili-sierter Schlamm – untersucht (Abschlussbericht KOMPEX I, Kap 6.2.6). Für diese Versuche wurde jeweils eine 5 cm dicke Schlammschicht manuell auf ein Geotextil aufgebracht und im Freien getrocknet. Zu Versuchsbeginn Ende November hatten die Schlämme einen Start-TR von etwa 10%.

Die Trocknung verlief bei Tagestemperaturen von 0 bis 5°C vorerst langsam (TR-Erhöhung auf etwa 30% nach 40 Tagen). In der Folge bewirkten längere Frostperioden ein Durchfrieren und somit eine Gefrierkonditionierung der Schlämme. Im Wechsel mit einem erneuten Auftauen beschleunigte sich die Entwässerung dann deutlich; der TR-Gehalt stieg innerhalb von 20 weiteren Tagen auf 70-80%.

Für hochgelegene Berghütten mit langer, winterlicher Betriebspause wäre dieses Verfahren zur Schlammbehandlung somit durchaus praktikabel. Für größere, ganz-jährig bewirtschaftete Objekte wie der Hütte im Chocholowska-Tal ist jedoch – sofern man keine großen Speicherkapazitäten vorhält – eine ganzjährige Schlammbehandlung erforderlich, die entsprechende Flächen benötigt und entsprechend gewartet und betrieben werden muss.

Das Versuchsprogramm wurde im Laufe des Projektes an diese speziellen Rahmenbedingungen angepasst, sodass sich für den Themenkomplex „Trockenbeete“ in der Summe somit unter anderem folgende Fragestellungen ergaben:

- Wie kann die Aufbringung des ganzjährig anfallenden Schlammes automatisiert oder vereinfacht werden?
- Welche Schichtdicke ist hinsichtlich der optimalen Trocknungsleistung zu empfehlen?
- Welche Schlammengen können pro m² Beetfläche und Jahr behandelt werden?
- Wie ist die jahreszeitliche Dynamik des Verfahrens?
- Wie können die anfallenden Reststoffe entsorgt werden?

Natürliche bzw. solare Schlamm-trocknungsverfahren werden in verschiedenen Ausführungen bereits auf mehreren Alpenhütten eingesetzt, sodass hier auf entsprechende Literatur und Erfahrungswerte zurückgegriffen werden konnte [z.B. DBU 2002; DBU 2007]. Ein Wissensdefizit besteht jedoch noch hinsichtlich offener, flacher Beete, sodass diese in Anlehnung an die Versuche aus KOMPEX I im Rahmen des vorliegenden Projektes weiter untersucht wurden.

6.2.1 Bestimmung der optimalen Schichtdicke

Es ist naheliegend, dass die Trocknungsgeschwindigkeit wesentlich von der Dicke der zu entwässernden Schlammschicht abhängt: Je dünner die Schicht, desto schneller die Trocknung – und desto größer die erforderliche Beetfläche. Ziel der im Folgenden beschriebenen Versuche war es, das Zusammenspiel zwischen Schichtdicke und Trocknungsdauer zu optimieren.

Dazu wurden insgesamt vier PE-Wannen mit einer Stützschiene (Rasengitter) versehen und mit dem Geotextil Terrafix 813 (Fa. Naue Fasertechnik) ausgekleidet, welches bereits im Rahmen von KOMPEX I verwendet wurde. Die Grundfläche eines Beetes betrug $0,19 \text{ m}^2$ (Maße: $0,5 \text{ m} \times 0,38 \text{ m}$). Die flachen Beete hatten eine theoretische Füllhöhe von etwa 10 cm, die tiefen Beete von etwa 20 cm.

Die Beete wurden in etwa 50 cm Höhe unter einem Plexiglasdach an der Südseite einer Hütte auf dem Gelände des Klärwerks Braunschweig aufgebaut. Abbildung 6-1 zeigt den Versuchsaufbau.



Abbildung 6-1: Die verwendeten Trockenbeete (rechts: tiefe; links: flache Beete)

Anfang April 2009 wurden die Beete mit verschiedenen Schlämmen befüllt. In zwei der vier Wannen wurde eingedickter Überschussschlamm verwendet (TR etwa 5%), da Trockenbeete und ähnliche Trocknungsverfahren häufig mit vergleichbaren Schlämmen beschickt werden und die Ergebnisse somit leicht mit Literaturangaben verglichen werden können. Die anderen Beete wurden mit „flüssigem“ Schlamm aus der Belebung (TS ca. $3,5 \text{ g/l}$) beschickt, da dieses Verfahren im folgenden (Kapitel 6.2.2) noch detailliert untersucht wird und hier bereits erste Erfahrungen zum Trocknungsverlauf gesammelt werden sollten.

Die Füllmengen bei den Flüssigschlammversuchen wurden anhand von Vorversuchen zu Filtergeschwindigkeit und Durchsatzmenge gewählt. Die Schlammzugabe im flachen Beet war so bemessen, dass bereits etwa 1 h nach der letzten Schlammzugabe kein Wasserüberstand mehr vorhanden war, wohingegen im tiefen Beet noch 2

Tage nach Befüllung eine dünne Wasserschicht zu erkennen war – die Filterkapazität war somit nahezu erreicht.

Tabelle 6-1 gibt einen Überblick über die Rahmenbedingungen der Versuche. Als Kennwert für die Filterqualität wurden die AfS im Sickerwasser bestimmt; weitere Qualitätsparameter wurden separat im Labormaßstab untersucht (Kapitel 6.2.2).

Tabelle 6-1: Rahmenbedingungen der Versuche im Trockenbeet

	Zugabe pro Beet	TR bzw. TS	Resultierende Füllhöhe	AfS
Belebtschlamm flaches Beet	insgesamt 35 L im Laufe von 6 h	3,5 g/L	gut 1 cm*	5-9 mg/L
Belebtschlamm tiefes Beet	insgesamt 122,5 L in 24 Stunden	3,5 g/L	ca. 4,5 cm*	6-17 mg/L
eingedickter Schlamm, flach	4 L	5,9 %	2-3 cm	kein Sickerwasser
eingedickter Schlamm, tief	12 L	5,9 %	7-8 cm	kein Sickerwasser

*nach Abtropfen des überstehenden Wassers, d.h. bei einem TR von etwa 5%.

Die folgenden Abbildungen zeigen die beiden flachen Beete mit den jeweiligen Schlämmen nach der Befüllung.



Abbildung 6-2 und Abbildung 6-3: Die flachen Trockenbeete (links: eingedickter Schlamm; rechts: Belebtschlamm mit kurzzeitigem Wasserüberstand direkt nach Schlammzugabe)

Die Temperaturen waren für die Jahreszeit (April - Mitte Mai) vergleichsweise hoch und lagen über die Versuchsdauer im Mittel bei 13,5°C (Tagesmittel). Es traten keine Fröste auf.

Ergebnisse

Die Entwicklung des TR-Gehaltes der Belebtschlammbeete ist in Abbildung 6-4 dargestellt.

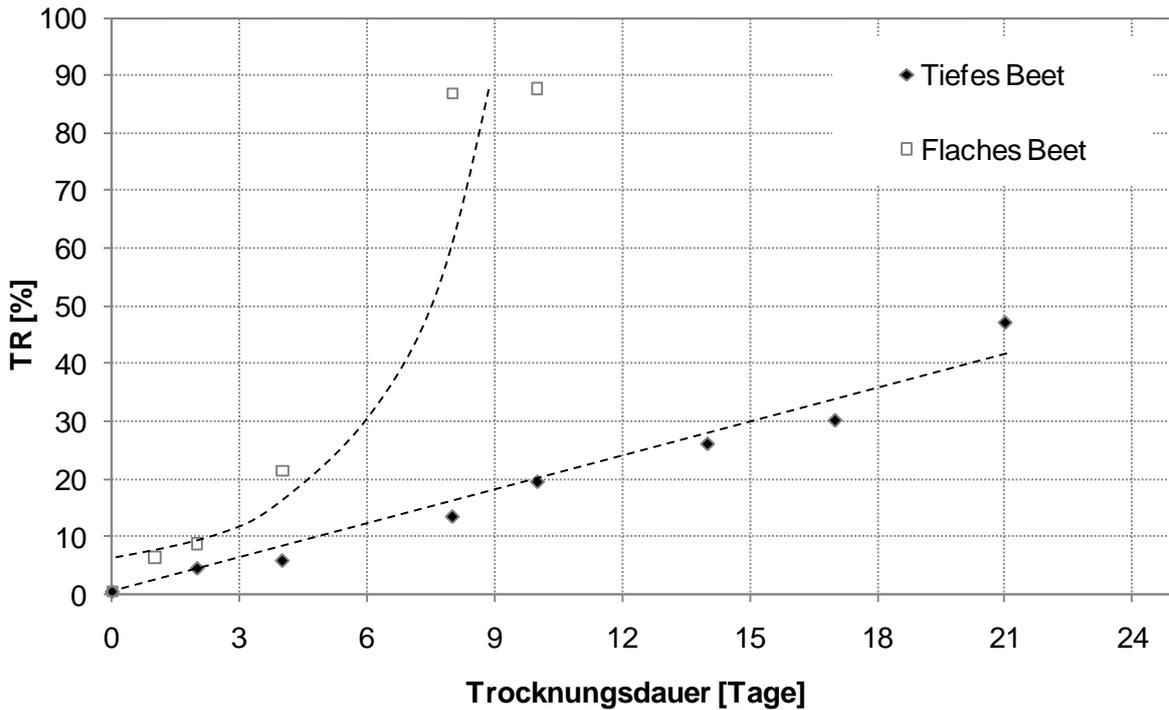


Abbildung 6-4: Trocknungsverlauf des Belebtschlammes im tiefen bzw. flachen Beet

Es ist nicht überraschend, dass die nur gut 1 cm dicke Schlammschicht im flachen Beet wesentlich schneller abtrocknet als der Schlamm im tiefen Beet. Lag der TR nach fünf Tagen noch bei nur gut 20%, erreichte der TR nach neun Tagen bereits einen Wert von 90%. Somit genügt etwa eine Woche, um den Schlamm vollständig zu trocknen. Im Gegensatz dazu liegt der TR des Schlammes im tiefen Beet nach drei Wochen noch unter 50%.

In Abbildung 6-5 ist der Trocknungsfortschritt in den beiden flachen Beeten (Belebt- und eingedickter Schlamm) gegenübergestellt.

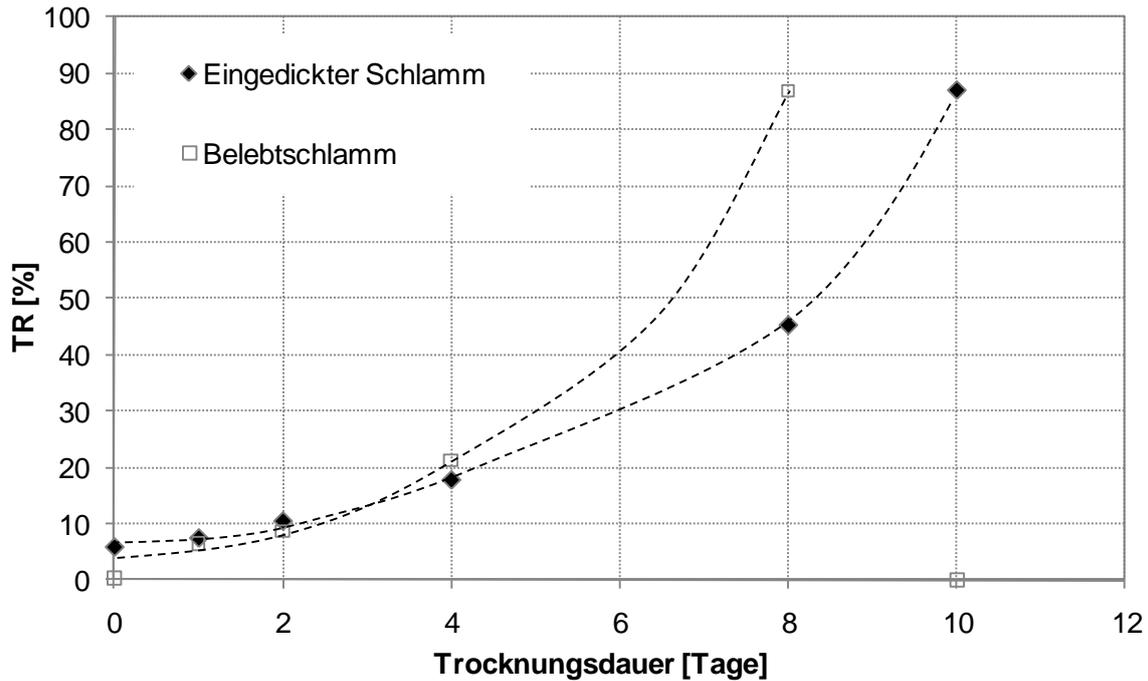


Abbildung 6-5: Trocknungsverlauf der beiden Schlämme in den flachen Beeten

Die nur etwa 1 cm dünne (Belebt-)Schlammschicht trocknet schneller als die mit 2-3 cm deutlich dickere Schicht eingedickten Schlammes. Auffallend ist allerdings, dass der eingedickte Schlamm innerhalb von zwei Tagen (Tag 8 bis 10) von etwa 45% auf über 85% abtrocknet. Die deutlich beschleunigte Trocknung ist mutmaßlich vor allem auf das zunehmende Aufbrechen und die damit verbundene größere Oberfläche der Schlammkruste zurückzuführen – dieser Effekt wird auch in anderen Publikationen [DBU 2007] beschrieben.

Es muss beachtet werden, dass die erreichten Ergebnisse nur für die gegebenen Begleitumstände (insbesondere die vorherrschenden Witterungsbedingungen) gelten und unter anderen Rahmenbedingungen anders aussehen können.

In der folgenden Tabelle 6-2 werden daher die obigen Versuchsergebnisse (weiß hinterlegt) mit Ergebnissen aus anderen Forschungsprojekten zur Behandlung in Extremlagen (hellgrau) sowie großtechnischen, solaren Trocknungsverfahren (dunkelgrau) verglichen. Es ist zu beachten, dass den jeweiligen Angaben wiederum gänzlich verschiedene Rahmenbedingungen zugrunde liegen, die die Vergleichbarkeit einschränken.

Bei der Hochrechnung eigener Daten auf die Jahreskapazität sind zudem verschiedene Unsicherheitsfaktoren (Stillstandzeiten durch u. a. Wartung und Schlammtransport; genaue Festlegung des Trocknungsendpunktes; Temperatur- und Wettereinflüsse) zu berücksichtigen, sodass die angegebene Jahreskapazität nur als Abschätzung dienen kann.

Tabelle 6-2: Rahmenbedingungen und Kapazitäten verschiedener natürlicher bzw. solarer Trocknungsverfahren im Vergleich

	Substrat (B=Belebtschlamm; E=eingedickter Schlamm)	Ausgangs-TR [%]	Schichtdicke [cm]	Trocknungsdauer bis TR = 80% [Wochen]	Schlammvolumen pro Versuch [L/m ²]	Volumen/Kapazität pro Jahr (gerundet)	hochgerechnete Kapazität (Trockenmasse) [kg/m ² *a]
Eigene Versuche April	B	ca. 0,4	1-1,5	ca. 1	185	9000 L	ca. 35
Eigene Versuche April	B	ca. 0,4	4-4,5	ca. 4	650	8000 L	ca. 30
Eigene Versuche April	E	5,9	2-3	ca. 1,5	21	700 L	40 - 45
Eigene Versuche April	E	5,9	7-8	> 5	nicht bestimmt	--	--
Eigene Versuche Juni 2009	E	5,5	3,5	ca. 3	30	500 L	ca. 30
KOMPEX **	E (PWC)	ca. 10	5	7	50	400 L	35 - 40
DBU 2007**	B	0,42	?	1,4	150	6000 L	ca. 25
IST-Anlagenbau; Wendewolf**	E	i.A. > 20	--	--	--	650 kg*	über 130
Thermo-System**	E	ca. 25	--	--	--	im Mittel 1,5 t	über 300 (bis TR 70%)
Bux et al (KA 6/2003)**	E	3-6	--	--	--	2-3 t	60-180
Bux et al (KA 6/2003)**	E	15-30	--	--	--	500-1000 kg	75-300 (bis TR 70%)

*Richtwert: 1,5 m²/Tonne Schlamm inkl. Flächen für Zufahrtswege etc. **siehe Literaturangaben

Unter Berücksichtigung der vorab genannten Einschränkungen lassen sich die „naturnahen“ Verfahren dennoch durchaus vergleichen. Die auf ein Jahr extrapolierte Trocknungsleistung liegt im Bereich von etwa 30-45 kg/m²*a. Dem gegenüber liegt die Trocknungsleistung solarer Trocknungsverfahren mit 50 - 300 kg/m²*a deutlich höher. Die große Bandbreite insbesondere der solaren Verfahren ergibt sich aus jeweils unterschiedlichen Trocknungszielen, Verfahrensweisen, Eingangs-TR-Gehalten und sonstigen Rahmenbedingungen.

6.2.2 Kombination von Schlammindickung und Entwässerung

Bei der Aufbringung flüssiger Schlämme – in der Regel gravitativ eingedickte Überschussschlämme mit einem TS von etwa 5 - 10 g/L – auf Trockenbeete dient die Drainageschicht auch als Filtermedium. Schlammindickung, aerobe Stabilisierung und Trocknung werden bei diesem Verfahren zusammengefasst; die mechanische Voreindickung kann eingespart und der Aufwand für das manuelle oder maschinelle Verteilen des Schlammes auf der Drainagefläche minimiert werden. Bei der Verwendung biologisch abbaubarer Filtermedien könnten zudem die anfallenden Reststoffe einfach entsorgt werden.

Bei diesem Verfahren wird die Kapazität nahezu ausschließlich über die filtrierbare Schlammmenge definiert. Nahe der Kapazitätsgrenze ist die Filtergeschwindigkeit deutlich verringert, es entsteht ein Rückstau, der die solare Trocknung unterbindet oder zumindest deutlich verlangsamt. Es muss somit vorab die Frage geklärt werden, welche Beschickungs- bzw. Überstaudauer (= Zeit bis zum endgültigen Ende des Sickerwasserstroms; Erreichen eines TR von ca. 5%) noch praktikabel ist.

Basierend auf den im Rahmen des Projektes gemachten Erfahrungen kann davon ausgegangen werden, dass eine kurze Filtrationsdauer und somit ein schnelles Einsetzen des Trocknungsprozesses von Vorteil ist.

Im Rahmen des Projektes wurden fünf verschiedene Filterstoffe auf ihre Eignung als Filtermedium bzw. Tragschicht untersucht. Die Eigenschaften der verwendeten Materialien sind in Tabelle 6-3 dargestellt.

Tabelle 6-3: Übersicht über die verwendeten Filtermaterialien

	spez. Gewicht [g/m ²]	Gemisch	Kompostierbar?
Hanffilz 5 mm*	600	100% H	Ja
PLA-Hanf*	900	40% H; 60% PLA	Ja
Flachs-Sisalfilz*	1200	50% F, 50% S	Ja
Hanf-Flachs-Sisal*	900	40% H, je 30% F und S	Ja
Naue Terrafix**	830	entfällt	Nein

*Fa. NAFGO, Dötlingen

**bereits im Rahmen von Kompex 1 untersucht

Zur Bestimmung der Filterkapazität wurden die Filtermaterialien unter etwa 25 cm hohe Kunststoffröhren (Innendurchmesser ca. 9,5 cm) gespannt. Der Aufbau ist in Abbildung 6-6 dargestellt.



Abbildung 6-6: Versuchsaufbau zur Bestimmung von Filtergeschwindigkeit und –menge

Zu Bestimmung der maximalen Durchflussmenge wurden die Röhren anfänglich mit 1,5 L Belebtschlamm (Füllhöhe etwa 20 cm) befüllt. In Abhängigkeit von der Filtergeschwindigkeit wurde weiterer Belebtschlamm zugegeben. Es wurde darauf geachtet, dass die Füllhöhe nie unter 10 cm sank. Der Versuch wurde über mehrere Tage durchgeführt.

In Abbildung 6-7 ist am Beispiel des Geotextils „Terrafix“ die Filtrationsgeschwindigkeit – dargestellt als Füllstandänderung – im Laufe von knapp 30 Stunden dargestellt. Die zusätzlichen Schlammzugaben wurden rückwirkend zur anfänglichen Füllhöhe addiert. Die Kurvenverläufe sind für alle Materialien vergleichbar.

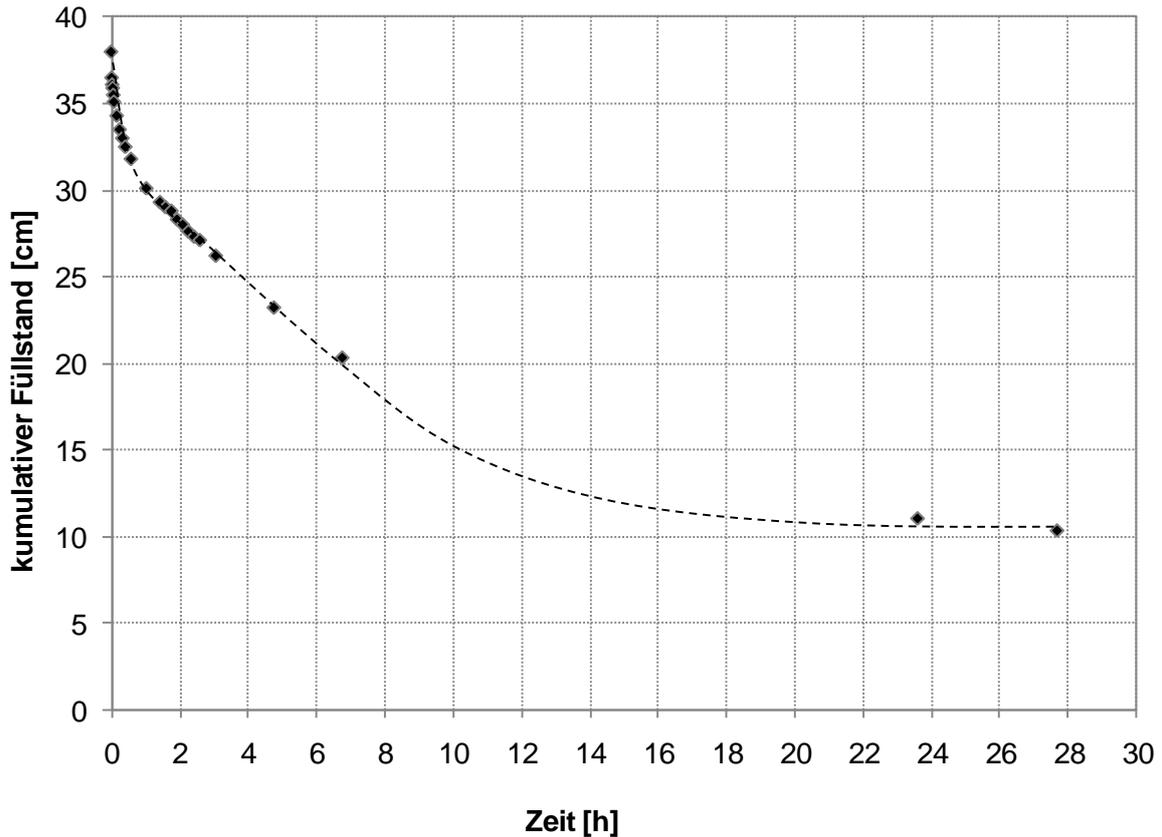


Abbildung 6-7: Füllstandänderung (Filtrationsgeschwindigkeit) im Zeitverlauf

Die Durchflussmengen pro Zeiteinheit nehmen bei allen verwendeten Materialien im Laufe der Zeit deutlich ab, was auf die zunehmende Kolmation des Filters sowie auf die Ausbildung eines zusätzlich abdichtenden Filterkuchens zurückzuführen ist. Auch nach einigen Tagen ist noch ein geringer Durchfluss durch die Filter zu beobachten.

In der folgenden Tabelle 6-4 sind die erreichten Durchflussmengen, hochgerechnet auf L/m^2 , nach 1, 2, 6 und 24 Stunden (siehe auch Abbildung 6-7) dargestellt.

Tabelle 6-4: Filtratmengen innerhalb verschiedener Zeiträume [L/m^2]

	Hanf 5mm	Flachs-Sisal	PLA-Hanf	Terrafix	Hanf-Flachs-Sisal
1 h	183	128	88	78	91
2 h	218	158	109	98	108
6 h	278	217	193	166	193
24 h	390	330	315	271	327

Auffallend ist, dass sich der Durchfluss mit zunehmender Versuchsdauer angleicht. So ist die entstehende Filtratmenge im Falle des Hanfvlieses nach 1 h über doppelt so groß wie beim Geotextil Terrafix, wohingegen der Unterschied nach 24 h nur noch etwa 40% beträgt. Dies spricht dafür, dass die Filtereigenschaften (die die anfängliche Filtergeschwindigkeiten und -mengen bestimmen) mit zunehmender

Versuchsdauer durch andere Effekte – Verstopfung der Poren durch den Belebtschlamm, Ausbildung eines Filterkuchens – überlagert werden.

Die ermittelten Durchflussmengen von 300 bis 400 L/m² bewirken eine anfängliche Filterkuchendicke nach Abtropfen des Wasserüberstandes von etwa 2-3 cm, was eine Trocknungsdauer von etwa 1,5 Wochen erwarten lässt (Abbildung 6-5; Tabelle 6-2). Auf ein Jahr hochgerechnet entspricht dies einer Kapazität von etwa 35-40 kg TM/m²*a, wodurch die Messungen aus Kapitel 6.2.1 bestätigt werden.

Neben der maximalen Durchsatzmenge ist auch die Qualität des Filtrates von Interesse. Aus diesem Grund wurde im Rahmen der obigen Versuche der Gesamt-CSB des Filtrates bestimmt, und zwar jeweils nach 1, 1,5 und 2 Litern gebildetem Filtrat (Messung Nr. 1, 2 und 3). Die Ergebnisse sind in Abbildung 6-8 dargestellt.

