

# **Betrieb einer neuen SBR-KlÄranlage unter Berücksichtigung der Ergebnisse integrierter Ansätze mittels dynamischer Simulations- modelle für Kanalnetz und KlÄranlage – am Beispiel der ZentralklÄranlage Spenge –**

## **Abschlussbericht**

finanziell gefördert durch das  
**Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und  
Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen**

und die  
**Stadt Spenge**  
als Antragsteller





## Projektträger



**Ministerium für Umwelt  
und  
Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz  
des Landes Nordrhein-Westfalen**  
Schwannstraße 3  
40476 Düsseldorf  
Internet: [www.munlv.de](http://www.munlv.de)

## Projektantragsteller



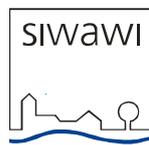
**Stadt Spenge**  
Lange Strasse 52-56  
32139 Spenge  
Telefon: (0 52 25) 87 68-0  
Telefax: (0 52 25) 87 68-55  
E-Mail: [info@spenge.de](mailto:info@spenge.de)  
Internet: [www.spenge.de](http://www.spenge.de)



## Projektbeteiligte



**LimnoTec Abwasseranlagen GmbH**  
Eickhorster Strasse 3  
32479 Hille  
Telefon: (0 57 03) 51 03-0  
Telefax: (0 57 03) 51 03-33  
E-Mail: [info@limnotec.de](mailto:info@limnotec.de)  
Internet: [www.limnotec.de](http://www.limnotec.de)



**Technische Universität Kaiserslautern  
Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft  
und Zentrum für Innovative AbWasser-  
technologien**  
Paul-Ehrlich-Straße 14  
67663 Kaiserslautern  
Telefon: (0631) 250 - 3685  
Telefax: : (0631) 250 - 3905  
E-Mail: [gevatter@rhrk.uni-kl.de](mailto:gevatter@rhrk.uni-kl.de)  
Internet: [www.siwawi.arubi.uni-kl.de](http://www.siwawi.arubi.uni-kl.de)



**Bockermann Fritze  
IngenieurConsult**  
Dieselstraße 11  
32130 Enger  
Telefon: (0 52 24) 97 37-0  
Telefax: (0 52 24) 97 37-50  
E-Mail: [mail@bockermann-fritze.de](mailto:mail@bockermann-fritze.de)  
Internet: [www.bockermann-fritze.de](http://www.bockermann-fritze.de)



## Ansprechpartner der Projektbeteiligten



**LimnoTec Abwasseranlagen GmbH**

Dr. rer. nat. Niels Holm

Dr. rer. nat. Sabine Rönner-Holm

Dipl.-Ing. Herbert Teinert

## Technische Universität Kaiserslautern



**Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft und**

**Zentrum für Innovative AbWassertechnologien**



Prof. Dr.-Ing. Theo G. Schmitt

Prof. Dr.-Ing. Heidrun Steinmetz

Dipl.-Ing. mgr inż. Bartosz Slizewski

Dipl.-Ing. Inka Kaufmann Alves



Dipl.-Ing. Ralf Fritze

Dipl.-Ing. Juliane Röthemeyer

Dipl.-Ing. Hans-Joachim Anton

**Für die Unterstützung während des Projektes danken wir der**



**Stadt Spenge mit**

Jens Nickolaus

Heiko Holtmann

Thomas Klein

Jan Magnus

Stefan Müller

Jens Höhne

Bernd Denhelt



## ZUSAMMENFASSUNG

Da in den letzten Jahren die Zahl der in Deutschland und auch in anderen Ländern befindlichen SBR-Anlagen stark angestiegen ist und die SBR-Technologie auch zunehmend bei größeren Kläranlagen Anwendung findet, ist es besonders wichtig, integrierte Ansätze für SBR-Kläranlagen mit Mischkanalisationen systematisch zu analysieren.

Ziel des vorliegenden Projektes war es, durch einen integrierten Betrieb und Optimierung der einzelnen Anlagenteile und Systemkomponenten der SBR-Kläranlage und des Kanalnetzes in Spenge die Emissionen aus dem Gesamtsystem zu minimieren und einen stabilen und kostengünstigen Betrieb der Kläranlage Spenge zu erreichen. Dabei sollten insbesondere die Auswirkungen unterschiedlicher Betriebsweisen der beiden Pufferbehälter auf der Kläranlage untersucht werden. Das große Puffervolumen in Kombination mit dem DIC-SBR-Verfahren ermöglicht dabei die Untersuchung von Strategien, bei denen Fracht und Hydraulik relativ stark entkoppelt werden können.

Um das ökologische und ökonomische Potenzial eines integrierten Ansatzes abschätzen zu können, wurden detaillierte Modelle von Kanalnetz und Kläranlage erstellt. Auf der Grundlage zahlreicher Niederschlags-Abflussmengen und Qualitätsmessungen und der umfangreichen Datenbank des Prozessleitsystems wurden die Modelle kalibriert. Neben einer möglichst realitätsnahen Abbildung der Prozesse im Kanalnetz und auf der Kläranlage war die modelltechnische Abbildung des zeitlich variablen Fremdwassereinflusses ein Schwerpunkt.

Die detaillierte Untersuchung des Abflussgeschehens im Kanalsystem des Einzugsgebietes der KA Spenge hat gezeigt, dass der Fremdwasseranteil im Zufluss zur Kläranlage im Jahresmittel bei ca. 50% liegt. Die hohen Unterschiede zwischen dem Fremdwasserabfluss im Winter und Sommer sollten bei der Entwicklung von Steuerstrategien für einen integrierten Betrieb von Kanalnetz und Kläranlage berücksichtigt werden.

Da die Kläranlage Spenge auch für größere Durchsatzkapazitäten als der derzeitige Bemessungszufluss ausgelegt ist, wurde untersucht, wie diese erhöhten Zuflussstufen durch Drosselanpassungen aus dem Kanalnetz erreicht werden können und ob aus Emissionssicht eine Beschickung über den derzeitigen Bemessungszufluss hinaus sinnvoll ist. Hierbei wurde ein Konzept mit statischen Anpassungen von wenigen Drosselabflüssen vorgeschlagen.

Zunächst wurde das Potential erhöhter Drosselabflüsse aus Kanalnetz-Sicht ermittelt. Hierbei hat sich gezeigt, dass sich erhöhte Drosselabflüsse aus Kanalnetz-Sicht in allen betrachteten Belastungsparametern positiv auf das Gewässer auswirken. Entlastungsvolumen und -frachten können in entscheidendem Maß verringert werden (z.B. bei  $Q_M = 250$  l/s die CSB-Fracht um 21%,  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht um 32%).

Auch die Anzahl der Entlastungsereignisse verringert sich merklich und damit können kleinere Entlastungsereignisse ganz vermieden werden. Aufgrund ungünstiger Mischungsverhältnisse können die Entlastungskonzentrationen gerade bei solchen Ereignissen sehr hoch sein. Eine Erhöhung des Abflusses über 250 l/s hinaus hat allerdings keine weitere deutliche Verbesserung mehr gebracht.

Die Simulation der Kläranlage wurde grob unterteilt in die Optimierung der Reinigungs- und der hydraulischen Leistung. Es wurden ca. 500 Simulationsanalysen mit dem Kläranlagenmodell durchgeführt und 18GB an Daten produziert. Die maximalen Ablaufwerte von  $N_{\text{ges}}$ ,  $\text{NO}_3$ ,  $\text{NH}_4$ ,  $P_{\text{ges}}$  und  $\text{CSB}_{\text{ges}}$  sowie die Laufzeiten der Aggregate, die Überschuss- und RS-Schlamm-

mengen und die Fällmittelmengen wurden dokumentiert und zur Berechnung der Betriebskosten verwendet.

Die Simulationen zur Optimierung der Reinigungsleistung umfassten die Optimierung des RS- und des DIC-SBR-Verfahrens, die Optimierung des Ausgleichs über den Pufferbehälter 1, die Optimierung der Belüftung erstmals auch unter temperaturabhängigen Aspekten und der Einstellung der Zyklusstrategie.

So konnte beim RS-Verfahren erstmals mit Hilfe der Simulation neben der Senkung der Nitratwerte auch eine Senkung der Phosphatwerte ermittelt werden. Dabei erwies sich der RS-Abzug in der Sedimentationsphase am kostengünstigsten. Das mit Hilfe der Simulation optimierte DIC-SBR-Verfahren konnte zusätzlich zur Verbesserung der Gesamtemission beitragen.

Der beste tägliche Ausgleich des Kläranlagenzulaufs unter Trockenwetterbedingungen war mit dem sog. Typushöhengang basierend auf dem  $\text{NH}_4$ -Frachtausgleich möglich, der in einem iterativen Prozess mit Hilfe der Simulation optimiert wurde. In diesem Fall kam es zu einer drastischen Senkung der  $\text{N}_{\text{ges}}$ - und Nitratlaufwerte; die Betriebskosten waren dabei sogar am geringsten.