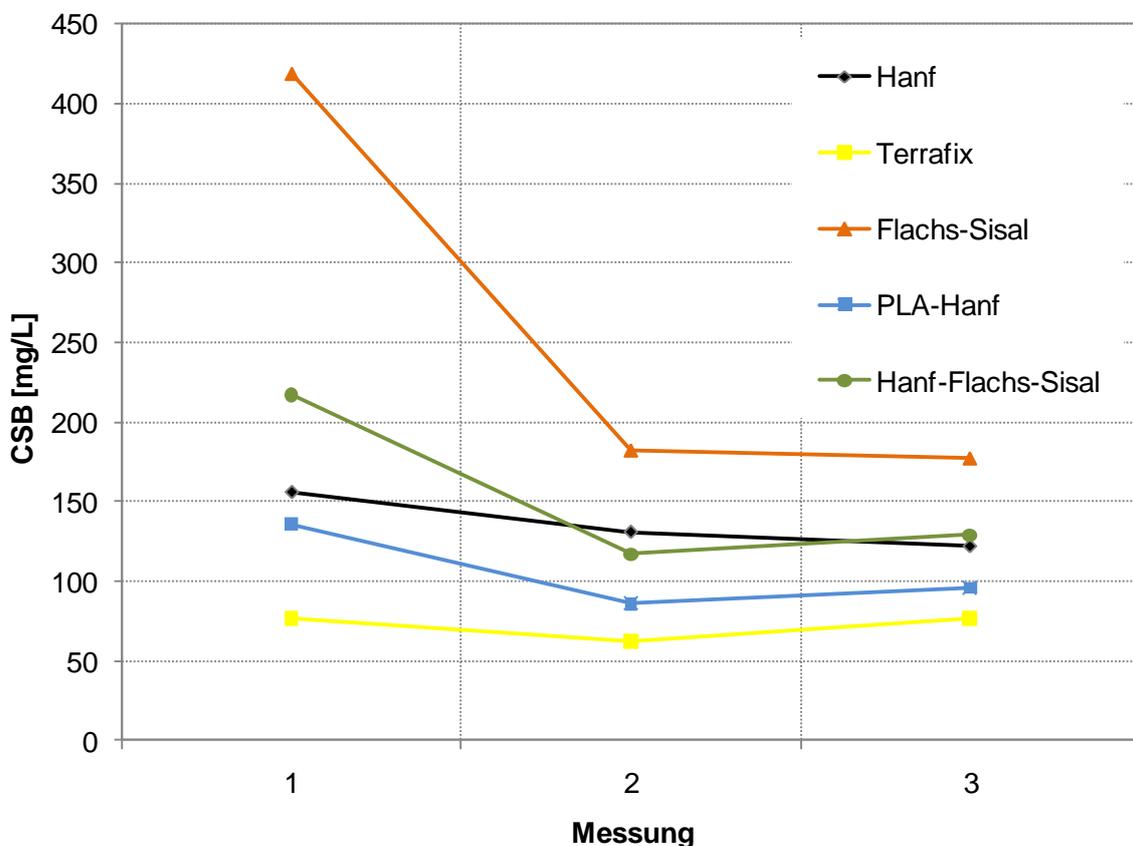


Abbildung 6-8: CSB-Konzentrationen im Filtrat zu verschiedenen Messzeitpunkten

Bei allen Materialien ist eine Abnahme bzw. zumindest eine Konstanz der CSB-Konzentrationen mit zunehmender Versuchsdauer zu beobachten. Allerdings ist der Gesamt-CSB im Filtrat vor allem bei Flachs-Sisal mit anfänglich über 400 mg/L sehr hoch. Der visuelle Eindruck dieses Filtrates deutet darauf hin, dass Belebtschlammflocken den Filter passiert haben, woraus sich die hohen CSB-Konzentrationen ergeben.

Immerhin 3 der 5 untersuchten Materialien erreichen durchgehend CSB-Werte von etwa 150 mg/L und darunter. In diesen Werten ist auch die Auswaschung von CSB aus den Filtermaterialien selbst enthalten, die in einem separaten Elutionsversuch

mit Leitungswasser bestimmt wurden und je nach Material in der Größenordnung von 15-35 mg/L, anfänglich jedoch auch bei bis zu 70 mg/L lagen.

Ob die Konzentration von 150 mg/L, die im Grenzbereich der gesetzlichen Vorgaben für kleine Kläranlagen liegt (lt. Kapitel 4.3. bzw. 91/271/EWG, 1991 sind am Standort 125 mg/L einzuhalten), ausreichend für eine Direkteinleitung wäre, muss letztlich im Einzelfall im Rahmen von detaillierten Untersuchungen (insbesondere zum BSB₅) sowie unter Berücksichtigung gesetzlicher und anderer Rahmenbedingungen entschieden werden. Sollte die Filtratqualität als nicht ausreichend eingestuft werden, müsste das Filtrat als Rückbelastung erneute der Kläranlage zugeführt werden.

6.3 Mikrowellentrocknung

Durch die Mikrowellentrocknung können in vergleichsweise kurzer Zeit beliebige Trocknungsergebnisse bis hin zu einer Volltrocknung (TR über 90%) erreicht werden. In diesem Fall wäre die zu entsorgende Reststoffmenge minimal, bei einer unbegrenzten Lagerfähigkeit des Endproduktes. Dadurch wird das Verfahren für Berghütten und ähnliche Extremlagen interessant. Allerdings sind zur Wasserentfernung große Energiemengen erforderlich – als Richtwert kann für eine gut angepasste Anlage von etwa 2 kWh/kg Wasser (entfernt) ausgegangen werden (Abbildung 6-9).

Wenngleich eine gewisse Optimierung hinsichtlich des erforderlichen Energiebedarfs noch möglich erscheint, bleibt das Verfahren energieaufwändig und eignet sich daher nur für die Entsorgung geringer Schlammengen. Diese müssen bzw. sollten zudem bereits vorentwässert (TR von mindestens etwa 10%) anfallen, da der energetische Aufwand zur weitergehenden Trocknung ansonsten mutmaßlich zu groß wäre. Im Falle der Trocknung von Flüssigschlämmen – beispielsweise Überschussschlämmen – wäre somit eine (maschinelle) Vorentwässerung erforderlich, woraus sich ein zusätzlicher Aufwand ergäbe.

Für eine große Hütte mit einem konventionellen Abwasserreinigungssystem – und somit einer größeren Menge zu behandelndem Überschussschlamm – erscheint das Verfahren daher auf den ersten Blick äußerst energieintensiv. Da am Untersuchungsobjekt jedoch mittels regenerativer Wasserkraft erzeugter Strom im Überschuss vorhanden ist, soll das Verfahren der Mikrowellentrocknung theoretisch für die Umsetzung in Betracht gezogen werden (siehe Kapitel 7).

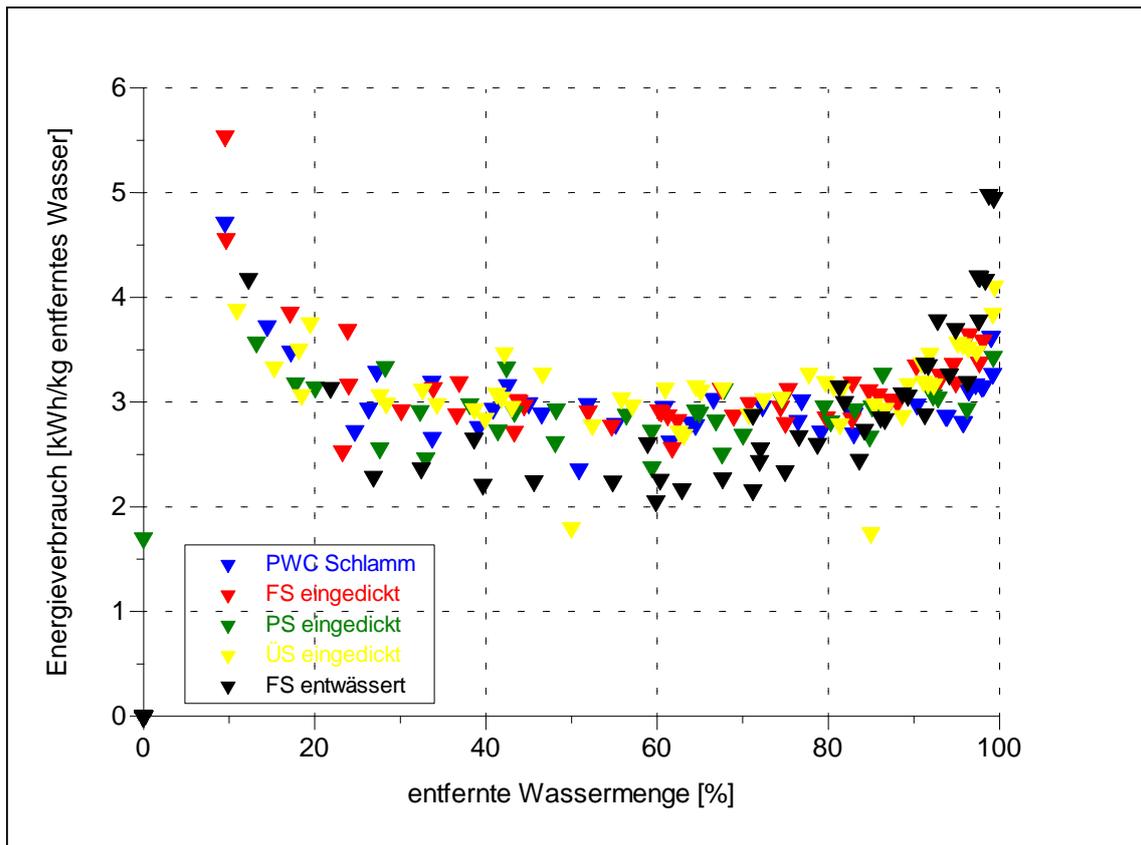


Abbildung 6-9: Benötigte Energie zur Entfernung von 1 kg Wasser bei verschiedenen (Rest-)TR-Gehalten (KOMPEX I)

6.4 Gefrierkonditionierung

Die Möglichkeit, Schlämme durch Gefrieren zu konditionieren, ist bereits lange bekannt [u. a. BAHRS 1978], wobei sich die aktuelle Forschung vor allem auf hygienisierende Effekte konzentriert.

Auch im Rahmen von KOMPEX I konnte der positive Einfluss des Gefrierens – und des darauffolgenden Auftauens – auf das Entwässerungsverhalten von Klärschlämmen beobachtet werden. Ergänzend zu diesen Versuchen wurden im Rahmen dieses Projektes Gefrierversuche mit eingedicktem Überschussschlamm durchgeführt.

Hierzu wurden etwa 10 L dieses Schlammes (Ausgangs-TR etwa 5,5%) in einem handelsüblichen Gefrierschrank bei -20°C für etwa 2,5 Tage eingefroren, um das vollständige Durchfrieren des Schlammes zu gewährleisten. Der Schlamm wurde danach im Labor bzw. im Kühlraum aufgetaut. Abbildung 6-10 zeigt den aufgetauten Schlamm. Das durch den Gefrierprozess freigesetzte Wasser ist als Überstand deutlich zu erkennen.



Abbildung 6-10: *Eingedickter Überschussschlamm nach dem Auftauen*

Dieser Schlamm wurde bei verschiedenen Geschwindigkeiten zentrifugiert; zudem wurde mittels Thermogravimetrie der Schlammkennwert TR(A) [KOPP, 2001] bestimmt, der eine Aussage über das großtechnisch zu erreichende bzw. zu erwartende Entwässerungsergebnis zulässt. In Ergänzung zu dieser Laboranalytik wurde der Schlamm im Trockenbeet getrocknet. Jegliche Analytik sowie die Trockenbeetversuche wurden aus Vergleichsgründen parallel auch mit nicht-konditioniertem, eingedicktem Überschussschlamm durchgeführt. Tabelle 6-5 zeigt die erreichbaren TR-Gehalte nach der Zentrifugation.

Tabelle 6-5: *TR der untersuchten Schlämme bei verschiedenen Zentrifugationsintensitäten*

	Originalschlamm	Gefrierkonditionierter Schlamm
TR ohne Zentrifuge	5,22 %	5,63 %
TR 1.000 g	7,11 %	10,4 %
TR 48.000 g	13,2 %	16,2 %

Der gefrierkonditionierte Schlamm weist somit eine deutlich verbesserte Entwässerbarkeit auf. Auffallend ist, dass die TR-Unterschiede zwischen konditioniertem- und Originalschlamm sowohl nach 1.000 als auch nach 48.000 g etwa konstant bei 3 Prozentpunkten liegen.

In Abbildung 6-11 und Abbildung 6-12 sind die Ergebnisse der thermogravimetrischen Analyse [KOPP, 2001] dargestellt.

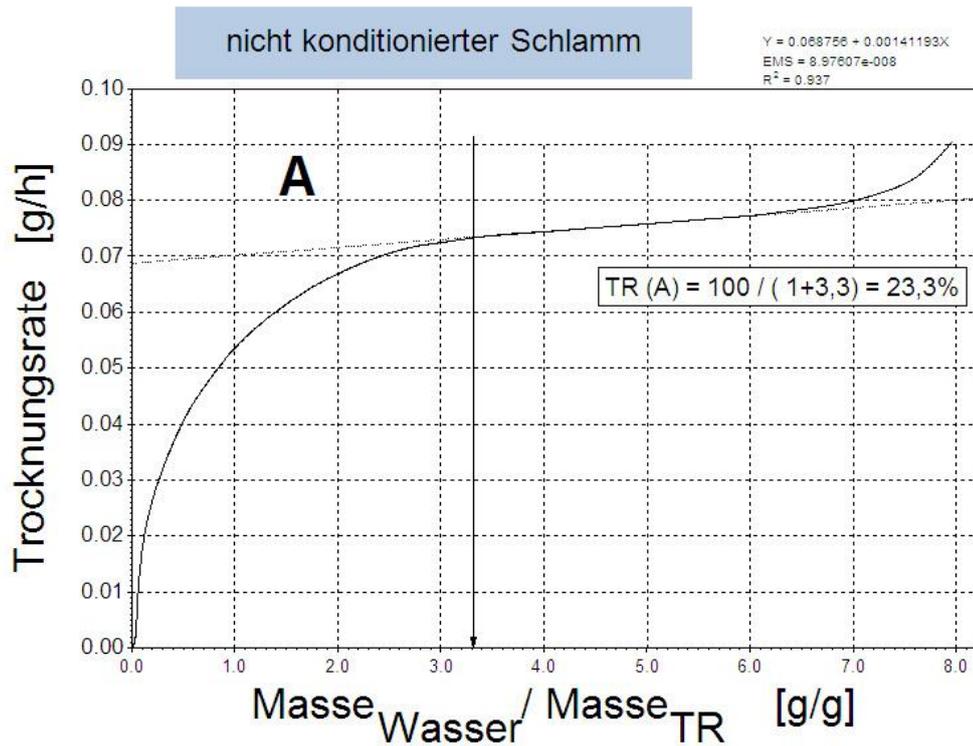


Abbildung 6-11: Bestimmung des Kennwertes TR(A); nicht konditionierter Schlamm

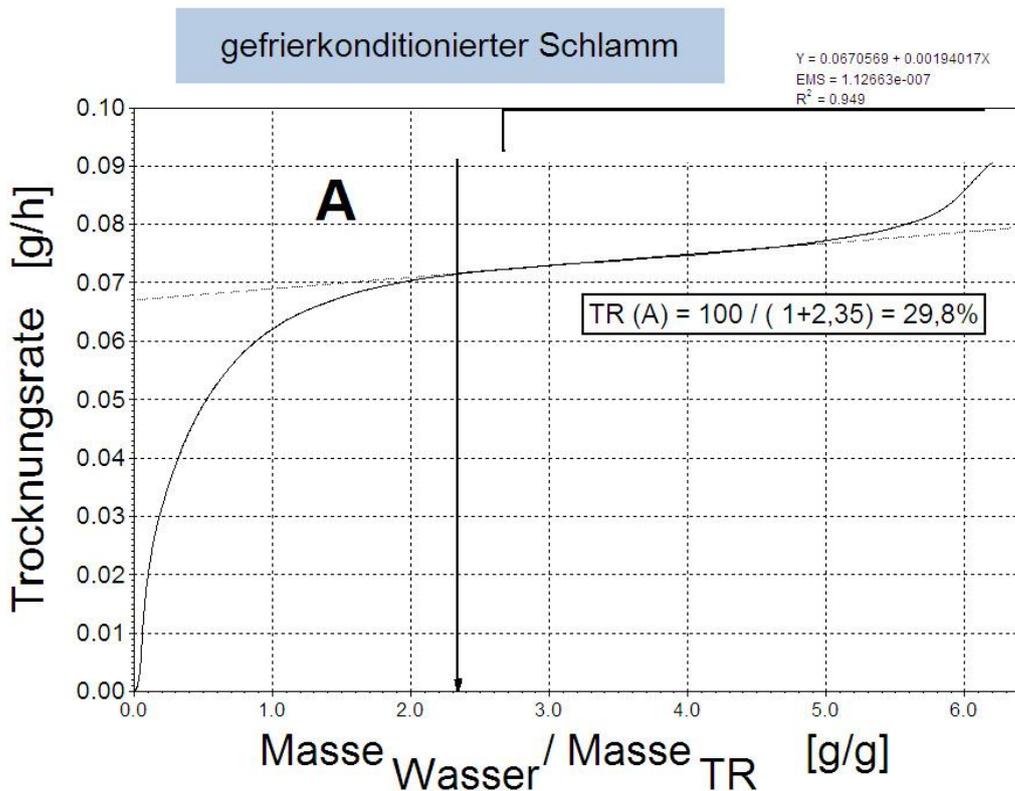


Abbildung 6-12: Bestimmung des Kennwertes TR(A); gefrierkonditionierter Schlamm

Die Abbildungen zeigen, dass der gefrierkonditionierte Schlamm eine deutlich bessere Entwässerbarkeit aufweist; der Kennwert TR(A) liegt mit 29,8% um etwa 25% höher als der TR(A) des nicht konditionierten Schlammes (23,3%).

Natürliche Trocknung des konditionierten Schlammes

Für die Trocknungsversuche wurden jeweils 6,5 L (Schichtdicke: 3-4 cm) des gefrierkonditionierten bzw. nicht-konditionierten Schlammes auf ein Trockenbeet (Filtermaterial Terrafix, siehe oben) aufgebracht und im Trockenbeet getrocknet. Der Versuch fand im Sommer (Juli 2009) statt und entsprach den bereits oben dargestellten Trocknungsversuchen. Die Versuchsdauer betrug etwa 3 Wochen; die Tagesmittel der Temperatur lagen bei 14-24°C. Alle 1-2 Tage wurde jeweils eine repräsentative Probe entnommen und der TR bestimmt.

Abbildung 6-13 zeigt beide Schlämme im Trockenbeet. Im Falle des gefrierkonditionierten Schlammes ist das freigesetzte Wasser innerhalb weniger Minuten durch das Filtervlies abgeflossen.

Abbildung 6-14 zeigt den Trocknungsverlauf der beiden Schlämme.



Abbildung 6-13: Gefrierkonditionierter (links) und unbehandelter eingedickter ÜS-Schlamm im Trockenbeet

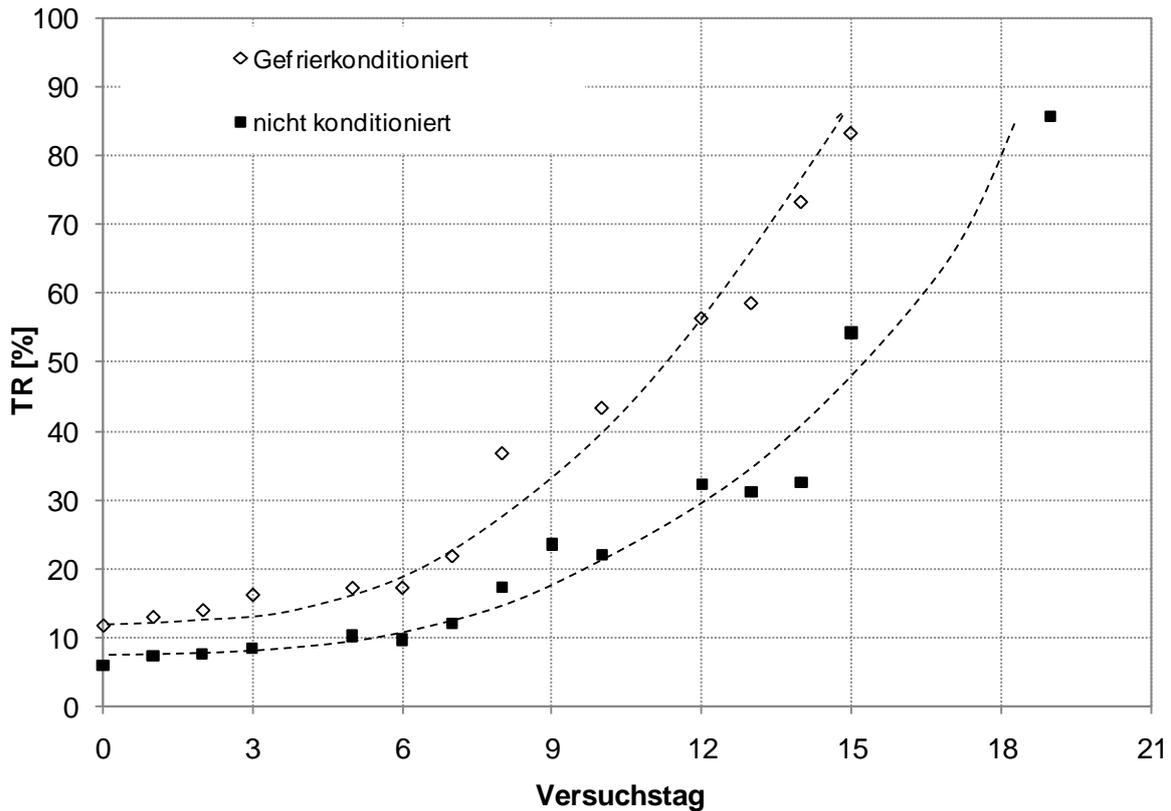


Abbildung 6-14: Trocknungsverläufe von konditioniertem und nicht-konditioniertem Schlamm

Nach 15 bzw. 18 Tagen ist ein TR von >80% erreicht. Für gefrierkonditionierte Schlämme kann im Vergleich zu unbehandelten Schlämmen von einer etwa 3-4 Tage kürzeren Trocknungsdauer ausgegangen werden. Die im Labor nachgewiesenen positiven Auswirkungen der Gefrierkonditionierung auf die Schlamm-trocknung konnten somit bestätigt werden. Zur Gesamtkapazität des Verfahrens siehe Tabelle 6-2.

Wie zuvor bereits angedeutet ist es in Abhängigkeit des verwendeten Verfahrens durchaus üblich, einen geringeren Ziel-TR anzustreben und somit den Durchsatz pro Flächen- bzw. Volumeneinheit zu erhöhen. Dabei stellt sich jedoch die Frage, wie ein teilgetrockneter Schlamm zu handhaben wäre. Die Gefrierkonditionierung wirkt sich jedoch auch in diesem Zusammenhang positiv aus: Abbildung 6-15 zeigt den gefrierkonditionierten Schlamm nach 12 Tagen bei einem TR von 55%. Der Schlamm ist bereits stabilisiert, deutlich volumenreduziert und wäre leicht transportabel/handhabbar.



Abbildung 6-15: Gefrierkonditionierter Schlamm im Trockenbeet nach 12 Tagen Trocknungsdauer

6.5 Fazit „Schlammbehandlung“

Im Rahmen des Projektes wurden verschiedene Verfahren zur Klärschlammbehandlung auf Berghütten in der Praxis untersucht sowie theoretisch anhand von Literaturangaben bewertet. Im Folgenden sollen kurz die wesentlichen Ergebnisse sowie die Erkenntnisse speziell im Hinblick auf die Umsetzung aufgeführt werden (siehe auch Kapitel 7):

- Erfahrungen aus Literatur und Praxis deuten darauf hin, dass die Verfahrenskombination „Absetzbecken und filtrierende Schwimmschlammdecke“ unter den gegebenen Rahmenbedingungen kaum für einen stabilen Betrieb und eine sichere Feststoffabtrennung geeignet ist. Aus diesem Grund wurden zur **Fest-Flüssig-Trennung** schwerpunktmäßig andere Verfahren untersucht, von denen letztlich eine konventionelle Mehrkammergrube zur Umsetzung am Standort empfohlen wird (siehe Kapitel 7).
- Die Weiterführung der **natürlichen Trocknungsversuche** hat gezeigt, dass das Verfahren grundsätzlich gut zur Schlammbehandlung geeignet ist. Im Rahmen des Projektes wurde unter anderem die Leistungsfähigkeit des Verfahrens untersucht und die optimale Schichtdicke bestimmt. Allerdings gibt es für die natürlichen Verfahren nur wenige langfristige (Jahresverlauf) Praxiserfahrungen, darüber hinaus müssen klimatische und andere Rahmenbedingungen berücksichtigt werden, was letztlich die Bemessung erschwert. Bezüglich des Untersuchungsobjektes ist zudem zu beachten, dass jegliche Schlammbehandlung ganzjährig erfolgen muss.
- Die Kombination von **Filtration und Trocknung** hat sich als sinnvoll und praktikabel herausgestellt. Im Rahmen des Projektes wurden Durchflussmengen und Trocknungsdauer bestimmt und aufeinander abgestimmt, sodass Richtwerte für die Bemessung vorliegen. Die im Punkt 2 beschriebenen Unsicherheiten bzgl. der Kapazitäten und Durchsatzmengen gelten analog.

- Aufgrund der Verfügbarkeit von erneuerbarer Wasserkraft wird die **Mikrowellentrocknung** als mögliche Verfahrensoption für die Umsetzung am Untersuchungsobjekt untersucht. Grundlage hierzu ist der Energiebedarf von 2 kWh/(kg Wasser). Zur möglichen technischen Umsetzung in dem für das Untersuchungsobjekt notwendigen Maßstab gibt es noch wenige Erfahrungen, sodass hierzu weitergehende Untersuchungen und eine detaillierte Anlagenplanung erforderlich wären.
- Im Rahmen der durchgeführten Arbeiten konnte der positive Effekt der **Gefrierkonditionierung** auf die Schlamm-trocknung quantifiziert werden. Eine gezielte Ausnutzung dieses Effektes ist jedoch aufgrund der ganzjährig erforderlichen Schlammbehandlung am Untersuchungsobjekt nicht möglich.

7 Machbarkeitsstudie

7.1 Bestandsaufnahme der Infrastruktur und Bewertung der Abwassersituation am ausgewählten Untersuchungsobjekt

7.1.1 Bestandsaufnahme der Infrastruktur

Trinkwasserversorgung

Die Trinkwasserversorgung der Herberge Polana Chocholowska erfolgt über den Bobrowiecki Bach (vgl. Abbildung 7-1). Das Quellgebiet dieses Gebirgsbachs befindet sich in einer Gewässerschutzzone des Tatra-Nationalparks. Das Wasser wird aus zwei unterirdischen Stahlbetonbehältern entnommen. Der Transport des Trinkwassers erfolgt über eine Trinkwasserleitung DN 65 mm zur Herberge Polana Chocholowska. Über eine weitergehende verfahrenstechnische Trinkwasseraufbereitung liegen keine Angaben vor. Der Wasserverbrauch wird über einen Wasserzähler im Kellergeschoss des Herbergsgebäudes (vgl. Abbildung 7-2) registriert. Von diesem Punkt aus erfolgt eine Verteilung des Trinkwassers über Stahlrohrsteigleitungen zu den einzelnen Entnahmestellen (vgl. Tabelle 4-2). Im Zuge der Bestandsaufnahme konnte festgestellt werden, dass auch das Kläranlagengebäude über einen Trinkwasseranschluss verfügt. Über diesen Trinkwasseranschluss wird eine Wasserstrahlpumpe kontinuierlich zur Belüftung des Belebungsbeckens betrieben (vgl. Abbildung 7-4). Die Löschwasserversorgung der Herberge erfolgt über einen aufgestauten Löschteich. Wie die Abbildung 7-2 zeigt, weisen die Trinkwasserversorgungsleitungen besonders im Kellerbereich aufgrund der hohen Luftfeuchtigkeit starke Korrosionserscheinungen auf.

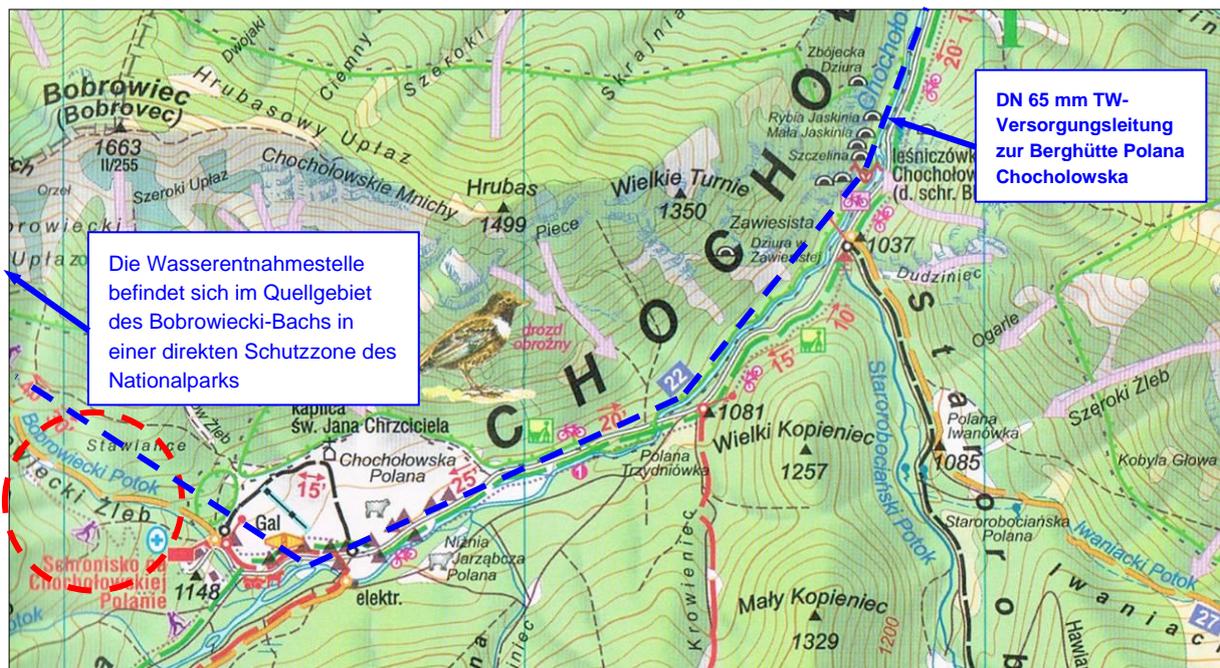


Abbildung 7-1: Trinkwasserversorgung der Berghütte Polana Chocholowska durch den Bobrowiecki Bach (Quelle: Wanderkarte des Nationalparks Hohe Tatra; Maßstab 1:25.000)



Abbildung 7-2: Wasserzähler der Herberge



Abbildung 7-3: TW-Anschluss im Kläranlagengebäude



Abbildung 7-4: TW-Zufluss zur Wasserstrahlpumpe

Der permanente Betrieb der Wasserstrahlpumpe lässt einen erheblichen Trinkwasserverbrauch vermuten. Bestätigt werden konnte dies in den späten Abend- und Nachtstunden des 26.08.09, wo ein konstanter Trinkwasserverbrauch am Wasserzähler festgestellt wurde. Nach Rücksprache mit dem Betreiber der Anlage konnte der hohe nächtliche Trinkwasserverbrauch der Belüftungspumpe (Wasserstrahlpumpe) der Kläranlage zugeordnet werden.

Um den Trinkwasserzufluss zur Pumpe zu beziffern, wurde der Trinkwasserverbrauch vom 30.08.09 bis 01.09.09 zwischen 22:30 Uhr und 23:30 Uhr gemittelt. Während dieses Zeitraumes war nur mit einem geringen Verbrauch durch Übernachtungsgäste und Herbergspersonal zu rechnen. Somit wird angenommen, dass der Trinkwasserverbrauch zu dieser Zeit im Wesentlichen auf den Betrieb der Wasserstrahlpumpe zurückzuführen ist.

Ermittlung der Zuflussmenge zur Belüftungspumpe (Wasserstrahlpumpe):

$$Q_{,P} = \left(\frac{1,2 \text{ m}^3/\text{h} + 0,93 \text{ m}^3/\text{h} + 1,08 \text{ m}^3/\text{h}}{3} \right) = \underline{\underline{1,07 \text{ m}^3/\text{h}}}$$

Um den Trinkwasserverbrauch der Pumpe von 1,07 m³/h zu bestätigen, wird der nächtliche Trinkwasserverbrauch aller Untersuchungstage zwischen 23:30 Uhr abends und 07:30 Uhr morgens erfasst und gemittelt (vgl. Tabelle 7-1). Infolge dieser zweiten Erhebung errechnet sich ein mittlerer nächtlicher Trinkwasserverbrauch von 9,70 m³.

Tabelle 7-1: *Trinkwasserverbrauch in den Nachtstunden*

Datum	Uhrzeit	TWV [m ³]
26.08.-27.08.2009	22:30-07:30	11,61
29.08.-30.08.2009	22:30-07:30	11,94
30.08.-31.08.2009	22:30-07:30	9,01
31.08.-01.09.2009	22:30-07:30	8,39
01.09.-02.09.2009	22:30-07:30	9,92
02.09.-03.09.2009	22:30-07:30	8,10
03.09.-04.09.2009	22:30-07:30	8,93
Mittelwert		9,70

Daraus folgt ein nächtlicher Trinkwasserverbrauch pro Stunde zu:

$$Q_{,P} = \left(\frac{9,70 \text{ m}^3}{9 \text{ h}} \right) = \underline{\underline{1,08 \text{ m}^3/\text{h}}}$$

Bei Auswertung beider Berechnungen ist zu berücksichtigen, dass zwischen 06:30 Uhr und 07:30 Uhr bereits ein Trinkwasserverbrauch durch die Übernachtungsgäste vorhanden war. Daher ist der stündliche TWV bei der 2. Berechnung geringfügig höher. Beide Berechnungen bestätigen einen hohen Wasserfluss zur Belüftungspumpe von ca. 1,07 m³/h.

Der tägliche Trinkwasserverbrauch durch die Belüftungspumpe ergibt sich infolge dessen zu:

$$Q_{d,P} = 1,07 \text{ m}^3/\text{h} * 24\text{h} = 25,68 \text{ m}^3/\text{d}$$

Diese Feststellung wird bei den folgenden Betrachtungen zum Trinkwasserverbrauch bzw. Abwasseranfall der Herberge berücksichtigt.

Abwasserableitung

Die Abwasserableitung der Herberge Polana Chocholowska erfolgt über eine alte Tonabwassersammelleitung DN 150 mm. In dieser Leitung münden im Kellergeschoss des Herbergsgebäudes mehrere Fallrohre DN 100, die die Abwässer aus den oberen Etagen des Herbergsgebäudes zusammenführen und einleiten. Das Abwasser wird vom Kellergeschoss aus dem Gebäude über Land zur Kläranlage abgeleitet. Die Kläranlage ist eingehaust und befindet sich ca. 70 m hangabwärts südlich der Herberge (vgl. Abbildung 7-13). Im Rahmen der Bestandsaufnahme wurde das Abwasserableitungssystem auf Beschädigungen untersucht. Dafür wurden alle Abwasserschächte, soweit möglich, geöffnet, begutachtet und in Form eines Lageplans verzeichnet (vgl. Abbildung 7-13).

Im Zuge der Bestandsaufnahme konnten 12 Abwasserschächte lokalisiert werden. Die Schadenserfassung ergab, dass das Abwasser bis zum Abwasserschacht (AS) 10 störungsfrei abläuft. Der AS12 hingegen war vollständig eingestaut und somit

nicht funktionsfähig (vgl. Abbildung 7-5). Die Abwasserschächte 4, 11, und 13 konnten aufgrund von Korrosionseinwirkungen nicht geöffnet werden. Der Einstau in AS12 lässt auf eine Schadstelle im Ableitungssystem schließen. Die Abwasserleitung wird vom AS12 aus unter einem kreuzenden Wanderweg weiter zum Punkt P2 geführt (vgl. Abbildung 7-13). Nach Recherche in vorhandenen Zeichnungen sollte sich an dieser Stelle AS13 befinden. Gegenwärtig konnte aber nur ein Betonring an der betreffenden Stelle gesichtet werden. Das Abwasser fließt an diesem Punkt (P2) derzeit unkontrolliert aus dem Erdreich (vgl. Abbildung 7-6).

Vom Punkt P2 gelangt das Abwasser weiter in einen nebenliegenden Flutgraben, der für gewöhnlich nur im Frühjahr Wasser führt (vgl. Abbildung 7-13). Dieser Graben vereinigt sich im Punkt P4 mit dem gefassten Grund- und Drainagewasser der Herberge, das an dieser Stelle in Form eines kleinen Gebirgsbaches in den Flutgraben mündet (vgl. Abbildung 7-13). Das verdünnte Abwasser fließt von hier aus in den Vorfluter Chocholowska-Bach. Entlang des Gebirgsbachverlaufes konnten Abwasserpilze festgestellt werden, welche auf einen Nährstoffeintrag zurückzuführen sind (vgl. Abbildung 7-7). An der Mündung der Abwasserleitung in den Bach konnte kein Abwasseraustritt beobachtet werden (vgl. Abbildung 7-8). Die regelkonforme und kontrollierte Abwasserbeseitigung ist durch diese Funktionsstörung nicht gewährleistet.



Abbildung 7-5: Einstau des Abwasserschacht 12



Abbildung 7-6: Abwasseraustritt



Abbildung 7-7: Abwasserpilze im Gebirgsbachlauf



Abbildung 7-8: Mündung der Abwasserleitung in den Vorfluter

Eine Beschreibung der Funktionsweise der Abwasserbehandlung soll zusätzliche Informationen über Schadstellen und Betriebsstörungen geben.

Abwasserbehandlung

Das am Kläranlagengebäude ankommende Abwasser gelangt direkt in das Zulaufgerinne der Kläranlage. Eine separate Vorklärung durch eine Absetzgrube ist nicht vorhanden. Die im Abwasser enthaltenen Feststoffe, wie Toilettenpapier und Fäzes, werden von einem Rechen zurückgehalten (vgl. Abbildung 7-9). Die Entfernung der Feststoffe erfolgt täglich manuell durch den Hüttenwirt. Dabei werden die Feststoffe in einer Fäkaltonne gesammelt und abtransportiert. Die Flüssigphase gelangt vom Zulauf direkt in das Belebungsbecken (vgl. Abbildung 7-10). Die Reinigung des Schmutzwassers erfolgt mit einer einstufig nitrifizierenden Belebungsanlage. Das Belebungsbecken (BB) ist durch eine Tauchwand vom Nachklärbecken getrennt. Die Belüftung und Umwälzung des Abwassers erfolgt durch Einblasen eines Luft-Wasser-Gemischs über ein Rohrleitungssystem in das Becken. Die Flüssigphase gelangt unterhalb der Tauchwand vom Belebungsbecken in die Nachklärung und von da aus über ein Ablaufgerinne in den Abwasserschacht 9. Das gereinigte Abwasser wird nach der Aufbereitung über eine ca. 170 m lange Steinzeugleitung in den Vorfluter Chocholowska-Bach eingeleitet.



Abbildung 7-9: Rechen zur Feststoffabtrennung



Abbildung 7-10: Zulauf zum Belebungsbecken



Abbildung 7-11: Schwimmschlammaustrag



Abbildung 7-12: Schlamm im AS9

Während der ersten Begehung des Kläranlagengebäudes konnten große Mengen an Schwimmschlamm im Nachklärbecken festgestellt werden (vgl. Abbildung 7-11). Der Schwimmschlamm kann von der Überlaufzahnleiste des Ablaufgerinnes nicht vollständig zurückgehalten werden und gelangt deshalb in den Ablaufschacht. Nach Öffnen des AS9 konnte ausgetragener Schwimmschlamm festgestellt werden (vgl. Abbildung 7-12).

7.1.2 Abwassercharakteristik am Untersuchungsobjekt

Die Erhebung von Messdaten zur Bestimmung der Abwassercharakteristik am Untersuchungsobjekt sollte von unserem Kooperationspartner der Universität Krakau durchgeführt werden und wurde im Rahmen des Workshops im Mai 2009 nochmals detailliert besprochen. Die erhofften Analysen wurden jedoch nicht geliefert, woraufhin die Bauhaus-Universität Weimar eigene Messungen mit einem improvisierten Feldlabor durchgeführt hat. Diese sind als „sondierende Untersuchungen“ zu interpretieren.

Zu diesen Untersuchungen gehörte neben Analysen zur Abwasserbeschaffenheit auch das Erheben von Daten zum Wasserverbrauch der Herberge „Polana Chochołowska“ durch stündliches Ablesen des Wasserzählers. Auf Grundlage des Wasserverbrauchs kann der Abwasseranfall abgeschätzt werden. Zusätzlich dient eine

Zählung der Übernachtungsgäste und der Benutzer der öffentlichen Toiletten im Herbergsgebäude als Basis für eine Verifizierung des Abwasseranfalls und der Abwasserbeschaffenheit nach Erfahrungswerten.

Aus einem geeigneten Probenahmeschacht (vgl. Abbildung 7-13) wurde unter Verwendung eines automatischen Probenehmers (PB-MOS) eine zeitproportionale Untersuchung des Rohabwassers durchgeführt. Die Probenahme erfolgte täglich von 7:30 Uhr bis 17:30 Uhr. Der stündliche Wasserverbrauch diente als Grundlage zur Herstellung mengenproportionaler Mischproben. Im Anschluss daran wurden die Abwasserproben im Feldlabor untersucht.

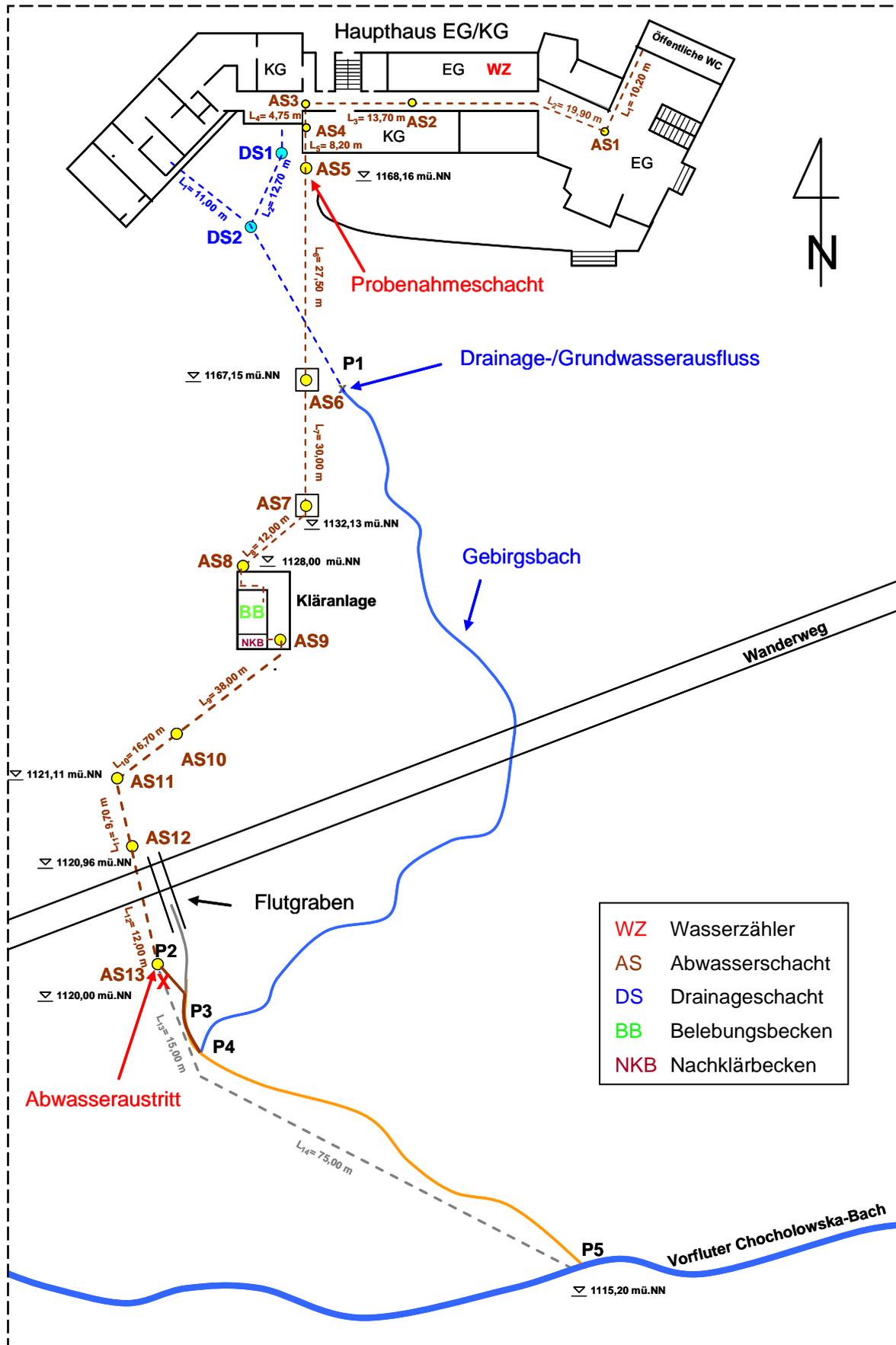


Abbildung 7-13: Lageplan des vorhandenen Abwasserentsorgungssystems

Ergebnisse der Benutzerzählung

Für eine Datenerhebung über die Benutzerzahl der öffentlichen WC-Einrichtungen im Erdgeschoss des Herbergsgebäudes wurden von der Landwirtschaftlichen Universität Krakau zwei Photozellen (NICE BF) und ein Registrator (Mini-Log B RDL 10) angebracht. Eine der Photozellen fungiert dabei als Sender und die andere als Empfänger. Vom Sender wird ein elektrischer Impuls zum Empfänger gesendet. Betritt ein Besucher den Sensorbereich, wird der elektrische Impuls unterbrochen und der Registrator löst eine Zählung aus. Während der Untersuchung der Bauhaus-Universität Weimar sollte eine Plausibilitätsprüfung der dabei aufgezeichneten Daten durchgeführt werden. Es galt dabei zu prüfen, ob durch Fehlöffnungen der Toilettentüren, gleichzeitiges Betreten des Sensorbereichs durch mehrere Personen, Ansehen der Wanderkarte und Irritationen durch den Münzöffner Messfehler verursacht werden. Dafür wurden anhand von Listen das Besucherverhalten und die Anzahl der WC-Nutzer manuell gezählt. Die Überprüfung des Besucherverhaltens wurde am 02.09.09 und am 03.09.09 von 12:00 Uhr bis 15:00 Uhr durchgeführt.

Während der zwei Untersuchungen konnte der Einfluss verschiedener Faktoren auf das Benutzerverhalten bestätigt werden. Der Sensor wurde während der Untersuchungen auch durch Personen ausgelöst, die sich die im Eingangsbereich angebrachte Wanderkarte ansahen. Das gleichzeitige Betreten des Sensorbereichs durch mehrere Personen wurde ebenfalls bestätigt. Die Gründe hierfür sind hauptsächlich auf den Münzöffner zurückzuführen. Besucher versuchten durch einmaliges Öffnen der Tür zu dritt in den WC-Raum zu gelangen. Durch die offenstehende Tür konnte der Sensor aber nur eine Öffnung registrieren. Das Reinigungspersonal löste zusätzlich, z. B. durch Nachlegen von Toilettenpapier, den Sensor aus. Weitere Auslösungen wurden durch mehrmaliges Öffnen der WC-Tür durch spielende Kinder verursacht. Bei Betrachtung der Registrierungen muss das zweimalige Öffnen der WC-Tür beim Betreten und Verlassen der WC-Einrichtung berücksichtigt werden. Deshalb wurde der Zählerstand des Registrators zum Vergleich halbiert. Die Tabelle 7-2 zeigt, dass sich die Anzahl der Leute, die nur die Wanderkarte ansehen und nicht die öffentlichen Toiletten nutzen, mit der Anzahl der Leute, die zu mehreren Personen gleichzeitig durch einmaliges Öffnen der Toilettentür in die WC-Räume gelangen, weitestgehend ausgleicht. Die Daten des Registrators können somit für weitere Auswertungen genutzt werden.

Tabelle 7-2: Ergebnisse der Benutzerzählung vom 02.09.2009 und 03.09.2009

Datum	Uhrzeit	Männer	Junge ≤ 10 Jahre	Frauen	Mädchen ≤ 10 Jahre	Benutzer- anzahl	Zählerstand Registrator	
02.09.09	12:00-12:15	1		14		15	68089	
	12:15-12:30	6		21		27		
	12:30-12:45	8		16		24		
	12:45-13:00	6		12		18		
	13:00-13:15	6		13		19		
	13:15-13:30	5		28	1	34		
	13:30-13:45	3		10	1	14		
	13:45-14:00	6		14	1	21		
	14:00-14:15	6	1	11		18		
	14:15-14:30	2		9		11		
	14:30-14:45	6		12		18		
	14:45-15:00	3	1	5	1	10	68551	
	gesamt:		58	2	165	4	229	231
	03.09.09	12:00-12:15	13		15		28	69044
		12:15-12:30	5		13		18	
12:30-12:45		10		18		28		
12:45-13:00		6		11		17		
13:00-13:15		2	2	11		15		
13:15-13:30		12	1	15		28		
13:30-13:45		6	1	19		26		
13:45-14:00		2		9		11		
14:00-14:15		7		10		17		
14:15-14:30		6		4		10		
14:30-14:45		3		7		10		
14:45-15:00		2		6		8	69494	
gesamt:			74	4	138	0	216	225

Anzahl der Übernachtungen im Untersuchungszeitraum

Um Beziehungen zwischen der Anzahl der Übernachtungsgäste und der Höhe des Wasserverbrauchs der Herberge, besonders in den Morgen- und Abendstunden, festzustellen, wurde die Anzahl der täglichen Übernachtungen erfasst. Neben den Gästen befanden sich das Herbergspersonal mit 5 Personen und die Familie des Hüttenwirts mit ebenfalls 5 Personen (vom 26.08.09 bis 30.08.09) im Zeitraum der Untersuchung vor Ort. Wie aus der Abbildung 7-13 ersichtlich ist, nahm die Anzahl der Übernachtungen vom 26.08.09 zum 31.08.09 um mehr als die Hälfte ab. Ursache für den starken Rückgang war vermutlich der Beginn der Schulzeit am 31.08.2009. Ab diesem Zeitraum nutzten vorwiegend ältere Leute die Herberge als Ausflugsziel.

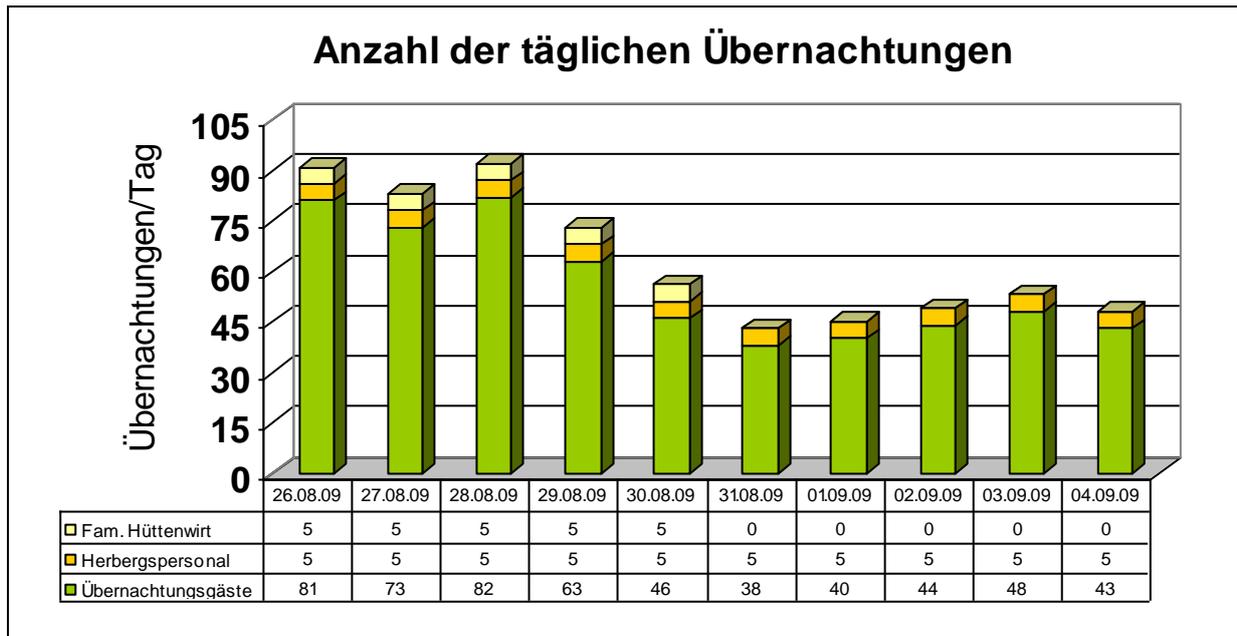


Abbildung 7-14: Anzahl der Übernachtungen im Untersuchungszeitraum

Zusammensetzung des Trinkwasserverbrauchs

Im Rahmen der durchgeführten Untersuchung konnte festgestellt werden, dass die Kläranlage neben dem Rohabwasserzulauf einen Trinkwasserzulauf über die eingebaute Belüftungspumpe besitzt (vgl. Kapitel 7.1.1). Mit dem Betrieb der Wasserstrahlpumpe als Belüftungspumpe wird Trinkwasser in das Belebungsbecken eingetragen.