Bei der Optimierung der Belüftungsstrategie konnte eine Ammonium- und Nitratbegrenzung die Betriebskosten senken, ohne die Gewässerqualität ökologisch bedenklich zu belasten. Eine temperaturabhängige Einstellung der Belüftung beinhaltet ebenfalls großes Optimierungspotential und sollte vor allem bei Anlagen in Betracht gezogen werden, die über keine Ammonium- und Nitratbegrenzung verfügen.

Die Optimierung der hydraulischen Leistungsfähigkeit umfasste die Ermittlung geeigneter Merkmale für den Sprung in geringere Zeitzyklen bei Regenereignissen, den Vergleich der Steigerung der hydraulischen Leistung durch kürzere Zeitzyklen oder durch Erhöhung der Dekantiermengen, die Analyse zur Bewirtschaftung der Pufferbehälter, die Auswirkung bei erhöhter Mischwassermitbehandlung und die Untersuchung des Optimierungspotentials bei einem automatisch gesteuerten Sprung in längere Zeitzyklen nach Ende eines Regenereignisses.

Nur die Zulaufmengen in l/s oder in  $\text{m}^3/30$  min und die Regenmengen in mm/30 min konnten als geeignete Merkmale des Zulaufs genutzt werden, um ein Regenereignis rechtzeitig anzuzeigen und damit den Sprung in kürzere Zyklen auszulösen. Die Anstiegsgeschwindigkeit in der Höhe im Pufferbehälter 1 und der Höhenstand im Puffer 2 können als zusätzliche Merkmale genutzt werden.

Die Steigerung der Dekantiermengen führte zu höheren  $\text{N}_{\text{ges}}$ - und  $\text{NO}_3$ -Ablaufwerten und zur Steigerung der Betriebskosten. Daher sollte die bereits vorher bestehende Strategie durch Verkürzung der Zeitzyklen bei einem Regenereignis bevorzugt eingesetzt werden.

Simulationsstudien haben dabei gezeigt, dass je mehr von dem anfänglichen Spülstoß eines Regenereignisses in längeren, reinigungsstärkeren Zeitzyklen abgearbeitet werden kann, um so geringer sind die Ablaufwerte. Dabei bleiben die Betriebskosten unverändert. Daher lohnt eine optimierte Einstellung der hydraulischen Leistung durch den Sprung in kürzere Zyklen auf jeden Fall.

Bei der Bewirtschaftung der beiden Pufferbehälter war es am günstigsten zuerst den Puffer 1 möglichst voll zu füllen und dann erst den Puffer 2 zu beschicken. Darüber hinaus ist es etwas kostengünstiger, aber mit geringfügig höheren Ablaufwerten verbunden, zuerst den Puffer 2 und dann den Puffer 1 zu entleeren, als beide gleichzeitig.

Bei den Simulationsstudien konnte die ZKA Spenge einen Zulauf bis zu 270 l/s mit den Standardeinstellungen problemlos abarbeiten. Darüber hinaus konnten je nach Regenereignis durch zusätzliche Aktivierung des 3h-Zyklus und/oder Erhöhung der Dekantiermengen teilweise bis zu 300 l/s durchgesetzt werden.

Durch eine automatisch gesteuerte Regeltechnik, die den Sprung in längere Zeitzyklen nach dem Ende eines Regenereignisses steuert, können die Ablaufwerte und die Betriebskosten gesenkt werden.

Die integrierte Betrachtung von jahresbezogenen Gesamtemissionen aus Kanalnetz und Kläranlagenablauf hat gezeigt, dass es durchaus sinnvoll ist, die Kläranlage Spenge über den derzeitigen Bemessungsfluss von 200 l/s hinaus zu beschicken. Ein optimaler Zufluss ergab sich nach Jahresemissionsbetrachtung bei ca. 245-265 l/s. Bezogen auf das Gesamtsystem können dann bei Regenwetter jährlich 8% der CSB-Emissionen und sogar 27% der Ammoniumfrachten eingespart werden.

Eine Verbesserung der Entlastungstätigkeiten aus dem Kanalnetz ist bereits durch wenige Drossel-Änderungen möglich. Neben den positiven Auswirkungen auf die Gewässer können durch eine integrierte Betrachtung von Kanalnetz und Kläranlage im Bereich des Kanalnetzes durch eine Verringerung der Beschickungshäufigkeit von Becken Betriebskosten, insbesondere der Aufwand zur Beckenreinigung oder Beckenentleerung bei RÜB im Nebenschluss, eingespart werden.

Durch die detaillierte Betrachtung einzelner Ereignisse bei erhöhter Beschickung in der Kläranlagensimulation lässt sich ableiten, dass bei Belastungssituationen in denen eine geringe Abwassertemperatur vorliegt, lange Regendauern auftreten und ein hoher Fremdwasserzufluss zu erwarten ist, eine Beschickung der Kläranlage über die derzeitigen 200 l/s hinaus eher nicht stattfinden sollte. In den Sommermonaten dagegen und bei zu erwartenden geringen Regendauern in den Wintermonaten kann durchaus der Zufluss zur Kläranlage erhöht werden. Aus Gewässersicht ist dies besonders im Sommer bedeutsam, da bei hohen Temperaturen die Sauerstofflöslichkeit eher schlecht ist. Die Sauerstoffzehrung ist demgegenüber jedoch erhöht, da die Umsatzraten der Organismen hoch sind. Hier wäre die ereignisbezogene Reduzierung der Gewässerbelastung besonders wirkungsvoll.

Für die großtechnische Umsetzung von Strategien auf der Kläranlage wurden nur solche Maßnahmen ausgewählt, die sich positiv auf die Gesamtsituation und/oder auf die Betriebskosten auswirken. Die meisten Maßnahmen zur Steigerung der Reinigungs- und hydraulischen Leistung der Kläranlage konnten ohne Probleme umgesetzt werden. Die Überprüfung der eingeführten Strategien hat ergeben, dass fast alle simulierten Ergebnisse bestätigt wurden. Dies ist ein gutes Maß für die Güte des Kläranlagenmodells. Es gab nur Abweichungen bei den  $P_{ges}$ -Ablaufwerten, die sich in der Simulation und Realität teilweise konträr verhielten. Daher empfehlen wir die Überprüfung des EAWAG-BioP-Moduls.

Die eingeführten Maßnahmen haben insgesamt zu einer Verringerung der Gesamtemission und der Betriebskosten geführt, wodurch die Betriebsführung der Kläranlage verbessert und gesichert werden konnte. Die realen, mittleren Eliminationsraten lagen vor der Einführung der meisten Optimierungsmaßnahmen im Jahr 2005 bei 93% und nach der Einführung im Jahr 2006 bei 95%, während die alte Anlage eine Eliminationsrate von nur ca. 84% aufwies. Die Einsparung der Betriebskosten hingegen lag gegenüber der alten Anlage bei ca. 35.000 € / Jahr (24%) und durch die Einführung der Optimierungsmaßnahmen im Jahr 2006 bei ca. 25.000 € / Jahr (17%) gegenüber dem Vorjahr ohne Optimierungsmaßnahmen. Dabei ist zusätzlich zu

berücksichtigen, dass die neue Anlage aufgrund der Erweiterung mit einer weitaus höheren Schmutzfracht belastet ist und dass einige der Optimierungsmaßnahmen erst im Jahr 2007 eingeführt wurden. Daher ist von einer noch größeren Einsparung auszugehen als oben angegeben.

# INHALTSVERZEICHNIS

<b>TABELLENVERZEICHNIS .....</b>	<b>V</b>
<b>ABBILDUNGSVERZEICHNIS.....</b>	<b>VII</b>
<b>1 EINFÜHRUNG .....</b>	<b>1</b>
1.1 Veranlassung und Problemstellung .....	1
1.2 Zielsetzung des Forschungsvorhabens .....	2
1.3 Vorgehensweise .....	4
<b>2 INTEGRIERTE BETRACHTUNG VON KANALNETZ UND SBR-KLÄRANLAGE.....</b>	<b>5</b>
2.1 Integrierte Steuerung und Bewirtschaftung von Kanalnetz und Kläranlage.....	5
2.2 Schmutzfrachtsimulation.....	7
2.3 Simulation von Kläranlagen .....	8
2.4 Vorgehen bei der Simulation.....	8
2.4.1 Belebtschlammmodelle .....	10
2.4.2 EAWAG-BioP-Modell .....	12
2.4.3 Kombination von ASM3 mit dem EAWAG-BioP-Modell .....	13
2.4.4 Zulauffraktionierung.....	13
2.4.5 Oxygen Uptake Rate .....	17
2.4.6 Nitrate Uptake Rate .....	18
2.4.7 Phosphate Uptake Rate .....	18
2.5 SBR-Verfahren und Mischwasserbehandlung .....	18
2.5.1 Das SBR-Verfahren.....	18
2.5.2 Das DIC/RS-SBR-Verfahren .....	21
2.5.3 Die Mischwassermitbehandlung beim SBR-Verfahren .....	22
2.6 Zwischenfazit.....	24
<b>3 GRUNDLAGEN.....</b>	<b>25</b>
3.1 Beschreibung des Projektgebietes und der Projektanlage.....	25
3.1.1 Allgemeine Beschreibung des Projektgebietes.....	25
3.1.2 Beschreibung der Kanalisation und der Sonderbauwerke .....	26
3.1.3 Beschreibung der Kläranlage Spenge .....	30
3.2 Messkampagnen .....	42
3.2.1 Niederschlagsdaten und -messungen .....	43
3.2.2 Messungen im Kanalnetz .....	43
3.2.3 Messungen auf der Kläranlage.....	56
3.3 Weitere verwendete Unterlagen und Daten .....	94
3.3.1 Daten zu Kanalisation.....	94
3.3.2 Daten zur Kläranlage Spenge.....	95
3.3.3 Daten zum Trockenwetterabfluss .....	96
3.3.4 Weitere Messdaten .....	96
3.4 Zwischenfazit.....	97
<b>4 FREMDWASSERPROBLEMATIK.....</b>	<b>98</b>
4.1 Vorbemerkung.....	98