Aufgrund des hohen nächtlichen Trinkwasserverbrauchs (ohne erkennbaren Verbrauch durch Übernachtungsgäste oder Herbergspersonal) konnte im Mittel ein Trinkwasserverbrauch von 25,68 m³/d errechnet und dem Betrieb der Belüftungspumpe (Wasserstrahlpumpe) zugeordnet werden.

Der Gesamttrinkwasserverbrauch ($Q_{d,GTW}$) der Herberge konnte im Mittel mit 38,72 m³/d durch Ablesen des Wasserzählers erfasst werden (Abbildung 7-16). Subtrahiert man von dem erfassten Gesamttrinkwasserverbrauch am Untersuchungstag den täglichen Trinkwasserbedarf der Belüftungspumpe ($Q_{d,P}$), erhält man den Verbrauch an Trinkwasser durch den Herbergsbetrieb ($Q_{d,AW}$). Im Mittel ergibt sich ein Trinkwasserbedarf der Herberge von 13,73 m³/d.

Trinkwasserverbrauch und Abwasseranfall

Zur Berechnung des täglichen Abwasseraufkommens und zur Ermittlung der Abwasserfrachten wird der Verbrauch an Trinkwasser durch den Herbergsbetrieb (TWV) herangezogen. Die dabei erhobenen Messwerte wurden grafisch in Form von Tagesganglinien ausgewertet. Da die tatsächlichen Ganglinien des Trinkwasserverbrauchs im Tagesverlauf grafisch nur bedingt aussagekräftig sind (unübersichtlich), werden das 85% Quantil, der Mittelwert und der Medianwert zur Darstellung des Trinkwasserverbrauchs in Abbildung 7-15 verwendet. Die Grafen verlaufen gleichmäßig und geben daher genaueren Aufschluss über die zeitliche Einordnung der Minima und Maxima des täglichen Trinkwasserverbrauchs. Die erkennbaren

Abweichungen in den Verläufen der Trinkwasserganglinien sind auf unterschiedlich starke Frequentierung der Herberge im Wochenverlauf, den zu wechselnden Zeiten durchgeführten Reinigungsarbeiten (Reinigung der Herbergszimmer, Küche und Sanitärräume), dem Ende der Schulferien und den Witterungseinflüssen (bei Regen kommen weniger Besucher) geschuldet.

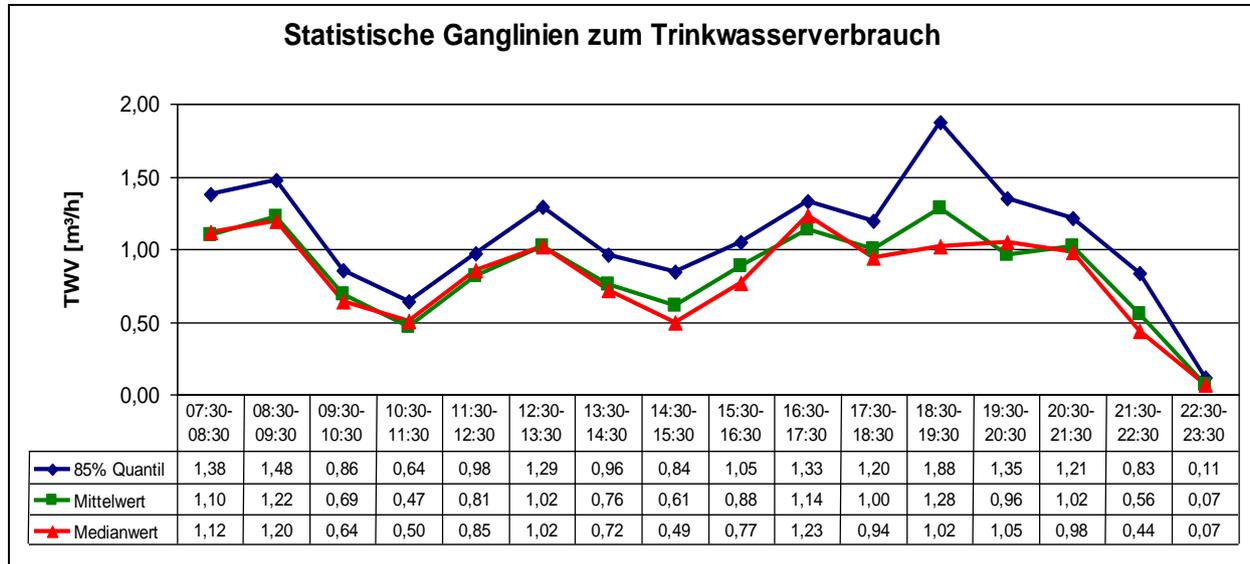


Abbildung 7-15: Trinkwasserverbrauch im Tagesverlauf

In den Morgenstunden zwischen 06:30 Uhr und 07:30 Uhr konnte ein Anstieg des TWV festgestellt werden. Dieser wurde hauptsächlich durch Duschen und Toilettenbenutzung verursacht. Mit dem Beginn des Küchenbetriebes und der Öffnung des Restaurants zur Frühstückszeit um 8:00 Uhr nahm der TWV weiter zu. Nach dem Frühstück verließen viele der Übernachtungsgäste die Herberge zum Wandern. Dadurch ging der Trinkwasserbedarf deutlich zurück.

Mit dem Beginn des Mittagsgeschäftes um 11:30 Uhr und dem Eintreffen der ersten Tagesbesucher nahm der Bedarf an Trinkwasser wieder zu. Die Ersten, die früh im Tal losgelaufenen Wanderer, erreichten zwischen 12:30 Uhr und 13:30 Uhr die Herberge zum Rasten. Während dieser Zeit ist das zweite Maximum beim Trinkwasserbedarf festzustellen. Nach dem Mittagessen wanderten viele der Tagesbesucher wieder in Richtung Parkplatz talabwärts. Dadurch ging der Verbrauch an Trinkwasser geringfügig zurück. In den Nachmittagsstunden nahm die Besucheranzahl wieder zu. Viele der absteigenden Wanderer nutzten die Herberge als Zwischenstopp in Richtung Tal. Während dieser Zeit wurden vorwiegend die Außenanlagen (Terrassen) zum Kaffeetrinken besucht.

Am Abend konnte ein sprunghafter Anstieg des Trinkwasserverbrauchs festgestellt werden, da viele der Übernachtungsgäste nach dem Wandern die sanitären Einrichtungen der Herberge zum Duschen nutzten. Mit dem Schließen des Restaurants um 20:00 Uhr ging der Verbrauch erheblich zurück. Weitere Anstiege in den Abendstunden zwischen 20:30 und 21:30 Uhr sind vorwiegend auf einzelne Dusch- und Toilettenutzungen der Übernachtungsgäste zurückzuführen.

Zur Bestimmung des täglichen Trinkwasserbedarfs der Herberge wurde vom 30.08.09 bis 04.09.09 der stündliche Trinkwasserverbrauch zusammengefasst. Wie in der Abbildung 7-16 zu erkennen ist, lag der tägliche Trinkwasserbedarf für den Herbergsbetrieb während dieser Zeit zwischen 11,28 m³/d und 19,22 m³/d. Nahezu zwei Drittel des Gesamttrinkwasserverbrauches ist der Belüftungspumpe der Kläranlage zuzurechnen.

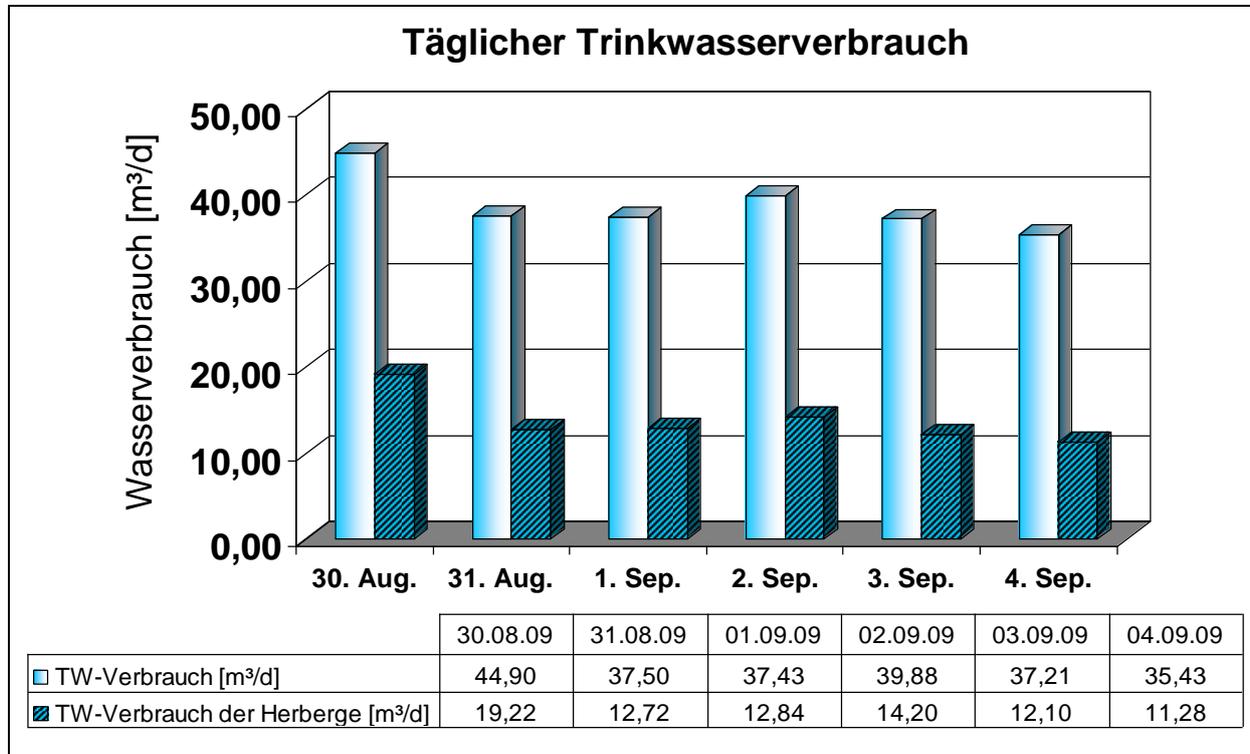


Abbildung 7-16: Täglicher Trinkwasserverbrauch am Wasserzähler (jeweils linke Säule) und abzüglich des Wasserverbrauchs der Belüftungspumpe (jeweils rechte Säule)

Für die folgende Berechnung der Schmutzfrachten wird der stündlich ermittelte Trinkwasserverbrauch durch den Betrieb der Herberge als Abwasseranfall angesetzt.

Qualitative Abwassercharakteristik

Zur Bestimmung der Abwasserbeschaffenheit des Rohabwassers wurden die Abwasserparameter CSB, NH₄-N, Temperatur, Leitfähigkeit und pH-Wert ermittelt. Durch Ermitteln des Trinkwasserverbrauches und der Schmutzwasserkonzentrationen können die CSB- und NH₄-N-Frachten als Planungsgrundlage für ein neues Abwasserentsorgungskonzept bestimmt werden.

Um Spitzenbelastungen der Herberge festzustellen, wurden im Rahmen einer Voruntersuchung (am 26. und 27.08.2009) mehrere, in gewissen Zeitabständen (≤ 1 h) entnommene qualifizierte Stichproben des Rohabwassers zur Erstellung von Tagesganglinien entnommen. Anhand der Ergebnisse der Voruntersuchung wurden in der anschließenden einwöchigen Hauptuntersuchung (vom 29.08. bis 04.09.2009) aus Proben mit erwartet ähnlichen Belastungen mengenproportionale Zwei-Stunden-Mischproben hergestellt. Aufgrund des hohen Analyseaufwandes während der Voruntersuchung wurden bei der Hauptuntersuchung zwei aufeinanderfolgende Proben zu Zwei-Stunden-Mischproben verschnitten. Die Hauptuntersuchung hatte den

Zweck, die während der Voruntersuchung ermittelten Spitzenbelastungen weitergehend zu untersuchen.

Neben dem Chemischen Sauerstoffbedarf konnte auch ein Anstieg der Ammoniumstickstoffkonzentrationen am Morgen festgestellt werden. Diese Zunahme wurde hauptsächlich durch den morgendlichen Urineintrag der Übernachtungsgäste verursacht. Die hohen Konzentrationen traten meist in Verbindung mit einem hohen Trinkwasserverbrauch auf, welcher vornehmlich auf Nutzung der sanitären Einrichtungen und auf den Wasserverbrauch der Küche (Essenzubereitung) zurückzuführen war. Nach dem Frühstücksangebot der Herberge konnte analog zu den CSB-Konzentrationen auch eine Abnahme der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen und der Rückgang des Trinkwasserbedarfs registriert werden.

Mit dem einsetzenden Mittagsgeschäft nahm das Besucheraufkommen deutlich zu, was sich in den gemessenen Schmutzkonzentrationen im Abwasser widerspiegelt.

Bei einem sinkenden Trinkwasserverbrauch und gleichbleibendem Urineintrag durch die Tagesgäste konnte in den folgenden Nachmittagsstunden ein kontinuierlicher Anstieg der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Rohabwasser festgestellt werden. Während des Nachmittagsgeschäftes wurde augenscheinlich kein wesentlicher Rückgang der Herbergsbesucher beobachtet. Somit ist von einer gleichbleibenden Frequentierung der öffentlichen Toiletten auszugehen.

Die starke Abnahme der CSB-Konzentration am 26.08.2009 in der Zeit von 13:30 Uhr bis 14:30 Uhr ist fragwürdig. Infolgedessen kann auf Grundlage der wesentlich höheren Messwerte um 13:30 Uhr und 15:30 Uhr von einem Messfehler bei der Durchführung der Analytik ausgegangen werden.

In den späten Nachmittagsstunden konnte nach kurzzeitiger Abnahme ein starker Anstieg des CSB gemessen werden. Diese Zunahme kann mit Reinigungsarbeiten in der Küche (Geschirrspülen) begründet werden. Mit dem einsetzenden Besucherrückgang gegen 16:30 Uhr nahmen der Wasserverbrauch und die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Abwasser ab.

In den Abendstunden zwischen 18:30 Uhr und 19:30 Uhr war ein leichter Anstieg der CSB-Konzentrationen zu erkennen. Diese Erhöhung ist auf die abendliche Nutzung des Restaurants zurückzuführen. Mit dem Ende des Restaurantbetriebes um 20:00 Uhr ging die CSB-Konzentration im Abwasser wieder leicht zurück. Im Anschluss konnten Reinigungsarbeiten in der Küche beobachtet werden, welche wieder zu einer Erhöhung der CSB-Konzentration im Abwasser zwischen 20:30 Uhr und 21:30 Uhr führten. Nach dem Abendessen saßen viele der Übernachtungsgäste im Fernsehraum neben dem Restaurant in geselligen Runden zusammen. Während dieser Zeit wurden die öffentlichen Toiletten im Erdgeschoss häufig zum Urinieren genutzt, was einen abendlichen Anstieg der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen bewirkte.

In den folgenden Abend- und Nachtstunden konnte ein deutlicher Rückgang des Wasserverbrauchs sowie der CSB- und der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen dokumentiert werden. Die Übernachtungsgäste gingen zwischen 22:30 Uhr und 00:30 Uhr schlafen. Beim nächtlichen Ablesen des Wasserverbrauchs wurde festgestellt, dass ohne

ersichtliche Entnahme durch Übernachtungsgäste oder Herbergspersonal ein erheblicher Wasserfluss vorhanden war, der auf den bereits erwähnten Bedarf der Wasserstrahlpumpe zurückzuführen ist.

Zusammenfassend konnte festgestellt werden, dass besonders in den Morgen-, Mittags- und Nachmittagsstunden erhöhte CSB- und $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Rohabwasser auftreten. Daher wurde der Schwerpunkt der Hauptuntersuchung auf diese Tageszeiten gelegt.

In Analogie zur Voruntersuchung konnten während der Frühstückszeit zwischen 07:30 Uhr und 09:30 Uhr, mit einem durchschnittlichen CSB-Wert von 1.424 mg/L und einem durchschnittlichen $\text{NH}_4\text{-N}$ -Wert von 217 mg/L, die höchsten Konzentrationen der Hauptuntersuchung ermittelt werden.

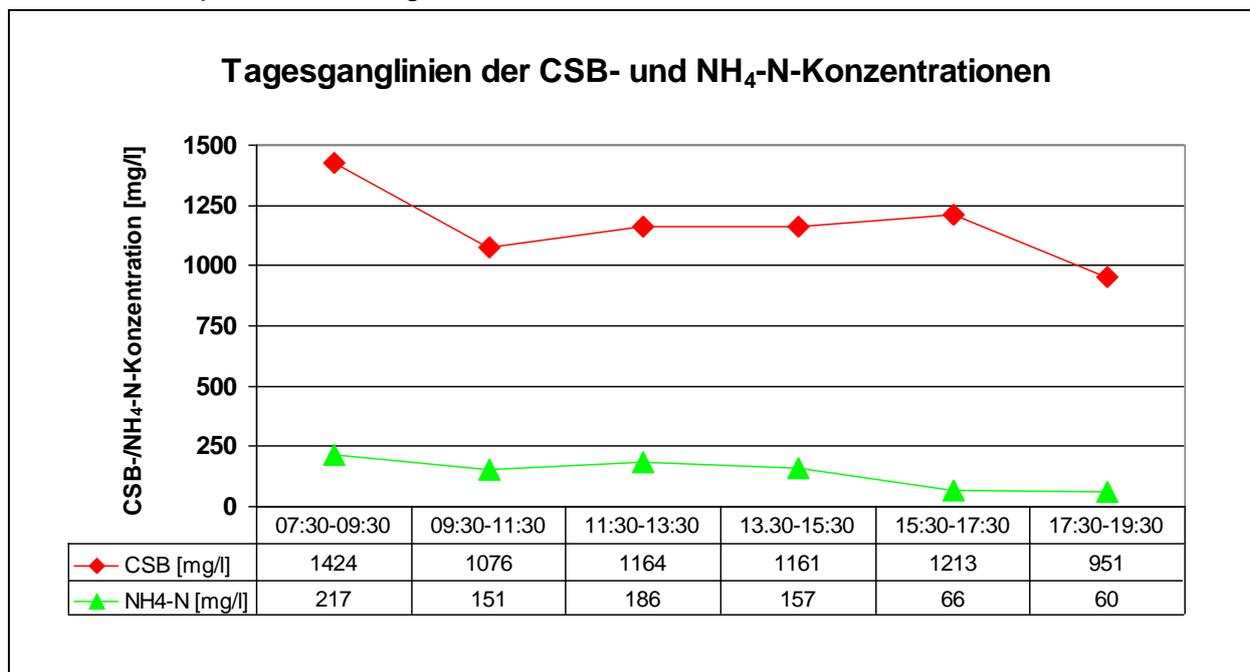


Abbildung 7-17: Mittelwerte der Schmutzstoffkonzentrationen während der Hauptuntersuchung vom 29.08. bis 04.09.2009

Anhand der ermittelten Schmutzstoffkonzentrationen und des Trinkwasserverbrauches konnten unter Berücksichtigung der Probenahmezeiten Abwasserfrachten berechnet werden. Dementsprechend wurde für jede aus einer Mischprobe (1h- oder 2h-) ermittelte Konzentration - multipliziert mit dem dazugehörigen Trinkwasserverbrauch im Zeitraum der Mischprobe - eine Fracht berechnet. In die Berechnung der Frachten geht der bereinigte Trinkwasserverbrauch (abzgl. des Verbrauches durch die Wasserstrahlpumpe) ein. In der folgenden Tabelle 7-3 und Tabelle 7-4 werden die CSB- und $\text{NH}_4\text{-N}$ -Frachten aus dem Rohabwasser nach Tageszeiten dargestellt. Die abgebildeten Frachten wurden als Addition der Frachten aus den Mischproben der entsprechenden Zeitintervalle berechnet.

Da nur zwei Personen für die Untersuchung zur Verfügung standen, die Analytik möglichst zeitnah nach der Beprobung erfolgte und vorrangig Spitzenlastzeiten während der Messkampagne untersucht wurden, konnte keine 24-Stunden-Beprobung des Rohabwassers erfolgen. Die Messwerte wurden vormittags, nachmittags und

abends/nachts erhoben, wobei für abends/nachts nur der erste Wert (vom 26.08.2009) aus der Messung hervorgeht. Für die folgenden Tage wurde für diesen Tagesabschnitt ein Frachtzuschlag auf Basis des Wertes vom 26.08.2009 und in Abhängigkeit der jeweiligen Übernachtungszahl erhoben. Als Abhängigkeit bietet sich die Anzahl der Übernachtungen an, weil sich zwischen 17:00 Uhr und 00:00 Uhr nur noch wenige Tagesbesucher auf der Herberge aufhalten. Mit Hilfe dieses theoretisch ermittelten Wertes in Addition mit den anderen Zeitabschnitten ist eine Abschätzung der Tagesschmutzfracht ermittelt im Zeitraum von 07:30 Uhr bis 00:00 Uhr (siehe letzte Spalte) möglich. Bei dieser Betrachtung wird angenommen, dass nachts kein Abwasser und somit auch keine Frachten anfallen.

Tabelle 7-3: CSB- und BSB₅-Frachten im Rohabwasser

Datum	B _{d,CSB} [kg] vormittags (07:30-13:30)	B _{d,CSB} [kg] nachmittags (13:30-17:30)	B _{d,CSB} [kg] abends/nachts (17:30-00:00)	B _{d,CSB} [kg] ganztags (07:30 - 00:00)	B _{d,BSB} [kg] ganztags (07:30 - 00:00)
26.08.2009		13,25	8,490		
27.08.2009	16,961	6,90	7,743	31,605	15,80
29.08.2009	22,16	4,361	6,810	33,336	16,67
30.08.2009	9,706	7,269	5,224	22,200	11,10
31.08.2009	6,928	2,498	4,012	13,438	6,72
01.09.2009	5,367	2,819	4,198	12,384	6,19
02.09.2009	6,486	3,027	4,571	14,084	7,04
03.09.2009	4,140		4,944		
04.09.2009			4,478		
			85% Quantil	32,04	16,02
			Medianwert	18,14	9,07
			Mittelwert	21,17	10,59

Die Werte der schraffierten Bereiche wurden durch unterschiedliche Probennahmezeiten nicht berücksichtigt.

Theoretischer Frachtaufschlag aufgrund zu geringer Datenmengen

Aus den Tagesfrachten konnten unter Verwendung des 85%-Quantils, des Mittelwertes und des Medianwertes, die in der Tabelle 7-3 und Tabelle 7-4 aufgeführten CSB- und NH₄-N-Bemessungsfrachten gebildet werden. Nach den einschlägigen Regelwerken erfolgt die Bemessung von Abwasserbehandlungsanlagen nach Frachtsätzen der Parameter BSB₅ und TKN. Die Untersuchung dieser Parameter war aufgrund der begrenzten labortechnischen Ausrüstung Vor-Ort nicht möglich. Ersatzweise können diese Parameter auf Basis der vorliegenden Werte mit Hilfe von Verhältniszahlen abgeschätzt werden. Eine in der Literatur oft angegebene Verhältniszahl von BSB₅/CSB ist 0,5 [u. a. ATV-DVWK, 2000].

Der TKN (Total Kjeldahl Nitrogen) beschreibt die Summe des organisch gebundenen Stickstoffes (N_{org}) und des Ammonium-Stickstoffes. Am Entstehungsort des Abwassers liegt ein Großteil der Stickstoff-Verbindungen organisch gebunden (z.B. im Harnstoff oder den Fäzes) vor. Schon nach kurzer Zeit setzt jedoch die hydrolytische Harnstoffzersetzung ein, wobei durch das Enzym Urease eine Umwandlung der organischen Stickstoffverbindungen zu anorganischen Ammoniumverbindungen und Kohlendioxid erfolgt. Damit erhöht sich der Gehalt an Ammonium wesentlich. Da eine

analytische Untersuchung weder von TKN noch von org. N vor Ort möglich war, soll mit Hilfe eines Verdünnungsnachweises (Verdünnung durch Fremdwasser) über die Fließstrecke des Abwassers im Kanalrohr eine Aussage zum TKN/NH₄-N-Verhältnis hergeleitet werden. Hierzu werden die Mittelwerte der CSB- und NH₄-N-Konzentrationen, gemessen an der Herberge und im Zulauf zu Kläranlage, herangezogen.

- Mittelwert der CSB-Konzentration an der Herberge (AS5, siehe Abbildung 7-13)

$$C_{\text{CSB,AS 5}} = 1.390 \text{ mg/L}$$

- Mittelwert der CSB-Konzentration im Zulauf zur Kläranlage

$$C_{\text{CSB,ZU,KA}} = 593 \text{ mg/L}$$

Berechnung des Verdünnungsgrades φ_{CSB} über die Fließstrecke

$$\varphi_{\text{CSB}} = \frac{C_{\text{CSB,ZU,KA}}}{C_{\text{CSB,AS 5}}} \cdot 100 \% = \left(\frac{593 \text{ mg/l}}{1390 \text{ mg/l}} \right) \cdot 100 \% = \underline{\underline{42,88 \%}}$$

- Mittelwert der NH₄-N-Konzentration an der Herberge (AS5, siehe Abbildung 7-13)

$$C_{\text{NH4-N,AS5}} = 157 \text{ mg/L}$$

- Mittelwert der NH₄-N-Konzentration im Zulauf zur Kläranlage

$$C_{\text{NH4-N,ZU,KA}} = 70 \text{ mg/L}$$

Berechnung des Verdünnungsgrades $\varphi_{\text{NH4-N}}$ über die Fließstrecke

$$\varphi_{\text{NH4-N}} = \frac{C_{\text{NH4-N,ZU,KA}}}{C_{\text{NH4-N,AS5}}} \cdot 100 \% = \left(\frac{70 \text{ mg/l}}{157 \text{ mg/l}} \right) \cdot 100 \% = \underline{\underline{44,59 \%}}$$

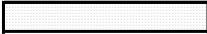
Der Verdünnungsgrad der Parameter CSB und NH₄-N ist über die Fließstrecke mit ca. 45% gleich groß. Das bedeutet, es konnte keine signifikante Zunahme des Ammonium-Stickstoffes über die Fließstrecke vom Schacht der Herberge zur Kläranlage festgestellt werden. Unter der Annahme, dass über die Fließstrecke kein CSB-Abbau stattfand, ist davon auszugehen, dass die Harnstoffhydrolyse bereits am AS5 weitgehend abgeschlossen war. Zur Hydrolyse des organischen Stickstoffes aus den Feststoffen, die i. d. R. länger dauert als die Harnstoffhydrolyse, kann keine gesicherte Aussage getroffen werden.

In der Literatur sind häufig nur Verhältniszahlen von TKN/NH₄-N im Zulauf zu Kläranlagen zu finden. Vom Landesamt für Umweltschutz in Baden-Württemberg wird in der Veröffentlichung „Funktionsstörungen auf Kläranlagen“ die Verhältniszahl von TKN/NH₄-N = 1,4 im Zulauf zur Kläranlage angegeben [LFU, 1997]. Um eine Feststoffhydrolyse zu berücksichtigen, wird dieser Literaturwert auf TKN/NH₄-N = 1,6 angepasst und in den folgenden Berechnungen verwendet.

Die Tabelle 7-3 und Tabelle 7-4 sind jeweils in der letzten Spalte um die berechneten Parameter BSB₅ bzw. TKN ergänzt.

Tabelle 7-4: NH_4 -N- und TKN-Frachten im Rohabwasser ($TKN/NH_4-N = 1,6$)

Datum	B_{d,NH_4-N} [kg] vormittags (07:30-13:30)	B_{d,NH_4-N} [kg] nachmittags (13:30-17:30)	B_{d,NH_4-N} [kg] abends/nachts (17:30-00:00)	B_{d,NH_4-N} [kg] ganztags (07:30 - 00:00)	$B_{d,TKN}$ [kg] ganztags (07:30 - 00:00)
26.08.2009		1,074	0,986		
27.08.2009	1,232	0,329	0,900	2,461	3,847
29.08.2009	2,162	0,948	0,791	3,902	6,164
30.08.2009	1,009	0,399	0,607	2,015	3,163
31.08.2009	0,887	0,218	0,466	1,572	2,468
01.09.2009	0,837	0,276	0,488	1,601	2,512
02.09.2009	0,818	0,427	0,531	1,776	2,788
03.09.2009	1,379		0,575		
04.09.2009			0,520		
			85% Quantil	2,82	4,43
			Medianwert	1,90	2,98
			Mittelwert	2,22	3,49

 Die Werte der grau makierten Bereiche wurden durch unterschiedliche Probenahmezeiten nicht berücksichtigt.

 Theoretischer Frachtaufschlag aufgrund zu geringer Datenmengen

Zur Vervollständigung ist in Tabelle 7-5 der bemessungsrelevante Abwasseranfall, gebildet aus den Tageswerten im Untersuchungszeitraum der Frachterhebung, dargestellt.

Tabelle 7-5: Abwasseranfall durch den Herbergsbetrieb

Datum	Q_d [m ³] vormittags (07:30-13:30)	Q_d [m ³] nachmittags (13:30-17:30)	Q_d [m ³] abends/nachts (17:30-00:00)	Q_d [m ³] ganztags (07:30 - 00:00)
26.08.2009		8,907	5,902	
27.08.2009	8,219	3,256	5,579	17,053
29.08.2009	10,269	4,732	4,778	19,779
30.08.2009	6,796	5,021	5,086	16,903
31.08.2009	4,783	2,995	4,937	12,716
01.09.2009	4,469	2,833	5,536	12,838
02.09.2009	5,701	3,517	4,706	13,924
03.09.2009	5,179			
04.09.2009				
			85% Quantil	17,73
			Medianwert	15,41
			Mittelwert	15,54

 Die Werte der grau makierten Bereiche wurden durch unterschiedliche Probenahmezeiten nicht berücksichtigt.

Da die laut ATV-DVWK-A 198 mindestens geforderten 40 Tagesfrachten zur Berechnung einer einstufigen Belebungsanlage durch die kurze Untersuchungszeit nicht erreicht wurden, können die ermittelten Frachten nur als Näherungswerte betrachtet werden [ATV-DVWK, 2003].

Betrachtet man den weiteren Verlauf der Messwerte über den Untersuchungszeitraum, so wird deutlich, dass mit dem Ende der Schulferien und zunehmend schlechteren Witterungsverhältnissen die CSB- und NH_4 -N-Belastung in Verbindung mit dem

Abwasseranfall zum Ende der Untersuchungszeit durch ein verringertes Besucher-aufkommen zurückgingen.

Nach Auswertung der sondierenden Untersuchungen vor Ort durch die Bauhaus-Universität Weimar konnte festgestellt werden, dass die qualitativen und quantitativen Schwankungen beim Abwasseranfall nicht wie erwartet auftreten. Aufgrund eines hotelähnlichen Betriebes der Herberge ist die Abwassercharakteristik mit dem häuslichen Abwasser vergleichbar. Zu Zeiten an denen viele Wanderer die Herberge als Raststätte nutzen, was bei schönem Wetter in den Mittagsstunden bis in den späten Nachmittag hinein der Fall ist, kommt es temporär zu erhöhten Stickstoffbelastungen durch das Urinieren der Tagesbesucher. Durch eine Urinseparation auf den öffentlichen Toiletten könnte diese Spitzenbelastung durch Stickstoff verringert werden.

7.2 Dimensionierung und Auslegung der Module zur Abwasserentsorgung

Wie bereits dargestellt entsprechen die Rahmenbedingungen am Untersuchungsobjekt nur teilweise denen, die „klassischerweise“ bei Hütten in Extremlagen gegeben sind. Wesentliche Unterschiede sind die Größe der Hütte und der damit verbundene Abwasser- und Schlammanfall, der ganzjährige Betrieb sowie die für Hüttenstandorte ungewöhnliche Abwasserzusammensetzung. Es ist somit denkbar, dass die im Rahmen des Projektes untersuchten Verfahren nicht oder nur eingeschränkt an die geänderten Voraussetzungen angepasst werden können. Neben diesen wurden daher weitere Abwasser- und Schlammbehandlungsverfahren zur Umsetzung am Untersuchungsobjekt in Betracht gezogen und anhand mehrerer Kriterien vergleichend gegenübergestellt. Somit ist sichergestellt, dass letztlich eine geeignete Verfahrenskombination zur Umsetzung empfohlen werden kann, auch wenn sich einzelne Verfahren als weniger praktikabel herausstellen würden.

Die untersuchten Verfahren zur Abwasserreinigung sind neben dem modularen Biofilter eine Membranbiologie als leistungsstarkes, kompaktes Reinigungsverfahren sowie eine konventionelle Belebung, die den Referenzzustand abbilden soll. Auf Schlammbehandlungsseite werden Mikrowellen- und natürliche Trocknung durch die Variante „Abtransport“ ergänzt.

Die ursprünglichen sowie die neuen Varianten werden im Folgenden vorgestellt und dimensioniert. Vorab wird auf die Urinseparation und die Vorklärung eingegangen, die bei allen Varianten vorzusehen sind.

Lösungsstrategie Urinseparation

Ein Bestandteil des Abwasserentsorgungskonzeptes auf der Herberge „Polana Chocholowska“ ist die getrennte Erfassung von Urin auf den öffentlichen Toiletten im Erdgeschoss. Es gibt die Möglichkeiten den gesamten Urin, oder einzelne Fraktionen (in Abhängigkeit von Geschlecht und Benutzung bzw. Sanitärtechnik) getrennt zu erfassen. Für das Abwasserentsorgungskonzept der Herberge wird vorgesehen, den

gesamten Urin (bzw. Gelbwasser) der öffentlichen Toiletten separat zu erfassen und abzuleiten, um so die Schmutzfrachten für die Kläranlage zu Spitzenlastzeiten zu verringern.

Beim Einsatz von gespülten Trenntoiletten ist eine separate Spülung des Urinbereichs (1 l pro Spülung) von Vorteil. Der Spülwassereinsatz für die Urinableitung erhöht zwar das abzuleitende Volumen (Gelbwasser) und den Wasserverbrauch, kann aber für das Pflegebedürfnis (Reinigung des Urinbereichs und Geruchsminderung) wünschenswert sein.

Tabelle 7-6: Ausgewählte Sanitärtechnik und deren Stoffströme

Erfassungstechnik	Stoffstrom
Spültrenntoiletten	Gelbwasser + Braunwasser
Spültrenntoiletten - Urinableitung ohne Wasser	Urin + Braunwasser
Urinale (wassergespült):	Gelbwasser; (ca. 0,2l Urin + 1,0 l Spülwasser)
Urinale (wasserlos):	Urin

Für eine theoretische Berechnung der zu erwartenden Schmutzfrachten infolge einer Urinseparation ist es nicht entscheidend, ob man wassergespülte oder wasserlose Sanitärtechnik einsetzt, da die Schmutzfracht im Urin und Gelbwasser gleich groß sein sollte. Es wird angenommen, dass die öffentlichen Toiletten täglich von 7:30 Uhr bis zum Schließen der Gaststätte um 22:30 Uhr benutzt werden. Die Benutzerzahlen der öffentlichen Toiletten wurden durch Stichprobenzählungen (vgl. Tabelle 7-2) abgeschätzt. In der Kernzeit zwischen 12:00 Uhr und 15:00 Uhr wurden ca. 230 Benutzer gezählt. Die Mehrzahl waren Frauen (ca. 150). Aufgrund von Beobachtungen Vor-Ort ist als Ansatz für den gesamten Betrachtungszeitraum die Benutzeranzahl aus der Kernzeit zu verdoppeln. Das heißt in die Berechnung gehen 500 Benutzer/Tag ein. Als Schmutzfrachtansatz werden Kennzahlen zu Inhaltsstoffen des häuslichen Abwassers und seiner Teilströme aus [DWA, 2008] herangezogen (Tabelle 7-7).

Tabelle 7-7: *Einwohnerspezifische Frachten für Urin aus [DWA, 2008]*

Parameter	Einheit	Median
CSB	g/(E*d)	10
BSB ₅	g/(E*d)	5
N	g/(E*d)	10,4
P	g/(E*d)	1,0

Mit der Annahme, dass ein durchschnittlicher Erwachsener unabhängig vom Geschlecht 5mal täglich uriniert, ergeben sich folgende nutzerspezifische Frachten.

Tabelle 7-8: *Nutzerspezifische Frachten für Urin*

Parameter	Einheit	Wert
CSB	g/B	2,00
BSB ₅	g/B	1,00
N	g/B	2,08
P	g/B	0,20

Unter dem Ansatz zum Benutzeraufkommen der öffentlichen Toiletten von 500 pro Tag ergeben sich die Frachten, die separat erfasst und zwischengespeichert werden können (vgl. Tabelle 7-9). Diese belasten die Kläranlage nicht unmittelbar. Die Bemessungsfrachten können somit um diesen Betrag reduziert werden. Als Bemessungsfracht für die Kläranlage wird das 85%-Quantil der ermittelten BSB₅-, CSB- und TKN-Tagesfrachten herangezogen.

Tabelle 7-9: Bemessungsfracht für die Module der Abwasserentsorgung

Parameter	Nutzerspezifische Fracht	Fracht bei 500 B/d	Tagesfracht 85%-Quantil [vgl. Tabelle 7-3; Tabelle 7-4 und Tabelle 7-5]	Reduzierte Tagesfracht als Bemessungsfracht
CSB	2,00 g/B	1,0 kg/d	32,04 kg/d	31,04 kg/d
BSB ₅	1,00 g/B	0,5 kg/d	16,02 kg/d	15,52 kg/d
N	2,08 g/B	1,04 kg/d	4,43 kg/d	3,39 kg/d
P	0,20 g/B	0,10 kg/d	0,47 kg/d	0,37 kg/d

7.2.1 Auslegung der Vorklärung

Die Abscheidung von Grobstoffen, Sand, Feststoffen und Fett ist notwendig, um Verstopfungen, Verschlammungen, Verzopfungen, Abrasion und sonstige Betriebsstörungen in nachgeschalteten Behandlungsstufen zu vermeiden.

Die Werte aus Tabelle 7-9 stellen die maßgebenden Eingangsdaten zur Bemessung der Vorklärung dar. Das erforderliche Volumen beträgt für eine maßgebende Abwassermenge von 17,73 m³/d und eine mittlere Aufenthaltszeit von 2 Tagen [ATV 1997] **35,46 m³**. Das Volumen der ehemaligen Absetzgrube beträgt lt. Anlage 8 des Berichtes zur Hüttencharakteristik etwa 36 m³ (bebaute Grundfläche: 16 m²), womit diese Grube nach einem ohnehin erforderlichen Umbau grundsätzlich als Vorklärung genutzt werden kann. Es wird empfohlen, die Vorklärung als Dreikammergrube gemäß DIN 4261 auszuführen und die dritte Kammer als Speicher- und Ausgleichsbecken zu konzipieren, um einen kontinuierlichen Abwasserzufluss gewährleisten zu können, der insbesondere für die Biofilteranlage von wesentlicher Bedeutung ist.

Über die Effizienz einer Mehrkammergrube hinsichtlich Nährstoffabbau und Feststoffrückhalt gibt es, insbesondere aufgrund von Unklarheiten bzgl. möglicher Rücklöseprozesse, in der Literatur unterschiedliche Angaben. Für eine 2-stündige Aufenthaltszeit kann für eine konventionelle Vorklärung laut A 131 von einer rund 30%-Reduktion des CSB, von über 60% der TS und von jeweils etwa 10% von P und N ausgegangen werden, wobei die P- und N-Reduktion weitgehend unabhängig von der Aufenthaltszeit ist. Nach SIERP (in IMHOFF & IMHOFF, 2007), erhöht sich die CSB-Reduktion bei längeren Aufenthaltszeiten nur noch unwesentlich; für die TS ist ein Rückhalt von 80% zu erwarten. Laut ATV-Handbuch biologische und weitergehende Abwasserreinigung [ATV 1997] ist für Mehrkammergruben ein 90%-Rückhalt der absetzbaren Stoffe erreichbar, für den CSB eine 22%-Reduktion.

Tabelle 7-10 gibt einen Überblick über die hier angesetzten Auswirkungen der Vorklärung auf die Belastung der Kläranlage.

Tabelle 7-10: Bemessungsfracht der Abwasserentsorgung im Ablauf der Vorklärung

	Fracht nach Urinabtrennung	Reduktion durch Vor- klärung	Resultierende Be- messungsfrachten	Resultierende Konzentrationen für $Q_d = 17,73$ m^3/d
CSB	31,04 kg/d	25%	23,28 kg/d	1313 mg/L
BSB₅	15,52 kg/d	25%	11,64 kg/d	656,5 mg/L
TKN	3,39 kg/d	10%	3,05 kg/d	172,1 mg/L
P_{gesamt}	0,37 kg/d	10%	0,34 kg/d	19,2 mg/L
AFS	18,1 kg/d	90%	1,81 kg/d	102,1 mg/L

Es fallen 16,3 kg Feststoffe pro Tag in der Vorklärung an, dies entspricht bei einem für Mehrkammergruben realistischen TS-Gehalt des Bodenschlammes von 20 g/L [DBU 2007] einem Volumen von **0,82 m³ Primärschlamm pro Tag**.

7.2.2 Modularer Biofilter

Der Aufbau und die Funktionsweise des modularen Biofilters ist in Kapitel 5 ausführlich beschrieben, weshalb an dieser Stelle darauf verzichtet wird. Die Biofilteranlage funktioniert grundsätzlich wie ein mehrstufiger Tropfkörper und wird demnach in Analogie dazu bemessen. Als Bemessungsfrachten wurden die Werte aus Tabelle 7-10 herangezogen.

Der Einfluss nitrifizierender Bakterien wird erst dann voll wirksam, wenn der Abbau organischer Belastungen weitgehend abgeschlossen ist. Deshalb wird die vorgeschaltete Denitrifikation so bemessen, dass eine weitestgehende BSB₅-Elimination erreicht wird. Das vorgeschaltete Denitrifikationsmodul ist ein Festbettreaktor, der aufwärts durchströmt und infolge des Einstaus unter anoxischen Milieubedingungen betrieben wird. Der Zulauf in das Denitrifikationsmodul setzt sich aus dem rezirkulierten, nitrathaltigen Ablauf der aeroben Stufe und dem mechanisch behandelten Abwasser zusammen. Im Rohabwasser sind die Nitrat-Konzentrationen im Allgemeinen vernachlässigbar gering. Um eine Verstopfung der Module zu vermeiden, sollte das zufließende Abwasser möglichst frei von Störstoffen und absetzbaren Stoffen sein. Dies ist bei eingestauten Denitrifikationsmodulen besonders wichtig, da die Beseitigung von Störungen dort sehr aufwendig ist. Das Denitrifikationsmodul ist mit einem Absetzkegel mit Schlammablass vorzusehen.

Für das Denitrifikationsmodul vorzusehende Volumen ergibt sich nach den in Kapitel 5.6 empfohlenen Raumbelastungen von $B_{R,BSB,DN} = 0,34 \text{ kg}/(m^3 \cdot d)$ zu

$$V_{DN} = B_{d,BSB,ZB} / B_{R,BSB,DN} \quad [m^3]$$

$$V_{DN} = 11,64 \text{ kg/d} / 0,34 \text{ kg}/(m^3 \cdot d)$$

$$\mathbf{V_{DN} = 34,24 m^3}$$

Die nachfolgende aerobe Behandlungsstufe wird ausschließlich für eine Nitrifikation bemessen. Hierzu wird die in Kapitel 5.6 empfohlene Raumbelastung von $B_{R,TKN} = 0,06 \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ in Ansatz gebracht.

$$V_N = B_{d,TKN,ZB} / B_{R,TKN} \quad [\text{m}^3]$$

$$V_N = 3,05 \text{ kg/d} / 0,06 \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$$

$$\mathbf{V_N = 50,80 \text{ m}^3}$$

Die ermittelten Volumina werden in gleichen Teilen auf die entsprechenden Module aufgeteilt. Als Füllmaterial hat sich das in den Versuchen angewendete Blähglasgranulat der Körnung 8-16 mm bewährt. Für großvolumige, höher belastete Module, wie im vorliegenden Fall, sollte eine einheitliche Korngröße $> 32 \text{ mm}$ gewählt werden. Dies begünstigt auch den Überschussschlammaustrag und beugt somit einer Kolmation vor. Bei Tropfkörpern sind Körnungen von 40 bis 80 mm bekannt. Es ist auf eine gleichmäßige Verteilung des Abwassers über die Modulfläche, z. B. mittels Drehsprenger, zu achten, wobei eine kontinuierliche Beschickung anzustreben ist. Des Weiteren ist eine ausreichende Spülkraft des Abwassers zum Austrag überschüssigen Schlammes zu gewährleisten. Ggf. ist ein geregelter hydraulischer Spülstoß einzurichten. Eine ausreichende Durchgängigkeit in vertikaler Richtung ist sicherzustellen. Der Luftdurchtritt von außen in das Filtermaterial muss über Lufteintrittsöffnungen gesichert sein. Es wird empfohlen, jedem Modul eine Zwischenklärstufe zur Überschussschlammabtrennung nachzuschalten, um eine Kolmation des jeweils nachfolgenden Moduls zu vermeiden. Die Zwischenklärbecken bzw. das Nachklärbecken werden auf einfache Weise nach rein hydraulischen Gesichtspunkten mit der Flächenbeschickung q_A und der Durchflusszeit t_{NB} in Anlehnung an ATV-DVWK-A 281 bemessen. Um den Ablaufgrenzwert von Absetzbecken von $TS < 20 \text{ mg/L}$ einzuhalten ist eine empfohlene Flächenbeschickung von $q_{NB} = 0,8 \text{ m/h}$ einzuhalten. Der Zufluss zum Absetzbecken Q_{NB} ergibt sich aus dem Abwasserzufluss und dem Rezirkulationsstrom.

Das Einstellen des Rezirkulationsstromes um ausreichend Nitrat-Stickstoff in das Denitrifikationsmodul zu fördern, ist ein Teil des in Kapitel 5.6 beschriebenen Regelungskonzeptes. Es wird empfohlen, zu Beginn ein Rückführverhältnis von $RV \geq 1$, bezogen auf Q_d , einzustellen, und dieses dann im laufenden Betrieb zu optimieren. Das Rückführverhältnis sollte $RV = 3$ nicht überschreiten, um einen zu hohen Sauerstoffeintrag in das Denitrifikationsmodul zu vermeiden.

Die Ammonium-Stickstofffracht im Zulauf hingegen ist über eine Urindosierung als Ammonium-Stickstoff-Quelle variabel einzustellen. Es soll, vor allem in Schwachlastzeiten, annähernd soviel Nitrat gebildet und rezirkuliert werden, damit der BSB_5 im Zulauf in der Denitrifikationsstufe abgebaut werden kann.

Um verfahrenstechnisch begründete Betriebsprobleme zu vermeiden, ist schon bei der Planung anhand der ermittelten Abwassercharakteristik theoretisch zu untersuchen, ob die Säurekapazität im Ablauf ausreichend ist. Die Berechnung der Säurekapazität kann analog der Gleichung (17) erfolgen, und ist im Folgenden für den Be-

messungslastfall (vgl. Tabelle 7-10) und einem Rückführverhältnis von $RV = 1$ dargestellt.

$$S_{KS,AB} = S_{KS,ZU} - 2/14 * S_{NH4-N,oxidiert} + 1/14 * S_{NO3-N,reduziert}$$

Die Säurekapazität im Zulauf zur Kläranlage setzt sich aus der Härte des Trinkwassers und dem bei der Ammonifikation von organischem Stickstoff freigesetzten Hydrogencarbonationen (HCO_3^-) zusammen. Die Trinkwasserhärte wird durch die wesentlichen Härtebildner Calcium- (Ca^{2+}) und Magnesiumionen (Mg^{2+}) verursacht, die den im Wasser gelösten Carbonat- (CO_3^{2-}) und Hydrogencarbonationen (HCO_3^-) äquivalent ist. Die Analysen des Trinkwassers an der Herberge „Polana Chochołowska“ folgende Konzentrationen:

$$c(Ca): \quad 36,07 \text{ mg/L} = 0,9 \text{ mmol } Ca(HCO_3^-)_2/L$$

$$c(Mg): \quad 21,85 \text{ mg/L} = 0,9 \text{ mmol } Mg(HCO_3^-)_2/L$$

Es ergibt sich eine Hydrogencarbonatkonzentration von:

$$c(HCO_3^-): \quad 3,6 \text{ mmol/L.}$$

Über die Hälfte der Säurekapazität stellt die Hydrolyse des organischen Stickstoffs. Im Folgenden wird angenommen, dass 77% der TKN-Zulaufkonzentration als Ammonium-Stickstoff vorliegen.

$$S_{NH4-N,oxidiert} = S_{NH4-N,ZB} - S_{NH4-N,AB}$$

$$S_{NH4-N,ZB} = 77\% \text{ von } C_{TKN,ZB} = \underline{132,5 \text{ mg/L}}$$

$$S_{NH4-N,AB} = 0 \text{ mg/L (vollständige Nitrifikation)}$$

Aus der Hydrolyse ergibt sich eine Hydrogencarbonatkonzentration von:

$$c(HCO_3^-): \quad 577,32 \text{ mg/L} = 9,5 \text{ mmol/L}$$

Aus der Addition der beiden Puffer ergibt sich:

$$S_{KS,ZU}: \quad 3,6 \text{ mmol/L} + 0,05 + 9,5 \text{ mmol/L} + 0,05 = \underline{13,1 \text{ mmol/L}}$$

Der zu denitrifizierende Stickstoff wird mit einer einfachen Stickstoffbilanz ermittelt.

$$C_{NO3-N,reduziert} = C_{TKN,Z} - C_{orgN,AN} - S_{NH4-N,AN} - S_{NO3,AN} - X_{orgN,S}$$

$$C_{orgN,AN} = 2,0 \text{ mg/L (geschätzt)}$$

$$S_{NH4-N,AN} = 0,0 \text{ mg/L}$$

$$S_{NO3-N,AN} = S_{NH4-N,ZB} - 90\% * S_{NH4-N,ZB} = 13,3 \text{ mg/L}$$

$$X_{orgN,S} = X_{orgN,PS} + X_{orgN,BM} = \\ (C_{TKN,Z} - C_{TKN,ZB}) + (0,04 * 656,5 \text{ mg/L}) = 45,4 \text{ mg/L}$$

$$C_{NO3-N,reduziert} = \underline{130,6 \text{ mg/L}}$$

$$SK_{AB} = 13,1 \text{ mmol/l} - 2/14 * 132,5 \text{ mg/L} + 1/14 * 130,6 \text{ mg/L}$$

$$\underline{SK_{AB} = 3,6 \text{ mmol/l}}$$

Die im A 131 empfohlene Mindestsäurekapazität von $S_{KS,AB} = 1,5 - 2,0 \text{ mmol/l}$ ist problemlos eingehalten, zudem trägt das Blähglasgranulat mit seinen Calciumoxidenteilern zur Stabilität der Säurekapazität bei und stellt somit eine Sicherheit dar.