4.2	Charakterisierung der Fremdwassersituation in Spenge .....	100
4.2.1	Zeitliche Variabilität des Fremdwasserabflusses .....	100
4.2.2	Örtliche Variabilität des Fremdwasserabflusses .....	104
4.3	Modelltechnische Abbildung des Fremdwasserseinflusses .....	106
4.4	Zwischenfazit .....	108
<b>5</b>	<b>ERSTELLUNG DES KANALNETZMODELLS ZUR SCHMUTZFRACHTBERECHNUNG.....</b>	<b>109</b>
5.1	Grundlagen und Methodik .....	109
5.2	Beschreibung der verwendeten Software KOSMO .....	109
5.3	Erstellung und Verifizierung des Schmutzfrachtmodells .....	110
5.3.1	Grobnetzbildung und Abbildung der Sonderbauwerke .....	110
5.3.2	Berücksichtigung ungleichmäßiger Niederschlagsbelastung .....	114
5.3.3	Vorgehensweise zur Verifizierung des Schmutzfrachtmodells .....	114
5.3.4	Hydraulische Verifizierung und Simulationsparameter .....	114
5.3.5	Verifizierung der stofflichen Vorgänge und Simulationsparameter .....	122
5.4	Zwischenfazit .....	125
<b>6</b>	<b>ERSTELLUNG DES KLÄRANLAGENMODELLS .....</b>	<b>126</b>
6.1	Beschreibung der verwendeten Software .....	126
6.2	Erstellung des Kläranlagenmodells .....	126
6.2.1	Der Kalibrierungsreaktor .....	126
6.2.2	Das Gesamtmodell .....	129
6.3	Kalibrierung und Validierung des Kläranlagenmodells.....	135
6.3.1	Charakterisierung der Zuläufe.....	135
6.3.2	Kalibrierung und Validierung des Kalibrierungsreaktors .....	136
6.3.3	Ermittlung der Alpha-Wert-Variabilität .....	146
6.3.4	Einstellung der Abflüsse der Pufferbehälter .....	148
6.3.5	Kalibrierung des Gesamtmodells .....	152
6.4	Zwischenfazit .....	158
<b>7</b>	<b>ABSCHÄTZUNG DES OPTIMIERUNGSPOTENZIALS MITTELS SIMULATIONEN .....</b>	<b>160</b>
7.1	Kanalnetz - Schmutzfrachtsimulation .....	160
7.1.1	Vorgehensweise im Rahmen der Schmutzfrachtsimulationen.....	160
7.1.2	IST-Zustand .....	161
7.1.3	Langzeitsimulation für das „mittlere“ Jahr bei veränderten Drosselflächen.....	165
7.1.4	Einzelereignissimulationen.....	170
7.2	Ergebnisse der Kläranlagesimulation .....	175
7.2.1	Datenverarbeitung .....	176
7.2.2	Optimierung der Reinigungsleistung .....	176
7.2.3	Optimierung der hydraulischen Leistung .....	207
7.2.4	Automatische Änderung der Zeitzyklen nach einem Regenereignis.....	226
7.2.5	Überprüfung der Einstellungen anhand von realen Zulaufmengen.....	229
7.3	Gesamtemissionen aus Kanalnetz und Kläranlage .....	232
7.3.1	Abschätzung Gesamtfrachten aus Kanalnetz und Kläranlage auf Jahresbasis.....	232

7.3.2	Abschätzung Gesamtfrachten aus Kanalnetz und Kläranlage für ungünstige Belastungsfälle.....	234
7.4	Optimierungspotenzial und Zwischenfazit.....	237
7.4.1	Erkenntnisse zum integrierten Betrieb aus Sicht des Kanalnetzes .....	237
7.4.2	Erkenntnisse zum integrierten Betrieb aus Sicht der Kläranlage .....	237
7.4.3	Erkenntnisse integrierte Betrachtung Kanalnetz - Kläranlage.....	239
<b>8</b>	<b>EMPFEHLUNGEN FÜR BETRIEBSSTRATEGIEN BEI DER GROSSTECHNISCHEN UMSETZUNG .....</b>	<b>241</b>
8.1	Kanalnetz .....	241
8.1.1	Fremdwassersituation .....	241
8.1.2	Sonderbauwerke .....	241
8.1.3	Kläranlagenzuflusssituation – integrierte Betrachtung.....	242
8.2	Kläranlage .....	244
8.2.1	Optimierung der Reinigungsleistung.....	244
8.2.2	Optimierung der hydraulischen Leistung .....	245
8.2.3	Automatische Änderung der Zeitzyklen nach einem Regenereignis .....	245
8.3	Zwischenfazit.....	246
<b>9</b>	<b>GROSSTECHNISCHE UMSETZUNG.....</b>	<b>247</b>
9.1	Optimierung der Reinigungsleistung.....	247
9.2	Optimierung der hydraulischen Leistung.....	248
9.3	Automatische Änderung der Zeitzyklen nach einem Regenereignis .....	249
9.4	Optimierungspotential.....	249
9.5	Zwischenfazit.....	252
<b>10</b>	<b>FAZIT UND AUSBLICK .....</b>	<b>254</b>
	<b>LITERATURVERZEICHNIS .....</b>	<b>260</b>
	<b>ANHANG.....</b>	<b>268</b>
	Anhang A.1: Grundlagen .....	268
A1.1	Qualitätsmessungen im Kanalnetz .....	268
A.1.2	Regressionsanalyse zur Berechnung von CSB, CSBfilt und TS aus Sondenwerten .....	270
A.1.3	Parameter und Küvetteneigenschaften .....	276
A.1.4	Vergleich Stoffparameter Kanalnetz – Kläranlage .....	277
A.1.5	Qualitätsmessungen im Zulauf zum Beschickungspumpwerk .....	278
A.1.6	Qualitätsmessungen im Pufferbehälter 1 und 2.....	281
A.1.7	Qualitätsmessungen im Zulauf zum Leitreaktor.....	282
A.1.8	Qualitätsmessungen im Leitreaktor .....	283
A.1.9	Qualitätsmessungen im Ablauf.....	284
A.1.10	Übersicht der Biomassebestimmungen in Proben aus dem Zulauf des SBR2 (S) und dem Pufferbehälter 1 (P1) aus der Messkampagne 6 vom 02.12.2005 bis 04.12.2005 .....	285
A.1.11	Datensammlung zur Bestimmung der Sterberaten .....	286
	Anhang A.2: Modellerstellung Schmutzfrachtmodell .....	287
A.2.1	Grobnetzerstellung .....	287

A.2.2	Verifizierung – hydraulisch .....	288
A.2.3	Verifizierung - stofflich.....	291
A.2.4	Regulation Pufferbehälter 1 im ASM3-EAWAG-BioP-Modell .....	292
A.2.5	RS-Verfahren im ASM3-EAWAG-BioP-Modell.....	292
A.2.6	ÜS-Schlammabzug und RS-Verfahren .....	293
A.2.7	Belüftungsstrategie mit Auswertungstools .....	293
Anhang A.3: Simulationsrechnungen Schmutzfracht.....		294
A.3.1	Betrachtung „mittleres Jahr“.....	294
A.3.2	Betrachtung Szenarien .....	296

## TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2-1 :	Übersicht der i-Faktoren im ASM3-EAWAG-BioP-Modul.....	17
Tabelle 3-1 :	Charakteristische Werte für das Entwässerungsgebiet .....	26
Tabelle 3-2:	Regenüberlaufbecken .....	27
Tabelle 3-3:	Regenüberläufe und Trennbauwerke .....	28
Tabelle 3-4:	Regenklärbecken im Trennsystem .....	28
Tabelle 3-5:	Messeinrichtungen - Regenüberlaufbecken .....	44
Tabelle 3-6:	Bestimmung von Qualitätsparametern bei verschiedenen Messmethoden.....	52
Tabelle 3-7:	Betrachtung CSB und TS- Konzentrationen im Kanalnetz und Kläranlagenzufluss .....	56
Tabelle 3-8:	Übersicht und Bedingungen der durchgeführten Messkampagnen .....	56
Tabelle 3-9:	Übersicht aller bestimmten Analyseparameter .....	58
Tabelle 3-10:	Überwachungswerte und gemessene mittlere Ablaufwerte .....	69
Tabelle 3-11:	S <sub>S</sub> -Konzentrationen aus vorbereitenden Versuchen .....	71
Tabelle 3-12:	Angabe der unterschiedlichen Sterberatebestimmungen. ....	74
Tabelle 3-13:	Ergebnisse der Sterberatebestimmungen .....	75
Tabelle 3-14:	Daten zur Berechnung des Ertrages mit Abwasser .....	80
Tabelle 3-15:	Daten zur Berechnung des Ertrages mit NaAc .....	80
Tabelle 3-16:	Daten zur Berechnung des autotrophen Ertrags .....	81
Tabelle 3-17:	Daten zur Berechnung der maximalen autotrophen Wachstumsrate $\mu_{\max,A}$ .....	82
Tabelle 3-18:	Ergebnis der $\mu_{\max,A}$ Berechnung .....	82
Tabelle 3-19:	Daten zur Berechnung der maximalen heterotrophen Wachstumsrate $\mu_{\max,H+BioP}$ .....	83
Tabelle 3-20:	Ergebnis der $\mu_{\max,H+BioP}$ Berechnung. ....	84
Tabelle 3-21:	Daten für die Bestimmung des K <sub>S</sub> mit Acetat.....	85
Tabelle 3-22:	Daten für die Bestimmung des K <sub>S</sub> mit DIN-Medium.....	86
Tabelle 3-23:	Daten für die Bestimmung des K <sub>NH</sub> mit NH <sub>4</sub> Cl .....	87
Tabelle 3-24:	Daten zur Bestimmung der anoxischen Sterberate .....	90
Tabelle 3-25:	Daten der Behälter der Kläranlage Spenge .....	95
Tabelle 3-26:	Daten der Aggregate der Kläranlage Spenge.....	96
Tabelle 4-1:	Mittlere monatliche Fremdwasseranfälle 2003-2006.....	102
Tabelle 4-2:	Vergleich der Dreiecksmethode und der Methode des gleitenden Minimums 2003-2005 für Spenge.....	103
Tabelle 4-3:	„Repräsentative“ Messstellen für die Bestimmung der örtlichen Variabilität des Fremdwasserabflusses.....	104
Tabelle 4-4:	Fremdwasserzuflüsse an verschiedenen Messstellen im Vergleich zu Fremdwasserabfluss der Kläranlage .....	105
Tabelle 4-5:	Gemessene Konzentrationen und entsprechende Fremdwasseranteile am Trockenwettertagen.....	107
Tabelle 4-6:	Parameter zur Verschmutzung des Trockenwetterabflusses.....	108
Tabelle 5-1:	Kennzahlen des Grobnetzes .....	111
Tabelle 5-2:	Abwassertechnische Kenndaten der Regenbecken.....	112
Tabelle 5-3:	Abwassertechnische Kenndaten der Pumpwerke.....	113

Tabelle 5-4:	Abwassertechnische Kenndaten der Regenüberläufe und Trennbauwerke ....	113
Tabelle 5-5:	Parameter zur Verschmutzung des Niederschlagsabflusses .....	125
Tabelle 6-1:	Durch die Simulation angepasste Parameter für die Kläranlage Spenge .....	143
Tabelle 6-2:	$\alpha$ -Wert-Variabilität der bisher simulierten Kläranlagen aus Scharfscheer (2007) .....	147
Tabelle 6-3:	Neue und alte Kalibrierparameter für die Kläranlage Spenge .....	154
Tabelle 7-1:	Faktoren $f_{S,QM}$ im Drosselabfluss von Bauwerken beim derzeitigen Mischwasserabfluss zur Kläranlage von 200 [l/s] .....	161
Tabelle 7-2:	Entlastungsschwerpunkte im Einzugsgebiet im IST-Zustand .....	162
Tabelle 7-3:	Mischverhältnisse an den Einzelbauwerken .....	163
Tabelle 7-4:	Bilanzwerte der Langzeitsimulation 1960-1992 für IST-Zustand Spenge .....	164
Tabelle 7-5:	Kennwerte der Langzeitsimulationen Mittelwertes 1960-1992 und des Jahres 1979 .....	165
Tabelle 7-6:	Möglichkeiten zur Änderungen von Drosselabflüssen .....	166
Tabelle 7-7 :	Erhöhung von Drosselabflüssen .....	167
Tabelle 7-8:	Mischverhältnisse mittleres Jahr 1979 .....	168
Tabelle 7-9:	Charakteristik der Szenarien .....	171
Tabelle 7-10:	Charakteristik der fiktiven Regenereignisse .....	171
Tabelle 7-11:	Änderung von Drosselabflüssen zum Erreichen von Abflussspitzen .....	174
Tabelle 7-12:	Simulationsergebnisse zur Optimierung der Belüftung im 8h- und 6h- Zyklus .....	189
Tabelle 7-13:	Anzahl der optimierten Intervalle der Belüftung im 8h- und 6h-Zyklus.....	189
Tabelle 7-14:	Anzahl der optimierten Intervalle der Belüftung im 4h- und 3h-Zyklus.....	193
Tabelle 7-15:	Optimierte Einstellungen für den Sprung in kürzere Zyklen .....	222
Tabelle 7-16:	Optimierte Einstellungen für den Sprung in längere Zyklen .....	227
Tabelle 7-17:	Ermittlung der Kläranlagenablauffrachten (CSB) .....	232
Tabelle 7-18:	Gesamtfrachten für zwei Einzelereignisse, Abwassertemperatur = 10 °C.....	235
Tabelle 7-19:	Gesamtfrachten für Szenario 5-2, Abwassertemperatur = 18 °C .....	236
Tabelle 9-1:	Auszug der Acrondaten der ZKA Spenge für 2002, 2003, 2005 und 2006 .....	251
Tabelle 9-2:	Auszug der Acrondaten der ZKA Spenge für 2002, 2003, 2005 und 2006 nach Umrechnung in Frachten .....	251

## ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 2-1:	Bereich des Faktors $f_{s,QM}$ zur Ermittlung des optimalen Mischwasserabflusses zur Kläranlage auf der Basis des mittleren jährlichen Schmutzwasserabflusses (ATV-DVWK-A198, 2003). .....	5
Abbildung 2-2:	Vergleichende Betrachtung der Absterbeprozesse in ASM1 und ASM3 aus (Henze <i>et al.</i> , 2000). .....	11
Abbildung 2-3:	Beispiel für den Ablauf der verschiedenen Phasen während eines Zyklus, aus: ATV M 210.....	19
Abbildung 2-4:	Schematische Darstellung eines DIC-SBR-Zyklus.....	22
Abbildung 3-1:	Übersicht Spenge mit Stadtteilen .....	25
Abbildung 3-2:	Einzugsgebiet der Kläranlage Spenge.....	29
Abbildung 3-3:	Faktoren Kläranlagenzufluss der KA Spenge im Vergleich zu ATV-DVWK-A 198.....	30
Abbildung 3-4:	Lageplan der ZKA Spenge .....	31
Abbildung 3-5:	Rechen (links) und Sandwäsche (rechts) .....	32
Abbildung 3-6:	Räumer des Sand- und Fettfangs .....	32
Abbildung 3-7:	Zulaufmengenmessung und Beschickungspumpwerk vor den SBR 1-3.....	35
Abbildung 3-8:	SBR 3 mit Blick auf den Dekanter und dem belüfteten Belebtschlamm sowie Puffer 1 und Puffer 2 im Hintergrund.....	35
Abbildung 3-9:	Dekanter, Belüfterplatten und Rührer im SBR 1 .....	36
Abbildung 3-10:	NH <sub>4</sub> -N-, NO <sub>3</sub> -N- und PO <sub>4</sub> -P-Online-Messgeräte im Meißhaus .....	37
Abbildung 3-11:	Überschussschlamm-Vorlagebehälter .....	39
Abbildung 3-12:	Zentrifuge zur Schlammentwässerung .....	40
Abbildung 3-13:	Kalksilo, Speichersilo, Schlammförderung.....	40
Abbildung 3-14:	Biofilter auf der Stahlbetondecke des Pufferbehälter 1.....	41
Abbildung 3-15:	Schaltwarte mit PLS im Betriebsgebäude 1 (links), Labor im Betriebsgebäude 2 (rechts) .....	42
Abbildung 3-16:	Messstellen im Kanalnetz.....	46
Abbildung 3-17:	Durchflussmessstelle 10 27.04.05 – 10.05.05 .....	47
Abbildung 3-18:	Durchflussmessstellen 32 und 33 12.08.05 – 15.08.05 .....	51
Abbildung 3-19:	Messwerte im Kläranlagenzulauf 04.07.05 – 07.07.05 .....	53
Abbildung 3-20:	Vergleich Messwerte Stichproben mit berechneten Werten Messstelle Kanalnetz .....	55
Abbildung 3-21:	Vergleich Messwerte Stichproben mit berechneten Werten Messstelle Kläranlagenzufluss .....	55
Abbildung 3-22:	Vergleich der PO <sub>4</sub> -Onlinedaten im SBR2 vom 01.07.2005 ab 6:10 mit den gemessenen Daten (12min Versatz) .....	59
Abbildung 3-23:	Vergleich der NH <sub>4</sub> -Onlinedaten im SBR2 vom 01.07.2005 ab 6:10 mit den gemessenen Daten (20min Versatz) .....	59
Abbildung 3-24:	Vergleich der NO <sub>3</sub> -N-Onlinedaten im SBR2 vom 01.07.2005 ab 6:10 mit den gemessenen Daten (17min Versatz) .....	60
Abbildung 3-25:	Zulaufbedingungen bei unterschiedlichen Wetterverhältnissen (RW=Regenwetter, TW=Trockenwetter, rote Linie= Auslegung auf 22 500 EW)).....	61
Abbildung 3-26:	Verhältnis CSB <sub>ges</sub> /BSB <sub>5</sub> im Zulauf der Kläranlage Spenge .....	62

Abbildung 3-27:	Verhältnis $CSB_{ges}/TKN_{ges}$ im Zulauf der Kläranlage Spenge.....	62
Abbildung 3-28:	Frachtzuläufe im Beschickungspumpwerk bei Trockenwetter .....	63
Abbildung 3-29:	2h-Zulaufmengen im Beschickungspumpwerk bei Trockenwetter.....	64
Abbildung 3-30:	Vergleich Frachtzuläufe im Beschickungspumpwerk bei Trocken- und Regenwetter .....	64
Abbildung 3-31:	Vergleich der Zuläufe im Beschickungspumpwerk bei verschiedenen Regenwetterereignissen .....	65
Abbildung 3-32:	$CSB_{ges}$ -Konzentration im Pufferbehälter 1 der Messkampagne 1; rote Linie= $CSB_{ges}$ -Mittelwert bei voller Durchmischung des Puffers; grüne Linie= $CSB_{ges}$ -Mittelwert Puffer ungerührt .....	66
Abbildung 3-33:	$CSB_{ges}$ -Konzentration im Pufferbehälter 1 der Messkampagne 6; rote Linie= $CSB_{ges}$ -Mittelwert bei voller Durchmischung des Puffers; grüne Linie= $CSB_{ges}$ -Mittelwert Puffer ungerührt .....	67
Abbildung 3-34:	Vergleich der Frachten im Zulauf in das Beschickungspumpwerk (a) und in dem SBR2 (b) der Messkampagne 1 .....	68
Abbildung 3-35:	Frachten im Zulauf in den SBR2 der Messkampagne 6 .....	69
Abbildung 3-36:	Kalibrierung des $CSB_{ges}$ gegen Gesamt-OUR.....	72
Abbildung 3-37:	Bestimmung der Sterberate der heterotrophen Mikroorganismen mit DIN-Medium .....	75
Abbildung 3-38:	Bestimmung der Sterberate der autotrophen Mikroorganismen mit DIN-Medium .....	76
Abbildung 3-39:	Bestimmung der Sterberate der heterotrophen Mikroorganismen mittels des endogenen Ansatzes.....	76
Abbildung 3-40:	Bestimmung der Sterberate der autotrophen Mikroorganismen mit Hilfe des endogenen Ansatzes.....	77
Abbildung 3-41:	Bestimmung der Sterberate der autotrophen Mikroorganismen mit $NH_4Cl$ als Substrat.....	77
Abbildung 3-42:	Aufteilung der Flächen nach leicht abbaubarem und schwer abbaubarem Substrat .....	79
Abbildung 3-43:	Graphik zur Bestimmung des $K_S$ mit Acetat .....	86
Abbildung 3-44:	Graphik zur Bestimmung des $K_S$ mit DIN-Medium .....	87
Abbildung 3-45:	Graphik zur Bestimmung des $K_{NH}$ mit $NH_4Cl$ .....	88
Abbildung 3-46:	Bestimmung der NUR am 16.12.2005 .....	89
Abbildung 3-47:	Bestimmung der NUR am 21.12.2005 .....	90
Abbildung 3-48:	Bestimmung der anoxischen Sterberate mittels NUR-Messungen.....	91
Abbildung 3-49:	Versuch zur Bestimmung des anoxischen Ertrags $Y_{H,anox}$ .....	92
Abbildung 3-50:	Zeitlicher Verlauf der $PO_4$ -P-Konzentration während der Rührphase .....	94
Abbildung 3-51:	Zeitlicher Verlauf der $PO_4$ -P-Konzentration während der Belüftungsphase .....	94
Abbildung 4-1:	Fremdwassernachlauf für den Zeitraum Dezember 2004 bis August 2005 .....	100
Abbildung 4-2:	Beispiel der Fremdwasserganglinie der Stadt Spenge mittels Methode des gleitenden Minimums im Jahr 2005.....	102
Abbildung 4-3:	Vergleichskurve der Methode des Nacht- und gleitenden Minimums für Jahr 2005 in der Stadt Spenge. ....	104
Abbildung 4-4:	„Repräsentative“ Messstellen.....	105
Abbildung 5-1:	Ermittlung mittlerer Trockenwettertagesgang.....	115
Abbildung 5-2:	Niederschlagsverlauf 12.08.05.....	116
Abbildung 5-3:	Wasserstände RÜB2 am 12.08.2005.....	116

Abbildung 5-4:	Wasserstände RÜB4 am 12.08.2005 .....	117
Abbildung 5-5:	Abflussganglinien und Abflusssummenganglinien an den Messstellen M26 und M29 am 12.08.2005.....	118
Abbildung 5-6:	Abflussganglinien KA-Zufluss am 12.08.2005 .....	118
Abbildung 5-7:	Niederschlagsverlauf 15.09.05 .....	119
Abbildung 5-8:	Wasserstände RÜB10, RÜB2 am 15.09.2005.....	120
Abbildung 5-9:	Abflussganglinien und Abflusssummenganglinien an den Messstellen M31, M26 am 15.09.2005.....	121
Abbildung 5-10:	Abflussganglinien an KA-Zufluss am 15.09.2005 .....	121
Abbildung 5-11:	Gemessene CSB-Ganglinien und –Frachtsummen im Kläranlagenzufluss am 04.07.05 .....	123
Abbildung 5-12:	Ergebnisse der Simulationsrechnung mit verschiedenen Parametervorgaben.....	124
Abbildung 6-1:	Kalibrierungsreaktor der Kläranlage Spenge .....	127
Abbildung 6-2:	Zyklusstrategie des SBR-Modells .....	127
Abbildung 6-3:	Beschickungsstrategie für die Vorläufe .....	128
Abbildung 6-4:	Subsysteme der Belüftungsstrategie .....	128
Abbildung 6-5:	Gesamtmodell der Kläranlage Spenge.....	129
Abbildung 6-6:	Konvertierungsblock zur Fraktionierung im ASM3-EAWAG-BioP-Modell .....	130
Abbildung 6-7:	Beschickungspumpwerk im ASM3-EAWAG-BioP-Modell.....	131
Abbildung 6-8:	Regulation der Zyklusstrategie .....	131
Abbildung 6-9:	Erweiterte Beschickungsstrategie.....	132
Abbildung 6-10:	Fällmittelstrategie mit Auswertungstools.....	133
Abbildung 6-11:	Dekantierstrategie .....	133
Abbildung 6-12:	Strategie zur Regulation steigender Zulaufmengen.....	134
Abbildung 6-13:	Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 1 der ersten drei Tage im 6h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Standardparametern.....	137
Abbildung 6-14:	Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 1 letzter Tag im 4h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Standardparametern.....	138
Abbildung 6-15:	Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 1 der ersten drei Tage im 6h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Kalibrierparametern .....	140
Abbildung 6-16:	Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 1 letzter Tag im 4h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Kalibrierparametern .....	141
Abbildung 6-17:	Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 6 im 8h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Kalibrierparametern .....	142
Abbildung 6-18:	Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 1 der ersten drei Tage im 6h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Standard bzw. Kalibrierungsparametern sowie unterschiedlichen $S_S$ -Konzentrationen .....	145
Abbildung 6-19:	Verlaufsbeispiele für die Simulation von Sauerstoffkonzentrationen mit konstantem (a) und dynamischem (b) Alpha-Wert, sowie inklusive CSB-Abhängigkeit (d) nach (Röner-Holm et. al., 2006) .....	146