Die Säurekapazität im Ablauf stellt eine weitere Steuer- und Überwachungsgröße für die Urindosierung dar. Es kann nur so viel Ammonium-Stickstoff zudosiert und nitrifiziert werden, bis die Mindestsäurekapazität erreicht wird. Da die externe Urindosierung unmittelbar mit der Zulaufbelastung im Rohabwasser zusammenhängt, ist für eine gezielte Urindosierung, z.B. in Schwachlastzeiten, ein Säurekapazitätsnachweis für verschiedene Lastfälle gerechnet und anhand von Messungen überprüft werden. In den von der Bauhaus-Universität durchgeführten Feldanalysen konnten hierfür keine ausreichend genauen Ganglinien über den Tagesverlauf in verschiedenen Perioden der Jahresbetriebszeit der Herberge erstellt werden.

Wie schon im Kapitel 5.5 dargelegt, kann bei der Überschussschlammproduktion ein großer Schwankungsbereich auftreten. Dieser ist biologisch begründet und hängt von der Art des Abwassers, der Belastung und den hydraulischen Bedingungen ab. Nach den Ergebnissen der Untersuchungen kann von einer Überschussschlammproduktion von $\ddot{U}_{SC,BSB} = 0,3 \text{ kg TS / kg BSB}$ ausgegangen werden. Für den vorliegenden Bemessungslastfall ergibt sich ein Überschussschlammanfall von

$$\ddot{U}_{Sd,C} = \ddot{U}_{SC,BSB} \times B_{d,BSB}$$

$$\ddot{U}_{Sd,C} = 11,64 \text{ kg/d} \times 0,3 \text{ kg TS / kg BSB}$$

$$\underline{\ddot{U}_{Sd,C} = 3,5 \text{ kg TS/d}}$$

7.2.3 Membranbelebung

Die dem Membranbelebungsverfahren zugrundeliegenden Reinigungsprozesse entsprechen denen des Belebtschlammverfahrens. Zentraler Unterschied sind die wesentlich höheren TS-Gehalte, die bis zu 20 g/L betragen können. Durch den dadurch bedingten größeren biologischen Umsatz pro Volumeneinheit wird im Vergleich zum konventionellen Belebtschlammverfahren ein deutlich geringeres Reaktorvolumen benötigt. Allerdings muss die Schlamm-/Wassertrennung über eine Membranfiltration erfolgen, da durch eine konventionelle Nachklärung bei hohen TS-Gehalten keine ausreichende Trennwirkung erzielt werden kann.

Das Verfahren ist somit grundlegend gut für die vorherrschenden Rahmenbedingungen geeignet, da die für eine Kläranlageneubau verfügbaren Flächen und Volumina durch das bestehende Kläranlagengebäude vorgegeben sind und eine bauliche Erweiterung vermieden werden soll. Zudem ist die Energieversorgung aus Netzenergie und teilweise aus regenerativen Quellen (Kleinwasserkraftwerk) für den Betrieb der Membranen gesichert.

Die Auslegung der Membranbelebung erfolgte auf Basis der oben angegebenen Eingangsdaten unter Verwendung des ATV-Arbeitsblattes A 131 (ATV-DVWK, 2000). Der festgelegte TS von 10 g/L ist eher niedrig angesetzt (vgl. PINNEKAMP & FRIEDRICH (HRSG.) 2003; SCHILLING 2005), auf einen höheren Wert und somit eine weitere Verringerung des Beckenvolumens wurde zugunsten des bei geringeren TS-Gehalten höheren Sauerstoffeintrag verzichtet. Es wird eine ganzjährige, intermittierende Denitrifikation vorgesehen; die P-Entfernung erfolgt über den Einbau in die Biomasse sowie zusätzlich über eine simultane P-Fällung mit dreiwertigem Eisen.

Als kritisch könnte sich die Säurekapazität herausstellen. Hierzu sind weitere, vertiefende Untersuchungen erforderlich; ggf. ist eine Erhöhung der Säurekapazität vorzusehen. Darüber hinaus sind aufgrund der vergleichsweise hohen Stickstoffbelastung die erforderliche Denitrifikationskapazität (0,19 g NO₃-N/g BSB₅) sowie das erforderliche Denitrifikationsvolumen (ca. 60%) sehr hoch. In diesem Fall empfiehlt die A 131 (ATV-DVWK, 2000) beispielsweise die temporäre Umgehung der Vorklärung bzw. die Zudosierung einer externen C-Quelle, allerdings erst *nach* dem Vorliegen gesicherter Betriebserfahrungen.

Auch für das Untersuchungsobjekt ist es zu empfehlen, die ggf. notwendigen Maßnahmen erst *nach* einer gewissen Betriebsdauer zu ergreifen, zumal es im Rahmen eines Pilotprojektes durchaus möglich ist, auch für den „regulären“ Betrieb (bauliche) Änderungen und Erweiterungen vornehmen zu müssen. Ggf. notwendige Änderungen könnten somit zeitgleich erfolgen.

In Tabelle 7-11 sind die wesentlichen Kenndaten und Ergebnisse der Bemessung dargestellt.

Tabelle 7-11: Bemessungsergebnisse und Eingangsdaten Membranbelebung

Schlammalter	25 d
Bemessungstemperatur	10°C
TS (Belebung)	10 g/L
α (Sauerstoffeintrag)	0,55
Schlammbelastung	0,08 g BSB ₅ / g TS*d
Überschussschlamm aus C-Abbau und P-Fällung	5,76 kg/d
Volumen Belebung gesamt / Nitri-Zone	14,41 m³ / 5,73 m³
Membranfläche	29,55 m ²
N _{gesamt} im Ablauf	15 mg/L (Bemessungsziel)
P _{gesamt} im Ablauf	2 mg/L (Bemessungsziel)
Fällmitteldosierung FeCl ₃	28,8 mg/L

7.2.4 Sanierung bzw. Optimierung der vorhandenen konventionellen Belebungsanlage

Die Nachbemessung der biologischen Kläranlage erfolgte analog zur Bemessung der Membranbelebung. Als wesentlicher Unterschied ist der TS-Gehalt hervorzuheben, der mit 3,5 g/L angenommen wurde und somit im üblichen Bereich für kommunale Kläranlagen liegt. Daraus resultiert ein verbesserter Sauerstoffeintragskoeffizient von 0,7. In Tabelle 7-12 sind die wesentlichen Ergebnisse dargestellt; die zentralen Unterschiede zur Membranbiologie sind hervorgehoben. Die Fragestellungen bzgl. der Säurekapazität und der Beckenvolumina gelten analog zur Membranbelebung (vgl. 7.2.3).

Tabelle 7-12: (Nach)bemessung der konventionellen Belebung

Schlammalter	25 d
Bemessungstemperatur	10°C
TS (Belebung)	3,5 g/L
α (Sauerstoffeintrag)	0,7
Schlammbelastung	0,08 g BSB ₅ / g TS*d
Überschussschlamm aus C-Abbau und P-Fällung	5,76 kg/d
Volumen Belebung gesamt/Nitri-Zone	41,17 m³ / 16,37 m ³
Membranfläche	entfällt
N _{gesamt} im Ablauf	15 mg/L (Bemessungsziel)
P _{gesamt} im Ablauf	2 mg/L (Bemessungsziel)
Fällmitteldosierung FeCl ₃	28,8 mg/L

Zur Trennung von Schlamm und gereinigtem Abwasser ist bei einer konventionellen Belebung ein Nachklärbecken erforderlich. Unter der Annahme durchschnittlicher Richtwerte für Eindickzeit, Schlammvolumen und Schlammvolumenbeschickung ergibt sich eine Nachklärbeckentiefe von **2 m** bei einer Oberfläche von **4 m²**. Der TS-Gehalt des Überschussschlammes beträgt dann 6,05 g/L.

7.2.5 Schlamm entwässerungsbeete

Das Verfahren wurde bereits im Rahmen von KOMPEX I untersucht. Für weitergehende Untersuchungen sowie theoretische Betrachtungen der Kapazität und Leistungsfähigkeit des Verfahrens sei auf Kapitel 6.2 dieses Berichtes verwiesen.

Im Gegensatz zur Mikrowellentrocknung (7.2.6) ist keine vorherige Entwässerung notwendig. Für die Bemessung muss daher zwischen den je nach Reinigungsverfahren mit unterschiedlichen TS-Gehalten anfallenden Schlämmen unterschieden werden. Für den Überschussschlamm sollte ein Zwischenspeicher von 8 m³ vorgesehen werden, um die Beete stoßweise beschicken – und somit auch leeren/erneuern – zu können. Für den Vorklärschlamm wird, wie bereits dargestellt, in allen Fällen ein TS von 20 g/L angenommen; dieser kann ohne Zwischenspeicherung intervallweise direkt aus der Vorklärung auf die Beete geleitet werden.

Die Eingangsdaten für die Trockenbeete sind in Tabelle 7-13 dargestellt.

Tabelle 7-13: Eingangdaten für die Schlammbehandlung in Trockenbeeten

	Biofilter	Membranbelebung	Konventionelle Belebung
Produzierte TM im ÜS-Schlamm	3,5 kg/d (vgl. Kapitel 5.5)	5,76 kg/d	5,76 kg/d
Daraus: Flüssig-schlamm	350 L/d	576 L/d	952 L/d
Produzierte TM Vorklärung	16,3 kg/d	16,3 kg/d	16,3 kg/d
Daraus: Flüssig-schlamm	815 L/d	815 L/d	815 L/d
Zu behandelndes Schlammvolumen	1,17 m³/d	1,39 m³/d	1,77 m³/d

Als Trag- und Filterschicht kommen kompostierbare Filzmaterialien zum Einsatz, die bei Trocknungsende zusammen mit dem Schlamm entsorgt bzw. kompostiert werden können. Zur Verringerung des Materialverbrauches soll die maximale Filterkapazität bis zur Kolmation ausgenutzt werden (vgl. Kapitel 6.2.2) was einer Jahreskapazität von etwa 8.000 L Flüssigschlamm/m² Filterfläche ergibt. Tabelle 7-14 gibt eine Übersicht über den daraus resultierenden Flächen- und Materialbedarf.

Tabelle 7-14: Flächenbedarf für die Variante „Trockenbeet“

	Biofilter	Membranbelebung	Konventionelle Belebung
Schlammvolumen/Tag	1,17 m ³	1,39 m ³	1,77 m ³
Schlammvolumen pro Jahr	427 m ³	507 m ³	646 m ³
Flächenbedarf bei 8 m³/m²*a	53,4 m ²	63,4 m ²	80,8 m ²
Vliesbedarf bei 14 Chargen/Jahr	750 m ²	890 m ²	1.130 m ²

7.2.6 Mikrowellenschlammtrocknung

In Rahmen von KOMPEX wurde für diese Variante ein Energieverbrauch von 2 kWh je kg entfernten Wassers ermittelt. Es liegt auf der Hand, dass die Behandlung von Flüssigschlämmen, die mit einem TS von etwa 10-20 g/L (also einem Wassergehalt von 98-99%) anfallen, in keinem Fall realisierbar wäre. Die Mikrowellentrocknung muss somit zwingend mit einer vorherigen (ggf. maschinellen) Schlammentwässe-

rung gekoppelt werden. Der hierzu erforderliche Aufwand muss bei der Verfahrensbewertung ebenfalls berücksichtigt werden.

Der maschinell erreichbare TR wird mit TR=30% angenommen. Somit ergeben sich folgende Schlammengen (Tabelle 7-15), die mit der Mikrowelle weiterbehandelt werden müssen.

Tabelle 7-15: Eingangdaten für die Schlammbehandlung in der Mikrowelle

	Biofilter	Membran- und konv. Belebung
Produzierte TM im ÜSS	3,5 kg/d	5,76 kg/d
Anfallende TM im Primärschlamm (PS)	16,3 kg/d	16,3 kg/d
Entwässerter Überschussschlamm mit TR = 30%	11,7 kg/d	19,2 kg/d
Entwässerter Primärschlamm mit TR = 30%	54,3 kg/d	54,3 kg/d
Zu behandelnde Schlammmenge	66 kg/d	73,5 kg/d
Rest- Schlammmenge bei Ziel-TR 80%	24,8 kg/d	27,6 kg/d
Zu entfernendes Wasser	41,2 kg/d	45,9 kg/d

Der durch die Mikrowellentrocknung gewünschte Ziel-TR wird auf 80% festgelegt. Eine weitergehende Trocknung erscheint nicht sinnvoll, da sich das Volumen kaum verringern würde, zur weiteren Trocknung jedoch überproportional große Energiemengen erforderlich wären (vgl. Abbildung 6-9).

Somit müssten im Falle der Variante 2 und 3 zur Erreichung eines TR von 80% über 45 kg Wasser pro Tag entfernt werden, was einem Energiebedarf gut 90 kWh/Tag entspricht. Im Falle von Variante 1 läge der Energiebedarf bei gut 80 kWh/Tag. Es verbleiben 27,6 kg/d (Variante 2 und 3) bzw. 24,8 kg/d (Variante 1) trockener Schlamm, die entsorgt bzw. abtransportiert werden müssen.

7.2.7 Abtransport des Schlammes

Der Abtransport der anfallenden Schlämme stellt den Referenzzustand da. Es wird vorgesehen, die Schlämme auf einen TR von 5% einzudicken, um den Transportaufwand zu minimieren. Es wird von einer Transportkapazität von 8 m³/Fahrt ausgegangen, was einem mittelgroßen Entsorgungsfahrzeug entspricht. Die Fahrstrecke zur Kläranlage in Zakopane wird mit 20 km (einfach) angesetzt.

Zur Beschickung der zur Vorentwässerung erforderlichen Zentrifuge ist, analog zu den vorherigen Verfahren, ein Speicher für den Überschussschlamm vorzusehen, wohingegen der Primärschlamm direkt aus der Vorklärung abgezogen und eingedickt werden kann.

Darüber hinaus muss der vorentwässerte, pumpfähige Schlamm bis zum Abtransport gespeichert werden – hierzu ist ein weiterer Speicher von 8 m³ (entsprechend der Transportkapazität) erforderlich.

Tabelle 7-16: Kenndaten der Variante „Schlammtransport“

	Biofilter	Membranbele- bung	Konventionelle Bele- bung
Schlammvolumen/Tag	19,8 kg TM	22,1 kg TM	22,1 kg TM
daraus Volumen pro Jahr bei TR = 5%	145 m ³	161 m ³	161 m ³
Fahrten/Jahr	18	20	20

8 Variantenvergleich

Zum Vergleich der obigen Varianten wurden insgesamt sechs qualitative bzw. quantitative Bewertungskriterien festgelegt und jede Variante der Schlamm- und Abwasserbehandlung anhand dieser Kriterien bewertet. Die Gewichtung der Kriterien ist vorerst gleichwertig, eine ausführliche Diskussion erfolgt in Kapitel 8.3. Für jedes Kriterium wird eine Rangfolge der Schlamm- bzw. Abwasserbehandlungsverfahren erstellt, bei der das jeweils günstigste Verfahren den ersten Rang (1) und das Ungünstige den letzten Rang (3) erhält.

Eine Übersicht über die Kriterien gibt Tabelle 8-1; eine kurze Erläuterung zu den einzelnen Kriterien erfolgt in den jeweiligen Abschnitten zur Einstufung und Bewertung.

Tabelle 8-1: Kriterienkatalog zum Vergleich der Reinigungs- und Schlammbehandlungsvariante

Kriterium	Art
Flächen- und Raumbedarf	quantitativ
Investitionen und Betriebskosten	quantitativ
Energie	quantitativ
Ökologie	quantitativ/qualitativ
Betrieb und Wartung	qualitativ
Verbreitungspotential, Innovation und Übertragbarkeit	qualitativ

8.1 Abwasserbehandlung

8.1.1 Kriterium 1: Flächen- und Raumbedarf

Die Bedeutung dieses Kriteriums ergibt sich aus der Vorgabe, vorhandene Flächen und Anlagen zu nutzen und Ausbauten zu vermeiden. Ein zu großer Flächenbedarf kann dabei durchaus als Ausschlusskriterium wirken, wobei in diesem Fall eine Einzelbetrachtung – und eine entsprechende Abstimmung mit den Behörden – erforderlich wäre.

Der Flächenbedarf für die Abwasserbehandlung ergibt sich insbesondere aus den erforderlichen Grundflächen für Vorklärung, Hauptreinigungsstufe und ggf. Nachklärung. Darüber hinaus muss der Überschussschlamm Speicher berücksichtigt werden,

dessen Flächen- und Raumbedarf (4 m² bzw. 8 m³) für alle Varianten gleich groß angesetzt werden kann. Es ergibt sich der in Tabelle 8-2 dargestellte Flächen- und der in Tabelle 8-3 dargestellte Raumbedarf. Zum Vergleich sind die Dimensionen vorhandener Gebäude/Becken angegeben. Der Flächen- und Raumbedarf für den Urinspeicher, Steuer- und Regelungstechnik, Pumpen und Arbeitsflächen können für alle Verfahren als vernachlässigbar (und vergleichbar) angenommen werden.

Tabelle 8-2: Flächenbedarf der Abwasserreinigung

Variante	Fläche VK	Fläche Hauptstufe, NK und Speicher	Fläche gesamt	Rang
1 Biofilter	14,2 m ²	25 m ²	39,2 m ²	2
2 Membranbelebung	14,2 m ²	11 m ²	25,2 m ²	1
3 Belebung	14,2 m ²	29 m ²	42,2 m ²	3
Gegebene Grundflächen	11,5 m ² (alte Absetzgrube)	18 m ² (bestehendes Belebungsbecken); ca. 50 m ² (Gebäudegrundfläche)	(entf.)	(entf.)

Tabelle 8-3: Raumbedarf der Abwasserreinigung

Variante	Volumen VK	Volumen Hauptstufe, NK und Speicher	Volumen gesamt	Rang
1 Biofilter	35,5 m ³	85 m ³ + 24 m ³	144,5 m ³	3
2 Membranbelebung	35,5 m ³	23 m ³	58,5 m ³	1
3 Belebung	35,5 m ³	58 m ³	93,5 m ³	2
Gegebene Volumina	ca. 25 m ³	42,4 m ³ (Belebungsbecken); ca. 400 m ³ (Gebäudevolumen)	(entf.)	(entf.)

Für den Bau der Vorklärung muss das alte Absetzbecken erweitert werden. In Bezug auf die Vorgabe, den vorhandenen Bestand zu nutzen und keine Erweiterungen vorzunehmen, ist dies jedoch als unkritisch zu betrachten, da ein Umbau des Beckens auf jeden Fall (Erweiterung auf 3 Kammern) erforderlich ist.

Es kann davon ausgegangen werden, dass während des Umbaus eine behutsame Erweiterung vorgenommen werden kann, die sich nicht negativ auf die Umwelt auswirkt.

Hauptstufe und Nachklärung indes können nur eingeschränkt in den Bestand integriert werden. Da ein Umbau bzw. eine Modernisierung der bestehenden Anlage jedoch für alle drei Verfahren notwendig sein wird, ist dies jedoch ebenfalls kein Ausschlusskriterium. Es kann davon ausgegangen werden, dass auch die flächen- und raumintensiven Verfahren 1 (Biofilter) und 3 (konventionelle Belebung) in das Kläranlagengebäude integriert werden können. Bei allen Verfahren sind jedoch entsprechende Umbaumaßnahmen und eine Änderung der Raumaufteilung (z.B. zur Ausnutzung der Höhe) erforderlich, wobei sich die Integration der Membranbelebung als am wenigsten aufwendig herausstellen dürfte.

Das Gebäude der Kläranlage hat folgende Abmessungen: Länge: 8,66 m; Breite: 5,65 m; Höhe: 8,30 m. Daraus ergibt sich ein zu umbauendes Volumen von ca. 400 m³. **Die berechneten Volumina zeigen, dass alle Varianten in den vorgegebenen Raum passen und demzufolge als gleichwertig anzusehen sind, deshalb wird dieses Kriterium für den abschließenden Variantenvergleich (vgl. Kapitel 8.3) nicht weiter verwendet.**

8.1.2 Kriterium 2: Jahreskosten

Investitionen

Die im Folgenden aufgeführten Investitionen und laufende Kosten dienen dem Verfahrenvergleich und stellen eine erste Abschätzung da; detaillierte Kostenaufstellungen können nur anhand einer genauen Planung erfolgen, die unter anderem die gegebenen Rahmenbedingungen (Umbau des Bestandes, Nutzung vorhandener Infrastruktur, exponierte Lage, Transportkosten) sowie das Preisniveau vor Ort berücksichtigt.

Zum Vergleich der Abwasserreinigungsverfahren werden für die Varianten 2 und 3 als maßgebende Kosten das Belebungsbecken (bzw. die Hauptreinigungsstufe), die Vorklärung sowie die Nachklärung herangezogen. Zu- und Ableitungen werden, ebenso wie kleinere Bauteile, nicht berücksichtigt, da diese für alle Verfahren annähernd gleich sein werden und zudem teilweise bereits vorhanden sind. Für die Variante 1 (Biofilter) werden die spezifischen Kosten pro m³-Volumen der Versuchsanlage bestimmt und auf den Maßstab der bemessenen Pilotanlage hochgerechnet. Für das eingestaute Modul der vorgeschalteten Denitrifikation fallen überschlägige Kosten von 2.500 €/m³ und für die beiden Nitrifikationsmodule 2.125 €/m³ an [BRÄUTIGAM KUNSTSTOFFSYSTEM, 2009]. Die Becken der Vor- und Nachklärung werden mit aktuellen Kosten von 170 €/m³ angesetzt. Vor dem Hintergrund der exponierten Lage des Untersuchungsobjektes wird zu den Investitionen eine Pauschale von 30.000 € aufgeschlagen, um erwartete Erschwernisse abzudecken.

In GÜNTHERT & REICHERTER (2001) sind die Kosten für die biologische Behandlungsstufe sowie die Vor- und Nachklärung je m³ Beckenvolumen angegeben. Diese

betragen 1997 knapp 1.700 bzw. 1.900 DM/m³ (Bezug: Beckengrößen bis ca. 500 m³); umgerechnet in € also etwa 850 bzw. 950 €/m³. Unter Berücksichtigung einer angenommenen (moderaten) Preissteigerung von 2%/Jahr kann für das Jahr 2010 vom 1,3-fachen dieser Werte ausgegangen werden. Aufgrund von Erfahrungswerten zum Bau von Kläranlagen der vorliegenden Größenordnung sind höhere spezifische Kosten je m³ Beckenvolumen zu erwarten; die ermittelten Kosten wurden daher pauschal verdoppelt.

Somit ergeben sich die überschlägig abgeschätzten Kosten für Investitionen wie folgt (Tabelle 8-4).

Tabelle 8-4: Investitionen für die Abwasserreinigungsvarianten

Variante	Investitionen	Anmerkungen
1 Biofilter	228.000 €	alle Becken, Kostenschätzung nach Angebot
2 Membranbelebung	148.000 €	alle Becken inkl. Infrastruktur; Membranen zusätzlich etwa 5.000 € (PINNEKAMP & FRIEDRICH (HRSG.) 2003)
3 Belebung	236.000 €	alle Becken inkl. Infrastruktur

Auch wenn die Kostenaufstellung nur die wesentlichen Komponenten der Abwasserreinigung berücksichtigt und aufgrund der oben erwähnten Einschränkungen nur als Abschätzung dienen kann, ergibt sich aufgrund der großen Kostenunterschiede eine klare Rangfolge.

Laufende Kosten

Die laufenden Kosten setzen sich insbesondere aus den aufzuwendenden Kosten für Betrieb, Wartung, Unterhaltung und Überprüfung einer Anlage und den erforderlichen Kosten für den Ersatz defekter Anlagenteile oder die Beseitigung von Verstopfungen zusammen; der Faktor „Energie“ wird innerhalb des Kriteriums 3 separat betrachtet. Bei Anlagen mit sich bewegenden oder rotierenden Teilen erhöhen sich in der Regel die Instandhaltungskosten.

Für den Biofilter liegen nur im Rahmen des Laborbetriebes Erfahrungen bezüglich der Betriebsmittel vor. Es liegt jedoch auf der Hand, dass die Filter und die Beschickungseinrichtungen regelmäßig (1-mal jährlich) gereinigt werden müssen. Mit einer langen Betriebszeit ist eine Kolmation der Module nicht ausgeschlossen, wofür es allerdings nach zehn Monaten Betriebszeit keine Anzeichen gab. Für den Regelbetrieb einer derartigen Biofilteranlage sollte eine gesteuerte Zwangsspülung der Module erfolgen, um den überschüssigen Biofilm vom Trägermaterial zu lösen und auszuspülen. Die Kosten hierfür werden als gering eingeschätzt, mittelfristig muss das

Füllmaterial erneuert werden. Für die Berechnung wird eine allgemeine Betriebskostenpauschale von 500 €/a angesetzt.

Im Vergleich zum Biofilter stellen Membran- und konventionelle Belebung eher technische Verfahren dar und erfordern dementsprechend einen höheren Betriebs- und Wartungsaufwand (vgl. Kapitel 8.1.5). Die Varianten 2 und 3 unterscheiden sich somit insbesondere durch die Kosten für Reinigung und Erneuerung der Membranen, die jährlich etwa 2.000 – 6.000 € für die Reinigungschemikalien und etwa 200 – 300 € für die Membranerneuerung betragen (PINNEKAMP & FRIEDRICH (HRSG.) 2003), wobei die Literaturangaben stark schwanken.

Der Biofilter weist aufgrund der einmaligen Wartung im Jahr und der geringen wartungsbedürftigen Anlagenteile die niedrigsten Betriebskosten auf. Relativ hohe jährliche Wartungs- und Instandhaltungskosten verursacht die Membrananlage, die in der Regel dreimal jährlich zu warten ist. In der folgenden Tabelle sind die laufenden Kosten der verschiedenen Varianten zusammengestellt (Tabelle 8-5).