Abbildung 6-20:	Vergleich der O <sub>2</sub> -Onlinewerte aus der Messkampagne 1 im SBR2 mit den O <sub>2</sub> -Simulationsdaten mit konstantem und dynamischem Alpha-Wert zu verschiedenen Zeiten.....	148
Abbildung 6-21:	Vergleich der simulierten und realen Höhenstände im Pufferbehälter 1 bei der Messkampagne 1 (a) und Messkampagne 6 (b).....	149
Abbildung 6-22:	Vergleich der simulierten und realen Höhenstände im Pufferbehälter 1 und 2 im Zeitraum 12.12 bis 16.12.06.....	151
Abbildung 6-23:	Vergleich der simulierten und realen Höhenstände im Pufferbehälter 1 und 2 im Zeitraum 17.01 bis 19.01.07.....	151
Abbildung 6-24:	Vergleich der simulierten und realen Höhenstände im Pufferbehälter 1 und 2 im Zeitraum 26.01. bis 29.01.07.....	152
Abbildung 6-25:	Vergleich der simulierten und gemessenen S <sub>S</sub> -, NH <sub>4</sub> - und S <sub>T</sub> -Konzentrationen beim Kalibrierdatensatz kombiniert mit K <sub>H</sub> 1 im Pufferbehälter 1 .....	153
Abbildung 6-26:	Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 1 der ersten drei Tage im 6h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Kalibrierparametern.....	156
Abbildung 6-27:	Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 6 im 8h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Kalibrierparametern.....	157
Abbildung 7-1:	Prozentuale Veränderung der Entlastungskennwerte bei Erhöhung der Drosselabflüsse .....	168
Abbildung 7-2:	Entlastungsvolumen bei erhöhten Drosselabflüssen im Vergleich zum Ist-Zustand.....	169
Abbildung 7-3:	Entlastungsfrachten CSB bei erhöhten Drosselabflüssen im Vergleich zum Ist-Zustand.....	169
Abbildung 7-4:	Entlastungshäufigkeit und -dauer an Regenüberlaufbecken.....	170
Abbildung 7-5:	Zuflüsse zur Kläranlage (Einzelereignisse: Szenario 5-2 – 12.12.1989, Szenario 6-1- 06.02.1977) .....	172
Abbildung 7-6:	CSB-Konzentrationen und –Frachten im Kläranlagezufluss (Einzelereignisse: Szenario 5-2 – 12.12.1989, Szenario 6-1 – 06.02.1977) ....	172
Abbildung 7-7:	Gesamtentlastungssumme und -frachten bei erhöhtem QM (Szenario 5-2 und 6-1) .....	173
Abbildung 7-8:	Entlastungsdauer an maßgebenden Regenüberlaufbecken bei Szenario 5-2. 174	
Abbildung 7-9:	Zufluss zur Kläranlage (Einzelereignis: Szenario 5-2) mit geänderten Drosselabflüssen zum Erreichen der Abflussspitze.....	175
Abbildung 7-10:	Auswirkung verschiedener Ansätze mit und ohne RS auf die maximalen N <sub>ges</sub> -Ablaufwerte bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 6 im 8h-Zyklus bei höheren Nitrat- und Sauerstoffkonzentrationen im Zulauf bei 11 °C 177	
Abbildung 7-11:	Auswirkung verschiedener Ansätze mit und ohne RS auf die maximalen P <sub>ges</sub> -Ablaufwerte bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 6 im 8h-Zyklus bei höheren Nitrat- und Sauerstoffkonzentrationen im Zulauf bei 11 °C.....	178
Abbildung 7-12:	Auswirkung verschiedener Ansätze mit und ohne RS auf die jährlichen Stromkosten der Belüftung aus Hoch- und Niedriglastbetrieb bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 6 im 8h-Zyklus bei höheren Nitrat- und Sauerstoffkonzentrationen im Zulauf bei 11 °C.....	179
Abbildung 7-13:	Auswirkung verschiedener Ansätze mit und ohne RS auf die jährlichen Betriebskosten bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 6 im 8h-	

Zyklus bei höheren Nitrat- und Sauerstoffkonzentrationen im Zulauf bei 11 °C 179

Abbildung 7-14:	Auswirkung verschiedener Typushöhengänge auf die maximalen $N_{ges}$ -Ablaufwerte bei drei gemessenen Trockenwettertagen im 8h-Zyklus bei 12 °C	181
Abbildung 7-15:	Auswirkung verschiedener Typushöhengänge auf die Fördermengen im Beschickungspumpwerk im 8h-Zyklus bei 12 °C	182
Abbildung 7-16:	Auswirkung verschiedener Typushöhengänge auf die Belüftungsenergie im 8h-Zyklus bei 12 °C	182
Abbildung 7-17:	Auswirkung verschiedener Typushöhengänge auf die Fällmittelmengen im 8h-Zyklus bei 12 °C	183
Abbildung 7-18:	Auswirkung verschiedener Typushöhengänge auf die Betriebskosten im 8h-Zyklus bei 12 °C	183
Abbildung 7-19:	Auswirkung verschiedener Beschickungsverhältnisse auf die maximalen Ablaufwerte bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 1 im 8h-Zyklus bei 12 °C	185
Abbildung 7-20:	Auswirkung verschiedener Beschickungsverhältnisse auf die maximalen $P_{ges}$ -Ablaufwerte und Fällmittelmengen bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 1 im 8h-Zyklus bei 12 °C	185
Abbildung 7-21:	Auswirkung verschiedener Beschickungsverhältnisse auf die jährlichen Betriebs- und den Stromkosten bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 1 im 8h-Zyklus bei 12 °C	186
Abbildung 7-22:	Auswirkung verschiedener Beschickungsverhältnisse auf die maximalen Ablaufwerte bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 1 im 6h-Zyklus bei 12 °C	186
Abbildung 7-23:	Auswirkung verschiedener Beschickungsverhältnisse auf die maximalen $P_{ges}$ -Ablaufwerte und Fällmittelmengen bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 1 im 6h-Zyklus bei 12 °C	187
Abbildung 7-24:	Auswirkung verschiedener Beschickungsverhältnisse auf die jährlichen Betriebs- und Stromkosten bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 1 im 6h-Zyklus bei 12 °C	187
Abbildung 7-25:	Auswirkung der Anzahl der Belüftungsintervalle innerhalb der Belüftungsphasen auf die Ablaufwerte bei drei Hochlasttagen der Messkampagne 1 und 12 °C	190
Abbildung 7-26:	Auswirkung der Ammoniumbegrenzung auf die maximalen Ablaufwerte bei drei Trockenwettertagen und 12 °C	191
Abbildung 7-27:	Auswirkung der Ammoniumbegrenzung auf die maximalen Ablaufwerte bei drei Trockenwettertagen und 18 °C	191
Abbildung 7-28:	Auswirkung der Ammoniumbegrenzung auf die Betriebskosten bei drei Trockenwettertagen und 12 °C	192
Abbildung 7-29:	Auswirkung der Ammoniumbegrenzung auf die jährlichen Betriebskosten bei drei Trockenwettertagen, 8h-Zyklus und 18 °C	192
Abbildung 7-30:	Auswirkung der Ammoniumbegrenzung auf die maximalen Ablaufwerte (a) und auf die jährlichen Betriebskosten (b) bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, 18 °C und 12 °C	194
Abbildung 7-31:	Auswirkung der unterschiedlichen Anfangszeiten der Belüftung auf die maximalen Ablaufwerte bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, (a) 18 °C und (b) 12 °C	195
Abbildung 7-32:	Auswirkung der unterschiedlichen Anfangszeiten der Belüftung auf die jährlichen Kosten bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, (a) 18 °C und (b) 12 °C	196

Abbildung 7-33:	Auswirkung des unterschiedlichen Betriebs des Pufferbehälters auf die maximalen Ablaufwerte bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, 18 °C und 12 °C .....	197
Abbildung 7-34:	Auswirkung des unterschiedlichen Betriebs des Pufferbehälters auf die jährlichen Kosten bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, 18 °C und 12 °C .....	197
Abbildung 7-35:	Auswirkung der Nitratbegrenzung auf die maximalen Ablaufwerte bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, 18 °C .....	198
Abbildung 7-36:	Auswirkung der Nitratbegrenzung auf die jährlichen Kosten bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, 18 °C.....	198
Abbildung 7-37:	Auswirkung aller Optimierungsmaßnahmen auf die maximalen Ablaufwerte (a) und jährlichen Betriebskosten (b) bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, 18 °C .....	199
Abbildung 7-38:	Auswirkung aller Optimierungsmaßnahmen auf die maximalen Ablaufwerte (a) und jährlichen Betriebskosten (b) bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, 18 °C .....	201
Abbildung 7-39:	Auswirkung der Verschiebung der 2. Beschickung auf die maximalen Ablaufwerte (a) und jährlichen Betriebskosten (b) bei drei Hochlasttagen der Messkampagne 1, 8h-Zyklus, 12 °C .....	202
Abbildung 7-40:	Auswirkung der Verschiebung der 2. Beschickung auf die maximalen Ablaufwerte (a) und jährlichen Betriebskosten (b) bei drei Hochlasttagen der Messkampagne 1, 8h-Zyklus, 18 °C .....	203
Abbildung 7-41:	Auswirkung aller Optimierungen auf die maximalen Ablaufwerte (a) und jährlichen Betriebskosten (b) bei drei Hochlasttagen der Messkampagne 1, 8h-Zyklus, 18 °C .....	205
Abbildung 7-42:	Auswirkung aller Optimierungen auf die maximalen Ablaufwerte (a) und jährlichen Betriebskosten (b) bei drei Messtagen der Messkampagne 6, 6h-Zyklus, 12 °C .....	206
Abbildung 7-43:	Vergleich der Zulaufmengen in l/s mit den SAK- und TS-Werten der SAK-Sonde im Zulauf ab dem 01.10.05 (a) und (b) in Vergrößerung .....	209
Abbildung 7-44:	Vergleich der Zulaufmengen in l/s mit den SAK- und TS-Werten der SAK-Sonde im Zulauf ab dem 07.08.05 (a) und (b) in Vergrößerung .....	210
Abbildung 7-45:	Vergleich der Zulaufmengen in l/s mit der Leitfähigkeit, dem pH, der O <sub>2</sub> -Konzentration und der Regenmenge ab dem 03.07.06 (a) und (b) in Vergrößerung mit Leitfähigkeit und (c) in Vergrößerung mit pH, O <sub>2</sub> und Regenmenge .....	212
Abbildung 7-46:	Vergleich der Zulaufmengen in l/s mit der Leitfähigkeit, dem pH, der O <sub>2</sub> -Konzentration und der Regenmenge ab dem 17.01.07 (a) und (b) in Vergrößerung.....	213
Abbildung 7-47:	Änderung des Anstiegs der Höhe im Pufferbehälter 1 nach Einsetzen eines Regenereignisses.....	215
Abbildung 7-48:	Vergleich der maximalen Ablaufwerte bei der Originaleinstellung zum Sprung vom 8h in den 4h-Zyklus mit zwei optimierten Einstellungen .....	217
Abbildung 7-49:	Vergleich der maximalen Ablaufwerte bei der Originaleinstellung zum Sprung vom 8h in den 4h-Zyklus mit zwei optimierten Einstellungen .....	218
Abbildung 7-50:	Vergleich der maximalen Ablaufwerte (a) und der jährlichen Betriebskosten (b) bei der Originaleinstellung zum Sprung vom 8h in den 6h-Zyklus mit zwei optimierten Einstellungen bei dem Ereignis fik. Regen2 ...	219
Abbildung 7-51:	Vergleich der maximalen Ablaufwerte (a) und der jährlichen Betriebskosten (b) bei unterschiedlichen Zulaufmengen bei dem Ereignis fik. Regen2 bei 10 °C .....	220