Tabelle 8-5: Laufende Kosten für die Abwasserreinigungsvarianten

Variante	Laufende Kosten	Anmerkungen
1 Biofilter	500 €/a	Allgemeine Betriebskostenpauschale
2 Membranbelebung	5.000 €/a	Membranerneuerung
	300 €/a	Reinigungschemikalien
	750 €/a	Allgemeine Betriebskostenpauschale
3 Belebung	500 €/a	Allgemeine Betriebskostenpauschale

Aus der dargestellten Kostenschätzung wurden für den Variantenvergleich zunächst der Projektkostenbarwert und anschließend die Jahreskosten unter der Annahme einer Nutzungsdauer von 25 Jahren und einem üblichen realen Zinssatz von 3% berechnet. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle 8-6 zusammengefasst.

Tabelle 8-6: Bewertung der Abwasserreinigungsvarianten nach Jahreskosten

Variante	Projektkostenbarwert	Jahreskosten	Rang
1 Biofilter	236.400 €	12.832 €/a	1
2 Membranbelebung	253.350 €	13.752 €/a	3
3 Belebung	244.866 €	13.291 €/a	2

8.1.3 Kriterium 3: Energie

Das Kriterium „Energie“ ist für das Untersuchungsobjekt unter zwei Aspekten zu betrachten. Einerseits sind unter Umweltschutzgesichtspunkten, insbesondere in einem Nationalpark, ein hoher Energieverbrauch und die damit verbundenen Emissionen zu vermeiden; zudem sind die üblicherweise hohen Energiekosten zu beachten. Andererseits wird die Hütte im Chocholowska-Tal durch eine eigene Wasserkraftturbine teilweise mit regenerativer Energie versorgt, sodass die angesprochenen Umwelt- und Kostenaspekte als zweitrangig angesehen werden können. Eine mögliche Vernachlässigung dieses Kriteriums ist jedoch nicht zielführend, da grundsätzlich ein verantwortungsvoller Umgang mit (energetischen) Ressourcen anzustreben ist, ob regenerativ oder fossil.

Analog zum Kriterium 2 ist es für einen Variantenvergleich ausreichend, die Unterschiede der Verfahren (insbesondere die Hauptreinigungsstufe) zu betrachten. Der Energiebedarf setzt sich hierbei vorwiegend aus dem jeweiligen Bedarf für die Belüftung (Variante 2 + 3), für den Membranbetrieb (Variante 2) sowie für die Pumpen (Variante 1) zusammen. Die Berechnungen basieren auf Richtwerten, die verschiedenen Veröffentlichungen entnommen wurden (u. a. MÜLLER & HEINE 2007 PINNEKAMP & FRIEDRICH (HRSG.) 2003, RAUTENBACH ET AL 1998). In Tabelle 8-7 ist der berechnete Energieverbrauch für jede Variante dargestellt.

Tabelle 8-7: Bewertung der Abwasserreinigungsvarianten hinsichtlich des Kriteriums „Energie“

Variante	Pumpen	Belüftung	Membran	Rang
1 Biofilter	9.880 kWh/a	entfällt	entfällt	1
2 Membranbelebung	nicht berechnet*	13.800 kWh/a	ca. 3.200 kWh/a	3
3 Belebung	nicht berechnet*	10.850 kWh/a	entfällt	2

*vergleichsweise gering; natürliches Gefälle vorhanden

Die Energiekosten des Biofilters setzen sich ausschließlich aus dem Strombedarf der Pumpen zusammen, wohingegen bei den technischen Anlagen ein höherer Energiebedarf insbesondere für den Betrieb der Belüftungseinrichtung und die Schlammförderung besteht. Die Membranbelebung benötigt im Vergleich zur konventionellen Belebung wesentlich größere Energiemengen, da der Sauerstoffeintrag aufgrund der hohen TS-Gehalte erschwert ist und zusätzliche Energie für den Membranbetrieb erforderlich ist.

8.1.4 Kriterium 4: Gewässerbelastung

Innerhalb dieses Kriteriums werden die Emissionen in die Umwelt betrachtet. Abwassereinleitungen belasten den Vorfluter intermittierend und stoßartig mit Schmutz-, Nähr- und Schadstoffen. Die Auswirkungen der Einleitung auf die Gewässerbiozönose werden vom Gewässertyp und der Art der stofflichen Einwirkung bestimmt. Die Schadstoffbelastungen des „chemischen Zustandes“ des Gewässers sind anhand der vorgegebenen mittleren und maximalen Jahreskonzentrationen auszurichten. Angesichts der Rahmenbedingungen und der Lage in einem Nationalpark kommt diesem Kriterium eine wesentliche Bedeutung zu.

Für die betrachteten Varianten kann man davon ausgehen, dass die angestrebten Ablaufkonzentrationen von 15 mg/L N und 2 mg/L P eingehalten werden. Des Weiteren werden mit dem Kläranlagenablauf schwer abbaubare organische Verbindungen, ausgedrückt als inerter Anteil im CSB, in den Vorfluter emittiert. Dieser Anteil an inertem CSB (abgeschätzt etwa 60 mg/L) verlässt die Kläranlage in der Flüssigphase.

Letztlich sind jedoch alle Verfahren als gut geeignet für den Standort zu bewerten und somit gleichwertig einzustufen, da sie die Grenzwerte nach Anhang 1; Tabelle 1 der Richtlinie Des Rates über die Behandlung von kommunalem Abwasser [91/271/EWG] ($CSB \leq 125 \text{ mg O}_2/\text{l}$; $BSB_5 \leq 25 \text{ mg O}_2/\text{l}$) bei ordnungsgemäßem Betrieb sicher einhalten. Zudem sind die Eigenschaften des Vorfluters – ein schnellflie-

ßender Gebirgsbach mit ausreichender Wasserführung – hinsichtlich der Aufnahme gereinigter Abwässer als günstig zu bewerten.

Neben diesen quantifizierbaren Umweltauswirkungen müssen auch die qualitativen Umweltaspekte betrachtet werden, beispielsweise Geruchs- und Lärmemissionen sowie die CO₂-Produktion. Hierin unterschieden sich die betrachteten Abwasserreinigungsverfahren nur sehr wenig, da sie alle in der geschlossenen, abgelegenen Hütte untergebracht und mit CO₂-neutraler Wasserkraft betrieben werden können. Insofern geht dieses Kriterium nicht in den abschließenden Variantenvergleich (vgl. Kapitel 8.3) ein.

8.1.5 Kriterium 5: Betrieb

Die Leistungsfähigkeit technischer Systeme, wie Abwasserbehandlungsanlagen, ist stark an und die Wartung durch Fachkundige und noch stärker an den Betrieb und die Eigenkontrolle durch den Betreiber gebunden. An Extremstandorten wie Berghütten wird der Betrieb in der Regel von den Hüttenwirten, Grundstückseigentümern oder Hausmeistern übernommen. Inwieweit sich der Betreiber einer Hütte der Aufgabe als „Klärwärter“ stellt, ist in erster Linie von seinem Eigeninteresse abhängig. Insofern ist dieses Kriterium für das Untersuchungsobjekt von zentraler Bedeutung.

Die Vorklärung ähnelt vom Aufbau stark einer Kleinkläranlage im ländlichen Raum, die ebenfalls häufig als Mehrkammergrube ausgeführt wird und die in der Regel nur 3x/Jahr ausführlich gewartet werden muss. Für die Vorklärung kann somit, abgesehen von der regelmäßigen Schlammabfuhr, von einem geringen Wartungsaufwand ausgegangen werden, der zudem für alle Varianten gleich ist und somit bzgl. der Bewertung vernachlässigt werden kann.

Für alle Reinigungsvarianten kann von einer regelmäßigen (täglichen), kurzen Funktionskontrolle ausgegangen werden. Darüber hinaus liegen für die untersuchten Verfahren aufgrund ihrer Neuheit an Berghütten bzw. der ungewöhnlichen Größenordnung keine belastbaren Betriebserfahrungen und -empfehlungen vor; diese müssen im Laufe eines etwaigen Pilotbetriebes erst gesammelt werden. Der Variantenvergleich und die Einstufung erfolgt somit im Folgenden qualitativ.

Biofilter: Im Rahmen des Versuchsbetriebes wurde die Anlage fortwährend überwacht und regelmäßig gewartet. Als kritische Punkte werden insbesondere eine mögliche Kolmation der Module sowie deren Rückspülung und ggf. Austausch gesehen. Während der gesamten Versuchsdauer gab es jedoch keine Anzeichen für eine Kolmation der Filtermodule.

Das dem Biofilter ähnliche Tropfkörperverfahren wird bereits häufig und mit gutem Erfolg im Gebirge eingesetzt (z.B. Watzmannhaus) [MENZ ET. AL., 2008]. Jedoch ist im Zuge einer Umsetzung aufgrund der geringen Betriebserfahrungen im Regelbetrieb (neuentwickelte Pilotanlage) grundsätzlich anfangs von einem erhöhten Kontroll- und Wartungsaufwand auszugehen.

Membranbelegung: Aufgrund der großen Verbreitung von Membrananlagen im kommunalen Bereich liegen ausführliche Betriebserfahrungen vor. Für den Einsatz

auf Hütten existieren bisher wenige Erfahrungen. Eine erste Anlage wurde für den Neubau der Olperer Hütte in den Zillertaler Alpen 2008 geplant und ist mittlerweile umgesetzt. [MENZ ET. AL., 2008] Eine zweite Kläranlage mit Membranbelebungsverfahren befindet sich an der „Hohtälli“ Bergski-Station in 3.286 m Höhe. Im Vordergrund steht hier die Wiederverwendung der Toilettenabwässer. Der Betrieb der Anlage wird durch die EAWAG wissenschaftlich begleitet. Derartige hochtechnische Anlagen erfordern Spezialkenntnisse. Reparaturen können in der Regel nicht vom Betreiber an Extremstandorten durchgeführt werden.

Im Vergleich zu einer „konventionellen“ Belebung ergibt sich verfahrensbedingt ein höherer Wartungsaufwand zur Reinigung und Austausch der Membranen.

Belebung: Das Verfahren ist, meist als Einbeckentechnik, auf Berghütten verbreitet und verspricht eine stabile, gute Funktion und einen entsprechend geringen Wartungsaufwand durch den hohen Automatisierungsgrad. Dieser wird ermöglicht durch einen hohen technischen Aufwand (Kompressoren, Ventile, Steuerung) mit elektrischem Energieverbrauch. Ein Ausfall der Energieversorgung, und somit der technischen Einrichtungen zur Belüftung und Schlammführung, kann zum schnellen Absterben der Biomasse, aber auch zum direkten Austrag von Belebtschlamm führen, was einen Gesamtausfall der Anlage bedeutet. Im Vergleich zur Membranbelebung entfällt jedoch der membranbedingte Aufwand.

Die bisherigen Erfahrungen am Untersuchungsobjekt zeigen, dass der Hüttenwirt nicht in der Lage ist das vorhandene abwassertechnische System ordnungsgemäß zu betreiben. Die klassische Belebungsanlage erfordert eine sehr sorgfältige und dauernd gesicherte Betreiberkontrolle und Wartung

Letztlich haben alle Varianten bezüglich des Betriebes und der Wartung Vor- und Nachteile, die insbesondere aufgrund der fehlenden Betriebserfahrungen nur schwer miteinander verglichen werden können. Alle Verfahren werden somit gleich (Rang 2) bewertet.

8.1.6 Kriterium 6: Verbreitungspotential, Innovation und Übertragbarkeit

Mit diesem Kriterium soll bewertet werden, inwiefern die Verfahren das Verfahrensspektrum für Standorte in exponierten Lagen ergänzen. Zudem spielt der (wissenschaftliche) Erkenntnis- und Erfahrungsgewinn eine Rolle, den eine Umsetzung und eine Pilotphase mit sich bringen könnten.

Es ist offensichtlich, dass der modulare Biofilter hierbei mit „Rang 1“ bewertet wird. Die konventionelle Belebung ist aufgrund ihrer außerordentlich weiten Verbreitung am anderen Spektrum der Skala anzusiedeln (Rang 3).

8.2 Schlammbehandlung

8.2.1 Kriterium 1: Flächen- und Raumbedarf

Analog zur Abwasserreinigung gilt die Vorgabe, vorhandene Flächen und Anlagen zu nutzen.

Die Betrachtung des Flächenbedarfs ist insbesondere für die natürliche Trocknung relevant, da Trockenbeete verfahrensgemäß größere Flächen benötigen. Unter diesen Gesichtspunkten fällt es nicht ins Gewicht, dass bei der natürlichen Trocknung keine vorherige Schlammeindickung erforderlich wäre, da die dazu erforderlichen Maschinen nur vergleichsweise geringe Flächen in Anspruch nehmen. Ein Schlamm-speicher für den Überschussschlamm sollte jedoch ebenfalls vorgesehen werden.

Der Flächen- und Raumbedarf für die Variante „Mikrowelle“ setzt sich aus dem Überschussschlamm-speicher sowie dem Raum für die Maschinen (Zentrifuge bzw. andere Entwässerungseinrichtung und Mikrowelle) zusammen, hinzu kommt die (vernachlässigbare) Speicherfläche für den trockenen Schlamm.

Für die Variante „Abfuhr“ entfällt die Mikrowelle, dafür ist jedoch ein zweiter Speicher für den auf einen TR von 5% eingedickten Schlamm vorzusehen.

Es ergibt sich der in Tabelle 8-8 dargestellte Flächen- und Raumbedarf.

Tabelle 8-8: Flächen- und Raumbedarf der Schlammbehandlungsvarianten

Variante	Fläche	Rang	Volumen	Rang	Rang gesamt
1 Mikrowelle	2 m ² Speicher + Maschinen	1	8 m ³ Speicher + Maschinen	2	1,5
2 Trockenbeet	max. 80,2 m ² *	3	8 m ³ Speicher	1	2
3 Transport	2 x 2 m ² Speicher + Zentrifugen	2	2 x 8 m ³ Speicher + Zentrifuge	3	2,5

*je nach Reinigungsverfahren

Letztlich bleibt festzuhalten, dass die erforderlichen Flächen und Volumina relativ gering und somit gut in den Bestand integrierbar sind. Einzige Ausnahme ist die natürliche Trocknung, die zwingend größere Freiflächen benötigt. Dies kann ein Ausschlusskriterium für das Verfahren darstellen, auch wenn das Verfahren nominell mit dem 2. Rang bewertet wurde.

8.2.2 Kriterium 2: Investitionen und Betriebskosten

Investitionen

Die im vorherigen Abschnitt (8.1.2) zu Investitionen und Betriebskosten der Abwasserreinigung getroffenen Anmerkungen gelten für die Schlammbehandlung analog. Es wird davon ausgegangen, dass die grundlegende Infrastruktur, insbesondere Pumpen und Leitungen, für alle Verfahren in etwa gleich sind. Maßgebliche Kosten der Schlammbehandlung sind somit die Kosten für die Speicherbehälter, für die erforderliche Vor-Entwässerung/Eindickung sowie für das Trocknungsverfahren selbst. Erstere können mit ca. 8.500 € pro Speicher angenommen werden (BEHÄLTER KG); die Kosten für die Entwässerung/Eindickung mit mindestens etwa 20.000 € (GÜNTHERT & REICHERTER, Berechnung siehe 8.1.2). Die Kosten für das eigentliche Trocknungsverfahren fallen nur bei der Variante „Mikrowelle“ ins Gewicht, für die es noch keine industrielle Umsetzung im Bereich der Schlammentwässerung gibt. Daher können auch in diesem Fall die Kosten nur abgeschätzt werden. Zur Entwässerung müssen täglich 90 kWh Energie aufgebracht werden (Kapitel 6.3), womit bei einer angenommenen Mikrowellenlaufzeit von 8h/Tag eine Leistung von ca. 12 kW (entsprechend ca. 15 handelsüblichen Mikrowellen; ca. 2.000 – 3.000 €) installiert werden müsste. Es ist davon auszugehen, dass die notwendigen Umbauten, Erweiterungen und Sicherheitseinrichtungen (Abschirmung, Hitze) weitaus teurer sind als einzelne (Haushalts-) Geräte, sodass für die Mikrowelle ein Preis von mindestens 20.000 € angenommen werden kann.

Somit ergeben sich die in Tabelle 8-9 dargestellten, überschlägig abgeschätzten Kosten.

Tabelle 8-9: *Investitionen der Schlammbehandlungsvarianten*

Variante	Speicher	Maschinen	Rang
1 Mikrowelle	8.500 €	20.000 € Eindickung + Mikrowelle 20.000 €	3
2 Trockenbeete	8.500 €	keine (siehe Betriebskosten)	1
3 Abtransport	17.000 €	20.000 € Entwässerung	2

Beim Vergleich der Investitionen schneidet die Variante „Trockenbeet“ somit am günstigsten ab, da weder eine Voreindickung noch Entwässerungsmaschinen erforderlich sind.

Betriebskosten

Aufgrund der separaten Betrachtung des Kriteriums „Energie“ fallen insbesondere für die Variante „Mikrowelle“ nur sehr geringe Betriebskosten (Abtransport des getrockneten Schlammes; 1-2 Fahrten pro Jahr) an.

Für die Trockenbeete kann – je nach Reinigungsverfahren bzw. Schlammanfall – von etwa 1.500 bis 2.000 €/Jahr für den Austausch der Filtervliese ausgegangen werden, deren Preis mit 1,50 bis 2 €/m² angesetzt werden kann [RIGONI 2009].

Die Betriebskosten für die Variante „Abtransport“ setzen sich (bei separater Betrachtung des Kriteriums „Energie“) vor allem aus den Treibstoffkosten für den Transport der vorentwässerten Schlämme an, die in der Größenordnung von ca. 200 € liegen.

Somit ergibt sich für das Kriterium „Investitionen und Betrieb“ folgende Bewertung (Tabelle 8-10).

Tabelle 8-10: Bewertung der Schlammbehandlungsvarianten hinsichtlich des Kriteriums „Investitionen und Betriebskosten“

Variante	Rang Investitionen (s.o.)	Rang Betriebskosten (s.o.)	Gesamt
1 Mikrowelle	3	1	2
2 Trockenbeete	1	3	2
3 Abtransport	2	2	2

8.2.3 Kriterium 3: Energie

Analog zur Betrachtung der Reinigungsverfahren ist es für einen Variantenvergleich ausreichend, die wesentlichen Unterschiede der Verfahren zu betrachten. Der Energiebedarf setzt sich aus dem Bedarf für die Entwässerung bzw. Trocknung sowie für die erforderlichen Transporte zusammen. Letztere basieren auf einer einfachen Fahrstrecke von 20 km und einem angenommenen Dieserverbrauch von 15 L/100 km. In Tabelle 8-11 sind die berechneten Energieverbräuche dargestellt.

Tabelle 8-11: Energiebedarf der Schlammbehandlungsvarianten

Variante	(Vor-) Entwässerung	Trocknung	Transport	Rang
1 Mikrowelle	1.300 – 1.700 kWh/a* (TR: 30%)	etwa 30.000 kWh/a*	120 kWh/a** (2 Fahrten)	3
2 Trockenbeete	entfällt	entfällt	150 kWh/a (2-3 Fahrten)	1
3 Abtransport	500 – 700 kWh/a* (TR: 5%)	entfällt	1.200 kWh/a (20 Fahrten)	2

*je nach Reinigungsverfahren und Schlammanfall

**2 Fahrten à 40 km; entsprechend 12 L Diesel; Varianten 2 und 3 analog

Es ist nicht überraschend, dass der Energiebedarf für die Variante „Mikrowelle“ auch unter Berücksichtigung einer Vorentwässerung mit Abstand am Größten ist. Für die Trockenbeete ist – unter Vernachlässigung der für alle Varianten erforderlichen Pumpentechnik – kaum Energie erforderlich. Analog zum Vergleich der Abwasserreinigungsverfahren gilt, dass die Eigenproduktion regenerativer Energie bei der abschließenden Bewertung dieses Kriteriums berücksichtigt werden muss.

8.2.4 Kriterium 4: Umwelt

Analog zur Bewertung der Abwasserreinigung sind qualitative und quantitative Kriterien zu beachten. Qualitativ ist die Variante „Trockenbeet“ aufgrund des großen Flächenbedarfs („Optik“) am Schlechtesten zu bewerten. Für die beiden anderen Verfahren kann diesbezüglich von relativ geringen Umweltbeeinträchtigungen ausgegangen werden, da sie in eine geschlossene Hütte integriert werden können.

Quantitativ entstehen aus 1 L Diesel etwa 2,65 kg CO₂; somit ergibt sich für Variante 1 eine transportbedingte CO₂-Produktion von gut 30 kg/a; für Variante 2 etwa 40 kg und für Variante 3 ca. 300 kg. In Tabelle 8-12 ist die Bewertung hinsichtlich des Kriteriums „Umwelt“ zusammengefasst.

Tabelle 8-12: Bewertung der Schlammbehandlungsvarianten hinsichtlich des Kriteriums „Umwelt“

Variante	Rang qualitativ	quantitativ (CO ₂ -Emission)	Gesamt
1 Mikrowelle	1,5	1	1,25
2 Trockenbeete	3	2	2,5
3 Abtransport	1,5	3	2,25

8.2.5 Kriterium 5: Betrieb

Es kann davon ausgegangen werden, dass der Betrieb der Varianten 1 und 3 weitgehend automatisiert werden kann und der betriebliche Aufwand vorwiegend durch Wartungs- und Überwachungsarbeiten sowie die Transportfahrten verursacht wird. Für die Varianten 1 und 3 ist bezüglich des Transportes ist hierbei für die Variante „Mikrowelle“ von einem geringeren Aufwand auszugehen, gegen diese Variante sprechen jedoch die gänzlich fehlenden Betriebserfahrungen und der daraus resultierende höhere Wartungs- und Überwachungsaufwand.

Die Filterschichten der Trockenbeete müssen bei der angesetzten Trocknungsdauer von 3-4 Wochen/Charge insgesamt 14-15x /Jahr ausgetauscht werden, was unzweifelhaft einen hohen Wartungs- und Betriebsaufwand verursacht, woraus sich die Einstufung (Tabelle 8-13) ergibt.

Tabelle 8-13: Bewertung der Schlammbehandlungsvarianten hinsichtlich des Kriteriums „Betrieb“

Variante	Rang
1 Mikrowelle	2
2 Trockenbeete	3
3 Abtransport	1

8.2.6 Kriterium 6: Innovation und Übertragbarkeit

Trockenbeete sowie Mikrowelle zeichnen sich durch einen relativ hohen Innovationsgrad aus (ganzjähriger Betrieb von Trockenbeeten in exponierter Lage, technische und betriebliche Fragestellungen bzgl. der Mikrowellentrocknung, ...), sodass beide Verfahren für ein Pilotprojekt sehr interessant wären. Die Variante „Abtransport“ hingegen stellt eher die konventionelle Lösung dar, woraus sich folgende Einstufung ergibt (Tabelle 8-14).

Tabelle 8-14: Bewertung der Schlammbehandlungsvarianten hinsichtlich des Kriteriums „Innovation“

Variante	Rang
1 Mikrowelle	1,5
2 Trockenbeete	1,5
3 Abtransport	3

8.3 Variantenvergleich und Empfehlung

Zusammengefasst ergibt sich für die drei verglichenen Abwasserreinigungsverfahren folgende Bewertung, wenn eine gleichwertige Gewichtung der Kriterien erfolgt (Abbildung 8-1).

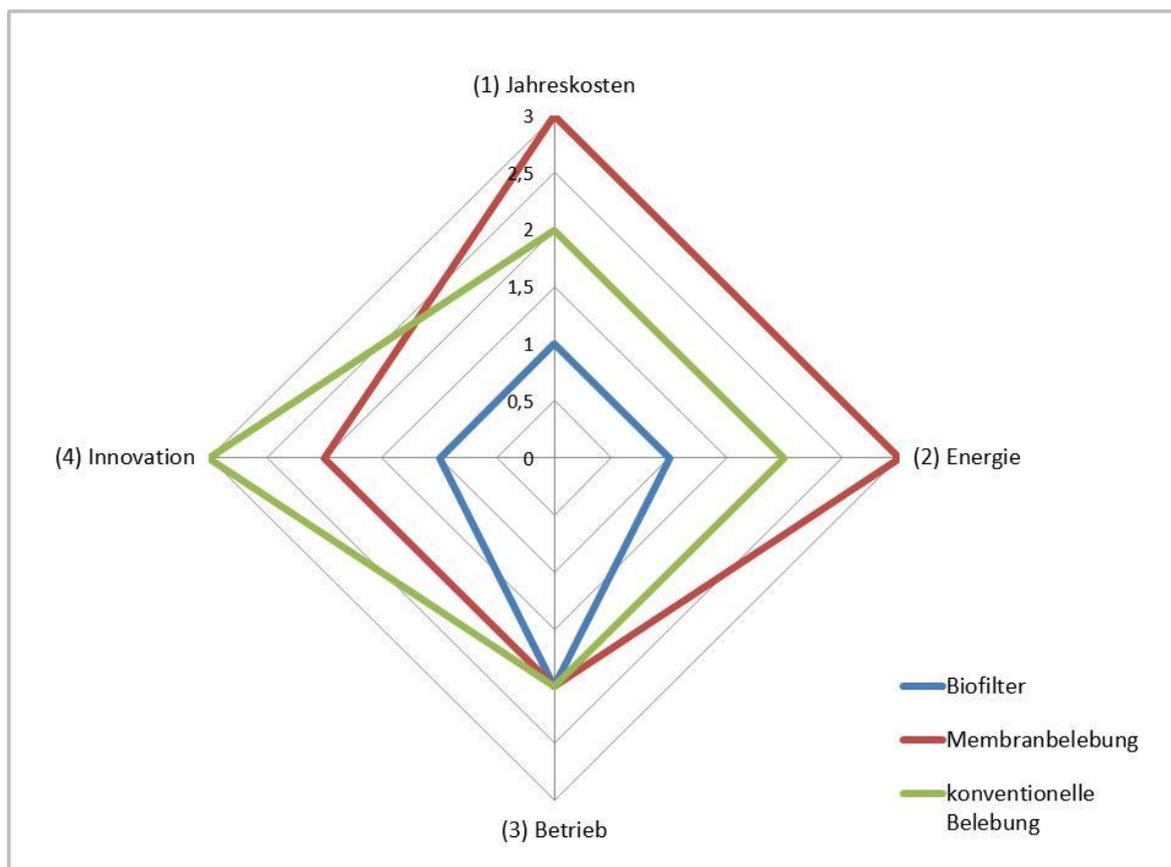


Abbildung 8-1: Vergleich der Abwasserreinigungsverfahren

Aus Abbildung 8-1 geht hervor, dass die modulare Biofilteranlage zur Abwasserreinigung die eindeutige Vorzugsvariante nach den betrachteten Kriterien darstellt. Die konventionelle Belebung hat aufgrund der geringeren Jahreskosten und des geringeren Energiebedarfes Vorteile gegenüber dem Membranverfahren. Es wurden alle Varianten gleich gut/schlecht bzgl. der Kriterien „Flächen- und Raumbedarf“ und „Gewässerbelastung“ bewertet, welche somit hinsichtlich einer abschließenden Empfehlung keine größere Relevanz besitzen.