Abbildung 7-52:	Vergleich der maximalen Ablaufwerte ohne und mit Begrenzung der 1. Beschickung nach dem Sprung vom 8h- in den 6h-Zyklus bei dem Ereignis fik. Regen3 bei 10 °C.....	221
Abbildung 7-53:	Vergleich der maximalen Ablaufwerte bei unterschiedlichen Zulaufmengen bei dem Ereignis fik. Regen1 bei 10 °C mit automatischem Sprung nach oben .....	222
Abbildung 7-54:	Vergleich der maximalen Ablaufwerte bei unterschiedlichen Dekantiermengen bei vier Simulationstagen aus dem Regenereignis fik. Regen1 bei 300 l/s und 10 °C.....	223
Abbildung 7-55:	Vergleich der maximalen Ablaufwerte (a) und jährlichen Betriebskosten (b) bei unterschiedlichen Bedingungen der Dekantierung bei vier Simulationstagen aus dem Regenereignis fik. Regen2 mit QM=300 l/s auf 270 l/s gedrosselt und 10 °C.....	224
Abbildung 7-56:	Vergleich der jährlichen Betriebskosten bei unterschiedlichen Dekantiermengen bei vier Simulationstagen aus dem Regenereignis fik. Regen2 bei 300 l/s und 10 °C.....	225
Abbildung 7-57:	Vergleich der maximalen Ablaufwerte bei der unterschiedlichen Bewirtschaftung der Pufferbehälter bei drei Simulationstagen aus dem Regenereignis fik. Regen1 QM=300 l/s gedrosselt auf 270 l/s bei 10 °C.....	226
Abbildung 7-58:	Vergleich der maximalen Ablaufwerte (a) und Betriebskosten (b) ohne und mit Sprung in längere Zeitzyklen bei drei Simulationstagen aus dem Regenereignis fik. Regen3 QM=300 l/s gedrosselt auf 270 l/s bei 10 °C.....	228
Abbildung 7-59:	Überprüfung der neuen Einstellungen anhand von realen Zulaufmengen (a) vom 02.09.-05.09.2006 (b) vom 08.07.-09.07.2006 .....	230
Abbildung 7-60:	Überprüfung der neuen Einstellungen anhand von realen Zulaufmengen vom 24.0.8-31.08.2006.....	231
Abbildung 7-61:	Ermittlung des optimalen Kläranlagenzuflusses .....	233
Abbildung 7-62:	Vergleich der Betriebskosten bei unterschiedlichen Zulaufmengen und Reinigungsstrategien bei Szenario 5-2 (a) und 6-1 (b) bei 10°C (7.1.4.3); KA a): Emission Kläranlage bei Verwendung des 3h-Zyklus mit geringfügiger Erhöhung der Dekantiermenge; KA b): Emission Kläranlage ohne Verwendung des 3h-Zyklus mit starker Erhöhung der Dekantiermenge .....	238
Abbildung 7-63:	Vergleich der Betriebskosten bei unterschiedlichen Zulaufmengen und Reinigungsstrategie bei Szenario 5-2 (7.1.4.3) bei 18 °C; KA a): Emission Kläranlage bei Verwendung des 3h-Zyklus mit geringfügiger Erhöhung der Dekantiermenge; KA b): Emission Kläranlage ohne Verwendung des 3h-Zyklus mit starker Erhöhung der Dekantiermenge.....	239
Abbildung 9-1:	Vergleich der $N_{ges}$ -Ablaufwerte in den Jahren 2005 und 2006 der Kläranlage Spenge als Auszug aus den Acrondaten.....	250
Abbildung 9-2:	Vergleich der $P_{ges}$ -Ablaufwerte in den Jahren 2005 und 2006 der Kläranlage Spenge als Auszug aus den Acrondaten.....	250



# 1 EINFÜHRUNG

## 1.1 Veranlassung und Problemstellung

Die Siedlungsentwässerung in der Bundesrepublik Deutschland erfolgt zu etwa 2/3 im Mischverfahren, bei dem Regenwasser und Schmutzwasser in einem gemeinsamen Kanal abgeleitet werden. Da der Mischwasserabfluss ein Vielfaches des Trockenwetterabflusses betragen kann, ist es nicht bei jedem Regenereignis möglich, den gesamten Abfluss zur Kläranlage weiterzuleiten und dort einer Behandlung zu unterziehen. Ein Teil des Mischwassers wird daher in Sonderbauwerken der Kanalisation zwischengespeichert bzw. entlastet und dem Gewässer zugeführt.

Obwohl Kanalnetz und Kläranlage funktional eng miteinander verknüpft sind, werden beide Einheiten bislang immer noch weitgehend als zwei getrennte Systeme betrachtet und rein statisch bemessen und betrieben. Dies führt dazu, dass es bei Regenwasser oftmals zu Mischwasserüberläufen kommt, obwohl an anderer Stelle im Netz oder in der Kläranlage noch Speicher- bzw. Behandlungskapazitäten vorhanden sind. Ein integrierter Betrieb von Kanalnetz und Kläranlage kann daher dazu beitragen, vorhandene Reserven besser zu nutzen und so Emissionen und Kosten zu vermindern. Gerade vor dem Hintergrund der EG-WRRL (2000) und der damit verbundenen Betrachtung eines Gewässersystems auch unter Immissionsgesichtspunkten gewinnt dies unter Umweltaspekten zunehmend an Bedeutung. Neben positiven Umweltauswirkungen eines integrierten Betriebes können integrierte Planungen auch ökonomisch interessant sein, da Investitionen entweder für Mischwasserbehandlungsmaßnahmen oder im Kläranlagenbereich eingespart werden können. Dennoch gehört eine integrierte Betrachtung noch keineswegs zum Stand der Technik, da erst wenige Projekte großtechnisch realisiert wurden (z.B. Erbe, 2002; Seggelke und Rosenwinkel, 2000, 2002). Dies gilt besonders für SBR-Anlagen, für die nur begrenzte Kenntnisse und Erfahrungen über die Möglichkeiten einer erhöhten Mischwasserbelastung vorliegen. Bislang liegen aber nur sehr begrenzt Berichte darüber vor, wie sich eine kleine SBR-Anlage für einen integrierten Betrieb eignet (Wiese et al., 2002). Die Ergebnisse der Simulationsstudien haben gezeigt, dass simultan aerob stabilisierende SBR-Anlagen sehr gut in der Lage sind, einen erhöhten Mischwasserzufluss bei Einhaltung der Überwachungswerte zu verkraften.

Bei integrierten Ansätzen ist eine der entscheidenden Herausforderungen, erforderliche Reaktionen der SBR-Anlage auf den beginnenden Mischwasserzulauf zu ermitteln. Diese können abhängig vom Entwässerungssystem, dem Fremdwasseranfall und der Größe des Einzugsgebietes sehr unterschiedlich ausfallen: Der Mischwasserzulauf kann, verbunden mit raschen Konzentrationsänderungen, sehr schnell erfolgen. Danach erscheinen geringe Konzentrationen und am Ende wieder hohe Konzentrationen. Es gibt aber auch Fälle, in denen die Änderung des Mischwasserzuflusses deutlich langsamer erfolgt. Dies ist meist mit einem langsamen Abfall der Abwasserkonzentrationen verbunden. Möglich ist allerdings auch ein sehr schneller Anstieg des Mischwasserzuflusses, der mit einem späten Abfall der Konzentrationen verbunden ist. In diesen Fällen sind nach derzeitigem Kenntnisstand großvolumige Pufferbehälter erforderlich, um die Reinigungsleistung bei Übergang in den kürzeren Zyklus zu gewährleisten. Zwischen diesen Extremen sind alle denkbaren Mischformen möglich, wobei im Rahmen integrierter Behandlungsansätze entsprechend unterschiedliche (vollautomatische) Reaktionen auf den beginnenden Mischwasserzulauf erforderlich sind. Durch Steuerungsvorgaben im Kanalnetz könnte auch gezielt eine bestimmte Charakteristik des Mischwasserzuflusses erzeugt werden.