Unter der zulässigen Vernachlässigung des Kriteriums Energie (vgl. 8.1.3) sprechen weiterhin die hohen Kosten und der hohe Aufwand für Wartung und Betrieb der hochtechnischen Anlage gegen die Varianten 2 und 3; beides ist für das Untersuchungsobjekt als besonders kritisch zu bewerten.

Der im Rahmen des vorliegenden Projektes entwickelte und untersuchte modulare Biofilter stellt das Verfahren mit der größten Innovation dar. Das System wurde jedoch bisher ausschließlich im Labormaßstab betrieben. Vor diesem Hintergrund liegen keine Erfahrungen zum Betrieb im großtechnischen Maßstab an Berghütten vor. Bei der Entwicklung wurde jedoch auf eine einfache Handhabbarkeit und Betriebsweise geachtet, um das Verfahren für einen Hüttenwirt möglichst betreiberfreundlich zu gestalten. Durch den modularen Aufbau und der leichten Bauweise der Module aus PE und Blähglasgranulat sind einzelne Anlagenteile problemlos auszutauschen.

Bei der Entscheidung über eine Vorzugsvariante für den untersuchten Standort sollten die genannten Kriterien unterschiedlich gewichtet und die Vor- und Nachteile ein-

zelner Varianten abgewogen werden. Zur Umsetzung am Standort wird letztlich eine Sanierung der vorhandenen Becken verbunden mit einer Separation des Urins aus dem Herrenbereich der öffentlichen Toiletten im Erdgeschoss empfohlen. Diese Lösung stellt den Betreiber nicht zusätzlich vor die Herausforderung, sich an ein gänzlich „neues“ Abwasserbehandlungssystem zu gewöhnen. Abzuwarten bleibt jedoch, wie sich der Betrieb der Anlage in Zukunft gestaltet.

Eine Umsetzung des modularen Biofilters an diesem konkreten Standort wird hier nicht empfohlen, obwohl es technisch ohne Einschränkung möglich wäre. Die Gründe hierfür stehen eher im Zusammenhang mit den gemachten Erfahrungen zur Arbeit an Extremstandorten im polnischen Teil der Hohen Tatra. Mehr dazu im Kapitel 9.

In Abbildung 8-2 sind die drei Schlammbehandlungsverfahren vergleichend dargestellt.

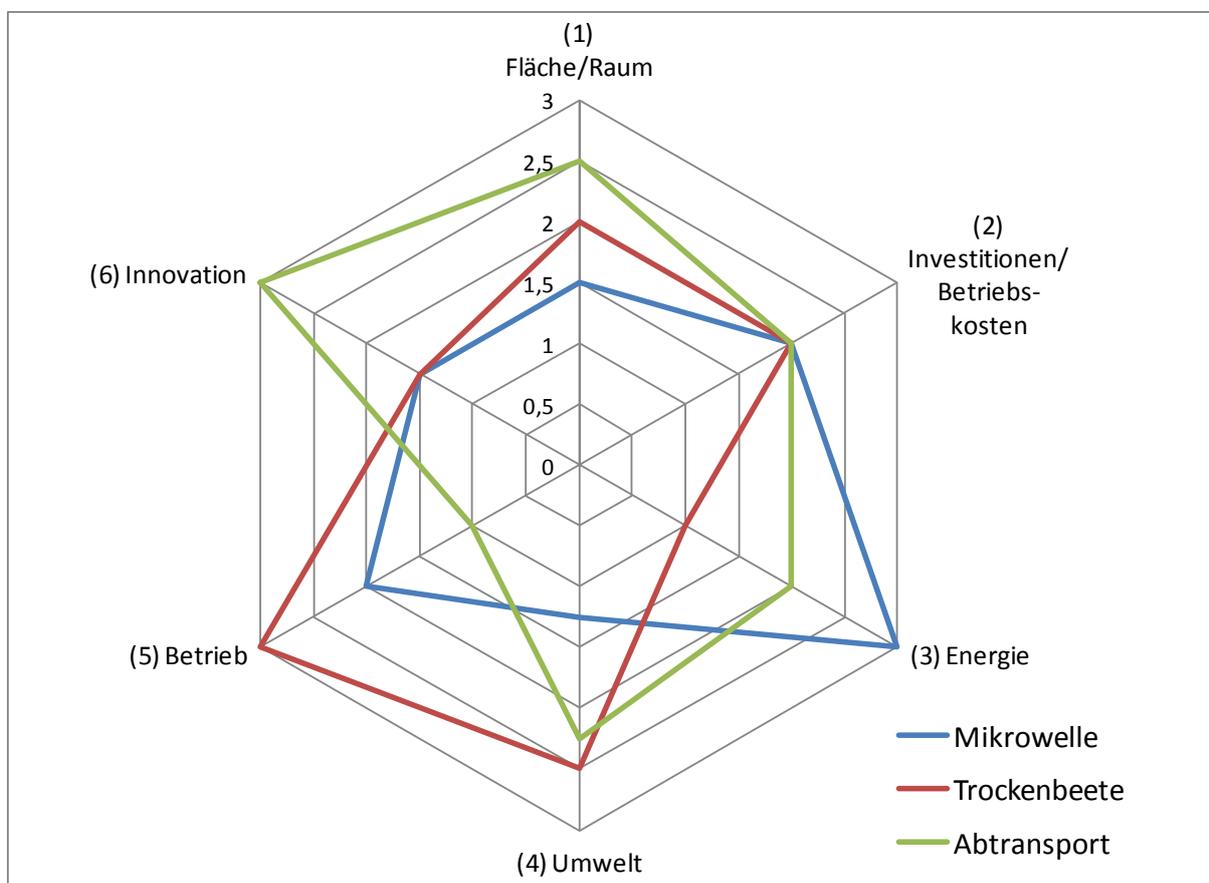


Abbildung 8-2: Vergleich der Schlammbehandlungsverfahren

Im Gegensatz zu den Reinigungsverfahren gibt es bezüglich der Schlammbehandlung keine eindeutige Vorzugsvariante. Werden alle Kriterien gleich gewertet, so schneidet die Mikrowellentrocknung (knapp) am besten ab. Kritisch sind vor allem der große Energieverbrauch sowie die noch fehlenden Betriebserfahrungen, die jedoch wiederum interessante Fragestellungen im Hinblick auf ein Pilotprojekt aufwerfen. Der Energieverbrauch kann jedoch hinsichtlich der Übertragbarkeit auf andere Standorte ein KO-Kriterium darstellen, sofern dort nicht ebenfalls überschüssige regenerative Energie vorhanden ist. Es kann somit nicht empfohlen werden, das

Verfahren mit einem großen finanziellen und betrieblichen Aufwand im Pilotmaßstab zu installieren und zu untersuchen.

Auch bei der Transportvariante ist die Übertragbarkeit eingeschränkt, da nicht alle entlegenen Standorte über eine Straßen- oder Wegeanbindung verfügen; jedoch ist die Variante zumindest für ähnlich erschlossene Standorte praktikabel. Eine pilot-technische Umsetzung scheint jedoch nicht sinnvoll, da diese Variante, die ja den Referenzzustand darstellt, im vorliegenden Fall leicht und (mutmaßlich) problemlos umgesetzt werden kann.

Insofern verbleiben die Trockenbeete als kostengünstige und energiesparende Alternative, deren Umsetzung zudem einen deutlichen Erkenntnisgewinn erwarten lässt. Es wird empfohlen, mit den entsprechenden Behörden abzuklären, ob die Variante umsetzbar ist, wobei insbesondere die Aspekte „Landschaftsbild“ und „Flächenbedarf“ detailliert betrachtet und bewertet werden müssen.

Sollte die Umsetzung möglich sein, wird sich im langfristigen Betrieb zeigen, ob das Verfahren tatsächlich ganzjährig effektiv betrieben werden kann. Sollte das Verfahren nicht umgesetzt werden dürfen wird empfohlen, die anfallenden Schlämme maschinell auf einen TR von 30-40% zu entwässern und diese nach einer Lagerung abzufahren. Diese Variante – im Prinzip eine Abwandlung des Status Quo – ist auch für den Fall in Betracht zu ziehen, wenn sich die Trockenbeete im Rahmen der Pilotphase als nicht praktikabel erwiesen haben sollten.

9 Fazit

Die Ergebnisse des dargestellten Projektes „KOMPEX II“ zeigen, dass es gelungen ist, die modulare Biofilteranlage zur Abwasserreinigung und verschiedene Schlammbehandlungsverfahren weiterzuentwickeln und an die Randbedingungen der Extremstandorte weiter anzupassen. Ein Abwasserbehandlungsverfahren in modularer Bauweise der Reaktoren unter Verwendung von leichtem, anorganischem Filtermaterial ermöglicht eine manuelle Konfiguration der Module ohne schweres Gerät bei schlechter Zugänglichkeit und Gestaltungsfreiheit. Mit der Durchführung entsprechender Versuche zur Abwasser- und Schlammbehandlung wurden Vorteile dieser Verfahrensweise und Leistungsreserven gefunden und ausgenutzt.

Der modulare Biofilter wurde hinsichtlich der Nährstoffelimination weiterentwickelt und dimensioniert. Es wurden Bemessungsgrundsätze und betriebliche Empfehlungen abgeleitet, mit denen eine sichere CSB- und Nährstoffelimination gewährleistet werden kann. Der technische Aufbau der Anlage sowie deren Funktionsstabilität konnte insbesondere im Hinblick auf die Betriebssicherheit und -stabilität optimiert werden.

Die Schlammbehandlungsverfahren wurden ebenfalls hinsichtlich ihrer Umsetzbarkeit an Extremstandorten weiterentwickelt. Insbesondere für die natürlichen Trocknungsverfahren konnten Betriebs- und Bemessungskriterien abgeleitet werden; darüber hinaus konnten Empfehlungen zur Fest-/Flüssig-Trennung und zur Vorklärung hergeleitet werden.

Parallel zur den Untersuchungen zur Abwasser- und Schlammbehandlung wurde von den Projektpartnern der LU Krakau ein Untersuchungsobjekt (Hütte „Polana Chochołowska“) in der Hohen Tatra ermittelt. Die Kenndaten zur Hütte wie Übernachtungszahlen und Tagesgäste, Dimensionen des bestehenden Abwassersystems sowie Daten zu Abwasseranfall und -belastung wurden zusammengefasst. Im Mai 2009 wurden die bisherigen Forschungsergebnisse der drei Projektpartner im Rahmen eines Workshops auf der Hütte diskutiert.

Die letztlich vorgeschlagene Verfahrenskombination aus der Ertüchtigung der bestehenden Belebungsanlage und solare Trocknung bzw. Schlammabtransport ergibt sich aus den ermittelten Randbedingungen des untersuchten Objektes „Polana Chochołowska“ im Tatra Nationalpark in Kleinpolen. Nach Auswertung der sondierenden Untersuchungen vor Ort konnte festgestellt werden, dass die qualitativen und quantitativen Schwankungen beim Abwasseranfall nicht dem typischen Verlauf an gering bewirtschafteten Berghütten in exponierten Lagen entsprechen. Vielmehr ist aufgrund eines hotelähnlichen Betriebes der Herberge die Abwassercharakteristik mit dem häuslichen Abwasser vergleichbar. Zu Zeiten, an denen viele Wanderer die Herberge als Raststätte nutzen, kommt es lediglich temporär zu erhöhten Stickstoffbelastungen durch das Urinieren der Tagesbesucher. Nach Zählungen der Bauhaus-Universität Weimar vor Ort wird die männliche Benutzerzahl die lediglich uriniert mit 500 B/d (≈ 100 L/d) abgeschätzt. Durch eine Urinseparation auf den öffentlichen Toiletten könnte diese Spitzenbelastung durch Stickstoff verringert werden. Je nach Zu-

laufbelastung im Rohabwasser kann diese Urinmenge zeitlich ausgeglichen der Abwasserbehandlung zugeführt werden. Zudem ist die Energieversorgung durch die Nutzung von Wasserkraft als unproblematisch anzusehen.

Die Auswahl des Untersuchungsobjektes ist ein Indiz für die nicht optimale Zusammenarbeit zwischen den deutschen und polnischen Partnern. Internen Strukturen der polnischen Verwaltung, die unterschiedliche Auffassung von Organisation gepaart mit gesellschaftlichen und politischen Gegebenheiten in Polen beeinflussten die Bearbeitung und Zielerreichung des Projektes. Für die Projektpartner der Landwirtschaftlichen Universität Krakau war es eine unerwartete Herausforderung ein geeignetes Untersuchungsobjekt zu finden, da sich Betreiber teilweise wenig kooperativ zeigten und vor Ort Termine kurzfristig abgesagt wurden. Zudem wurden detaillierte Untersuchungen der ausgewählten Objekte aus verschiedenen Gründen nicht gewünscht, weshalb diese Hütten nicht als Untersuchungsobjekte in Frage kamen.

In der Diskussion auf dem Workshop im Mai 2009 auf der Hütte lies die polnische Verwaltung keine klare Strategie im Umgang mit dem Abwasser und Reststoffen von Ausflugszielen in der Hohen Tatra erkennen. Nach mehrmaligem Nachfragen war zu konstatieren, dass die Behörde ihrer Überwachungspflicht nur bedingt nachkommt. Somit besteht auch kein unmittelbarer Handlungsdruck der Verantwortlichen im Nationalpark. Ein weiteres Indiz dafür war die ablehnende Haltung zur Mitarbeit in dem INTERREG IV B – Projekt, wofür im Mai 2010 der Projektantrag vom der KNOTEN Weimar GmbH gestellt wurde. Im Rahmen des Projektes sollten innovative Demonstrationsobjekte in entlegenen Tourismusgebieten in naturgeschützten Gebirgsregionen in einem Netzwerk zusammengeschlossen werden. Damit verbunden war eine fachliche Begleitung und Unterstützung der Demonstrationsobjekte.

Insgesamt konnten durch die Bearbeitung des Projektes allgemeine Erkenntnisse und Erfahrungen zur Arbeit an Extremstandorten gewonnen werden. Die Lage des Untersuchungsobjektes in seiner malerischen natürlichen Umgebung fernab besiedelter Gebiete verspricht zwar für die Besucher optimale Freizeit- und Urlaubsbedingungen, erschwert jedoch eine detaillierte Untersuchung vor allem der quantitativen und qualitativen Abwasserzusammensetzung. Ver- und Entsorgungsleitungen sind zu großen Teilen in Eigenleistung verlegt und bieten kaum Revisions- und Kontrollmöglichkeiten, wie sie im kommunalen Bereich Stand der Technik sind. Lange Transportwege und Sperrzeiten im Nationalpark erfordern die Abwasseranalyse vor Ort. Dazu mussten alle nötigen Gerätschaften antransportiert und in einem beengten Raum, der als Feldlabor diente, installiert werden. Zudem gab es vor Ort keine Verbindung zu Internet- oder Mobilfunknetzen und der einzige Fernsprechautomat war nur eingeschränkt nutzbar. Somit war eine Kommunikation zur Universität in Krakau oder nach Deutschland bei Problemen und besonderen Vorkommnissen praktisch nicht möglich. Daneben stellt auch die Sprache eine Barriere zwischen polnischen Hüttenwirten und deutschen Wissenschaftlern dar.

Die Leistungsfähigkeit technischer Systeme, wie Abwasseranlagen, ist stark an den Betrieb, die Wartung und die Eigenkontrolle durch Fachkundige sowie dem Betreiber

(Hüttenwirt) gebunden. Auch in diesem Projekt wurde bestätigt, dass der Hüttenwirt nicht ausreichend qualifiziert ist, um den Betrieb und die Eigenkontrollen im ausreichenden Umfang durchzuführen. Nach unseren Erfahrungen ist es dem Hüttenwirt nicht zuzumuten, komplizierte abwassertechnische Systeme ordnungsgemäß zu betreiben. Deshalb ist es notwendig, die betrieblichen Belange in die Verantwortung von Fachkundigen zu geben. Dann kann auch die Palette der technischen Möglichkeiten vergrößert werden (z.B. Zugabe von Stoffen, Steuerung, Fernüberwachung etc.).

Als Ergebnis kann eine auf das Untersuchungsobjekt „Polana Chocholowska“ angepasste Verfahrenskombination zur Abwasser- und Reststoffentsorgung aus Ertüchtigung der Abwasserreinigung mit Urinseparation und solarer Schlamm-trocknung vorgeschlagen werden, die sich letztlich aus den Randbedingungen des untersuchten Objektes ergibt.

Aus Sicht der Autoren kann keine Empfehlung für die Umsetzung eines großtechnischen Demonstrationsprojektes am Standort der Herberge „Polana Chocholowska“ gegeben werden. Als Grund dafür ist in erste Linie die ermittelte Abwassercharakteristik zu nennen, die eher dem häuslichen Abwasser vergleichbar ist. Qualitative und quantitative Schwankungen beim Abwasseranfall treten nicht wie erwartet auf.

Literaturverzeichnis

- 91/271/EWG, 1991:** Richtlinie 91/271/EWG des Europäischen Rates vom 21. Mai 1991 über Behandlung von kommunalem Abwasser.
- 2000/60/EG, 2000:** Rat der Europäischen Gemeinschaft (EG). EU-Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und Rates zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik (Europäische Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRL) Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaft (ABl. EG) Nr. L 327/1 vom 22. Dezember 2000. Brüssel. 23. Oktober 2000.
- ATV, 1997:** Abwassertechnische Vereinigung (Hrsg.): ATV-Handbuch *Biologische und weitergehende Abwasserreinigung*. 4. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin 1997.
- ATV-DVWK, 2000:** Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (ATV-DVWK) – heute DWA. (Hrsg.), ATV-DVWK-Arbeitsblatt 131: *Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen*. Mai 2000.
- ATV-DVWK, 2001:** Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (ATV-DVWK) – heute DWA. (Hrsg.), ATV-DVWK-Arbeitsblatt 281: *Bemessung von Tropfkörpern und Rotationstauchkörpern*. September 2001.
- ATV-DVWK, 2003:** Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (ATV-DVWK) – heute DWA. (Hrsg.), ATV-DVWK-Arbeitsblatt 198: *Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen*. April 2003.
- BAHRS, 1978:** D. Bahrs. *Konditionieren von Abwasserschlämmen durch Gefrieren*. Veröffentlichungen des Institutes für Stadtbauwesen, TU Braunschweig, Heft 25, 1978.
- BAHRS, 1999:** D. Bahrs. *Prozesse der Klärschlammbehandlung*. Umdruck zur Vorlesung an der TU Braunschweig, Institut für Siedlungswasserwirtschaft. 1999. (unveröffentlicht).
- BEHÄLTER KG, 2010:** Prospekt Edelstahlbehälter, abgerufen unter http://www.behaelter-kg.de/tl_files/behaelterkg/pdf/Flachboden-Fuesse.pdf (27.07.2010)
- BRÄUTIGAM KUNSTSTOFFSYSTEME, 2009:** Bräutigam Kunststoffsysteme GmbH, Angebot zur Anfertigung von Modulen aus PE-HD, schwarz, nach Zeichnung, Mohlsdorf, 2009.
- BUX & BAUMANN, 2003:** M. Bux und R. Baumann. *Solare Trocknung von Klärschlamm. Verbreitung. Leistung und Kosten*. KA Abwasser, Abfall 50 (2003), Nr. 6, S. 732-739.
- DBU, 2002:** Deutsche Bundesstiftung Umwelt: *Abschlussbericht: Klärschlammproblematik im Hochgebirge, erste Phase*. 2002
- DBU, 2007:** Deutsche Bundesstiftung Umwelt: *Abschlussbericht: Klärschlammproblematik im Hochgebirge, zweite Phase*. 2007

- DBU, 2008:** Deutsche Bundesstiftung Umwelt: *Empfehlungen für die Reststoffentsorgung auf Berghütten – Hinweise für Betreiber, Planer und Behörden.* 2008
- DWA, 2007:** Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. - DWA (Hrsg.): *Schlammbehandlung, -verwertung und -beseitigung.* Wasserwirtschaftskurse M/4, Kassel, 17.-19. Oktober 2007. Hennef, 2007.
- DWA, 2008:** Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. - DWA (Hrsg.): *Neuartige Sanitärsysteme.* Themenband des DWA-Fachausschusses KA-1, Hennef, 2008.
- GELLER, 2003:** G. Geller und G. Höner. *Anwenderhandbuch Pflanzenkläranlagen: praktisches Qualitätsmanagement bei Planung, Bau und Betrieb.* Springer Verlag, Berlin, 2003.
- GÜNTHERT UND REICHERTER, 2001:** F.W. Günthert und E. Reicherter. *Investitionskosten der Abwasserreinigung.* Oldenbourg Industrieverlag, München, 2001.
- HALBACH, 2003:** Institut für Abwasserwirtschaft Halbach (Hrsg.). *Kommunale Abwasserbeseitigung – Normative Kosten und Risikoabbau.* 3. Auflage, Werdau 2003
- HENZE ET. AL., 1995A:** M. Henze, P. Harremoës, J. la Cour Jansen und E. Arvin. *Wastewater Treatment – Biological and Chemical Processes.* Springer Verlag. 1995.
- HENZE ET. AL., 1995B:** M. Henze, W. Gujer, T. Mino, G.v.R. Marais, T. Matsuo und M.C. Wentzel. *Activated sludge model No. 2. Scientific and Technical Reports. No.3. by IAWPRC – Task Group on Mathematical Modeling for Design and Operation of Biological Wastewater Treatment.* 1995.
- IMHOFF & IMHOFF, 2007:** Imhoff, Karl und Klaus R. *Taschebuch der Stadtentwässerung.* Oldenbourg Industrieverlag. 30. Auflage. München, 2007.
- IST-ANLAGENBAU, 2010:** Informationen zum Wendewolf-Verfahren, abgerufen unter <http://www.wendewolf.com/klsfragen.php?lang=de> (28.07.2009)
- KOPP, 2001:** J. Kopp. *Wasseranteile in Klärschlammuspensionen – Messmethode und Praxisrelevanz.* Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft, TU Braunschweig; Hrsg.: Gesellschaft zur Förderung des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft an der TU BS e.V., 2001.
- LFU, 1997:** Landesamt für Umweltschutz Baden-Württemberg: *Funktionsstörungen auf Kläranlagen.* Karlsruhe, 1997.
- LONDONG & HARTMANN, 2009:** Londong, J. und Hartmann, M. *Bericht über die Untersuchungen zur Schwimmschlammdeckenbildung in den Absetzbecken der PWC-Anlagen „Belvedere Nord“ und „Belvedere Süd“.* Bauhaus-Universität Weimar, Professur Siedlungswasserwirtschaft, 2009.

- MELIN ET AL, 2005:** T. Melin, J. Pinnekamp und M. Dohmann (Hrsg.). *Membrantechnik in der Wasseraufbereitung und Abwasserbehandlung*. Begleitbuch zur 6. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik, RWTH Aachen. 2005
- MENZ ET. AL., 2008:** Menz, V.; Digel, R.; Heidenreich, F. P. & Schötz, D.: *Umwelttechnik für alpine Berg- und Schutzhütten. Hintergrundwissen, Tipps und Beispiele aus der Praxis*. Bergverlag Rother GmbH München. 2008
- MUDRACK & KUNST, 2003:** Mudrack, K. und Kunst, S. *Biologie der Abwasserreinigung*. Spektrum Akademischer Verlag, 5. vollst. überarb. und erw. Aufl., Heidelberg, 2003.
- MÜLLER & HEINE, 2007:** Müller, M. und Heine, A. *Die Kleinkläranlage als Dauerlösung*. Wasserwirtschaft Wassertechnik (wwt) 6/2007 – Spezial Abwasser dezentral. HUSS-MEDIEN GmbH, Berlin. 2007
- PIJANOWSKI, 2009:** J. Pijanowski, G. Kaczor, T. Bergel und P. Bugajski. *Charakteristik des Untersuchungsobjektes*. Berichte zur Herberge im Chocholowska-Tal. LUK Krakau, 2009, unveröffentlicht
- PINNEKAMP & FRIEDRICH (HRSG.), 2003:** *Membrantechnik für die Abwasserreinigung*. Siedlungswasser- und Siedlungsabfallwirtschaft Nordrhein-Westfalen, Band 1. Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes NRW. 2003.
- RAUTENBACH ET AL, 1998:** R. Rautenbach, T. Melin und M. Dohmann (Hrsg.). *Membrantechnik in der öffentlichen Wasseraufbereitung und Abwasserbehandlung*. Begleitbuch zur 2. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik, RWTH Aachen. 1998
- RIGONI, 2009:** Rigoni, J. *Versuche zur Filtration des Abwasserstromes zur Vorklärung mit Filtermaterialien als nachwachsenden Rohstoffen....* Studienarbeit am ISWW der TU Braunschweig, 2009, unveröffentlicht.
- SCHILLING, 2003:** S. Schilling. *Bewertung der Membrantechnik zur Behandlung und Aufbereitung kommunaler Abwässer*. Dissertation an der RWTH Aachen. 2005.
- TEICHGRÄBER, 1988:** B. Teichgräber. *Zur Nitrifikation von Abwässern mit geringer Säurekapazität*. Institut für Siedlungswasserwirtschaft der technischen Universität Braunschweig, Heft 45, Braunschweig. 1988.
- THERMO-SYSTEM, 2010:** Prospekt zur solaren Klärschlamm-trocknung, abgerufen unter http://www.thermo-system.com/fileadmin/user_upload/PDF_Datei/deutsch/Prospekt_KS_de.pdf (28.07.2009)
- WALTER, 1989:** Walter, P. *Biologischer Abbau der Kohlenstoff-, Stickstoff-, und Phosphorverbindungen eines hochbelasteten Abwassers in einer halotechnischen dreistufigen Hubstrahlreaktoranlage*. Dissertation TU Berlin, 1989.