Weiterhin ist häufig bei Mischwasserzufluss die Besonderheit gegeben, dass im Vergleich zum Trockenwetterzufluss erhöhte Konzentrationen an Sauerstoff und Nitrat vorliegen. Selbst nach mehreren Stunden Verweilzeit in einem Pufferbehälter sind diese Konzentrationen in den SBR-Beschickungschargen noch deutlich erhöht. Das bewirkt eine mischwasserspezifische Hemmung der biologischen P-Elimination, die mit einem neuen Verfahrensansatz im Rahmen dieses Vorhabens überwunden werden soll. Im Rahmen der Modernisierung und Erweiterung der ZKA Spenge wurde das DIC (Differential Internal Cyclestrategy)-SBR-Verfahren realisiert (Holm et al., 2000), eine Weiterentwicklung des klassischen SBR-Verfahrens mit Vorteilen hinsichtlich der Denitrifikation und biologischen P-Elimination. Einige Untersuchungen zu diesem speziellen SBR-Verfahren belegen dessen hohes Reinigungspotenzial (z.B. Deneke et al., 1999 und Müller, 2000). DIC-SBR-spezifisch steht hierbei die Analyse folgender neuer Verfahrensvariante im Vordergrund: Bei beginnendem Mischwasserzulauf (dieser wird über einen Online-Vergleich zwischen der aktuellen Zulaufmengenmessung und eines hinterlegten Typustrockenwettertageszulaufes ermittelt) wird der Wasserspiegel im Pufferbehälter 1 verhältnismäßig stark ansteigen und es erfolgt eine schnelle Annäherung an die Grenzwerte (= aktuelle Zulaufmenge und/oder Wasserspiegel in Pufferbehälter 1 und 2), die einen Zyklussprung in einen kürzeren Zyklus (z.B. vom 6 h-Zyklus in den 4 h-Zyklus) automatisch auslösen.

Vor allem der Zeitpunkt des Zyklussprungs in einen kürzeren Zyklus, das Mindestaustauschvolumen, der Ort der Entnahme des Mischwassers (Pufferbehälter 1 oder 2, Zulauf) und die Weiterleitung des im Kanalnetz zwischengespeicherten Mischwassers stellen Schwerpunkte der vorliegenden Untersuchung dar. Mit einem zweiten neuen Verfahrensdetail sollen weiterhin die Möglichkeiten und Bedingungen zur weitgehenden Elimination von (Bio-P schädlichen)  $O_2$  und  $NO_3N$  schon im Pufferbehälter untersucht werden.

Die Zentralkläranlage Spenge stellt ein interessantes Untersuchungsobjekt dar, da sie hinsichtlich ihrer Mischwassercharakteristik zwischen den o.g. beschriebenen Extremen einzuordnen ist. Mit der Realisierung von zwei großen Pufferbehältern bietet sie sehr viel „Raum“ für die verschiedenen Untersuchungen unterschiedlicher Reaktionsstrategien, z.B. mit oder ohne Einsatz von Prozessmessgeräten für Steuerungs- und Regelungszwecke. Das Einzugsgebiet der Kläranlage weist durch die derzeit ungleichmäßige Auslastung der Regenüberlaufbecken und die große Anzahl an Gewässern, in die eingeleitet wird, ein erhebliches Bewirtschaftungspotenzial auf.

## **1.2 Zielsetzung des Forschungsvorhabens**

Ziel des Forschungsvorhabens ist es, sowohl in der Simulation als auch in großtechnischen Versuchen optimierte Steuerungs- und Regelungsstrategien zur Minimierung der Gesamtemissionen aus Kanalnetz und SBR-Kläranlage zu entwickeln und diese in Hinblick auf ihr ökologisches und ökonomischen Verbesserungspotenzial zu bewerten.

In diesem Forschungsvorhaben steht somit die Bearbeitung der folgenden Fragestellungen und Arbeitsziele im Vordergrund:

- 1) Erstellung eines Messprogramms zur zielgerichteten Ergänzung der vorhandenen Unterlagen für den Kanal, Durchführung und Koordination eines Messprogramms, sowie Auswertung der Ergebnisse (*BFI<sup>1</sup>, TU<sup>2</sup>*)
- 2) Erstellung eines Messprogramms zur zielgerichteten Ergänzung der vorhandenen Unterlagen für die Kläranlage, Durchführung und Koordination eines Messprogramms, sowie Auswertung der Ergebnisse und Weiterleitung an die TU (*LT<sup>3</sup>*)
- 3) Ermittlung der Möglichkeiten eines integrierten Betriebes von Kanalnetz und Kläranlage anhand einer SBR-Anlage mit zwei vorgeschalteten Pufferbehältern mit den geplanten Untersuchungen (*LT, TU*)
- 4) Finden der Ursachen des Fremdwasserproblems und neuer Wege zum Umgang mit Fremdwasser, beispielsweise durch Steuerung und Mitbehandlung auf der Kläranlage (*TU, BFI*)
- 5) Gewinnen von Kenntnissen über das Verhalten der unterschiedlichen Reaktionsstrategien im integrierten Betrieb, die eine Übertragbarkeit auf andere Anlagen ermöglichen (*LT*)
- 6) Entwicklung einer systematisierten Vorgehensweise zur Ermittlung des „optimalen Bemessungszuflusses“ für SBR-Anlagen unter Berücksichtigung wirtschaftlicher, verfahrenstechnischer und gewässerökologischer Aspekte (*LT*)
- 7) Entwicklung von Steuerungs- und Regelungskonzepten zur Optimierung der ZKA Spenge (*LT*)
- 8) Optimierung der Zulaufkraft und der Regelung der Kläranlage auf der Basis der zulässigen Ablauf-Konzentrationen der Kläranlage (*LT*)
- 9) Verbesserung der Nutzung der vorhandenen Bauwerke (*TU*)
- 10) Überlegungen zum integrierten Betrieb von Kanalnetz und Kläranlage mit dem Ziel der Emissionsverminderung (*TU, LT*)

Dieses Projekt soll somit letztendlich dazu dienen, das Verständnis für das Zusammenwirken der beiden Anlagenteile – des Kanalnetzes und der Kläranlage, insbesondere für das DIC-SBR-Verfahren – zu vertiefen und die Gesamtemissionen auf optimierte Weise zu verringern. Ein solcher integrierter Ansatz kann sowohl für die ZKA Spenge als auch für anstehende Erweiterungen anderer Kläranlagen im In- und Ausland eine wirkungsvolle und kostengünstige Alternative darstellen.

Die aus den Simulationen gewonnenen Erkenntnisse bzgl. Erfolg versprechender Strategien sollen exemplarisch anhand ausgewählter Beispiele für die SBR-Anlage im großtechnischen Versuch überprüft und umgesetzt werden. Der erhöhte Mischwasserzufluss kann – auch ohne die Umsetzung der Kanalnetzbewirtschaftungsstrategien – über das Zulaufpumpwerk zur Kläranlage vorgegeben werden. Die Gesamtemissionen ließen sich möglicherweise auch bei der Umsetzung der Strategien im Kanalnetz weiter reduzieren. Dies ist jedoch nicht Gegenstand des vorliegenden Forschungsvorhabens.

---

<sup>1</sup> Bockermann Fritze IngenieurConsult

<sup>2</sup> FG Siedlungswasserwirtschaft (tectraa), TU Kaiserslautern

<sup>3</sup> LimnoTec Abwasseranlagen GmbH

### 1.3 Vorgehensweise

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden optimierte Steuerungs- und Regelungsstrategien zur Minimierung der Gesamtemissionen aus Kanalnetz und SBR-Kläranlage entwickelt. Strategien wurden zunächst simulationstechnisch abgebildet und dann ausgewählte Szenarien in der Großtechnik auf der SBR-Anlage erprobt.

Zunächst wurde der Stand der Forschung auf dem Gebiet der SBR-Kläranlagen und der integrierten Betriebsweise von Kanalnetz und Kläranlage dargestellt (Kap. 2). Für die konkrete Projektbearbeitung in Spenge wurde als erster Arbeitsschritt ein umfangreiches Messprogramm im Kanalnetz und auf der Kläranlage durchgeführt (Kap. 3). Niederschlagsmessungen im Einzugsgebiet und Abflussmessungen im Kanalnetz wurden von **der Bockermann Fritze IngenieurConsult (BFI), Enger** konzipiert und durchgeführt. Für ein maßgebendes Regenüberlaufbecken (RÜB 5 Friedhof) wurden auch Qualitätsmessungen vorgenommen. Neben Online-Daten konnte hierbei für einige Ereignisse auch auf Analytikergebnisse aus Laboruntersuchungen zurückgegriffen werden. Mehrere umfangreiche Intensivmesskampagnen auf der Kläranlage wurden von der **LimnoTec Abwasseranlagen GmbH** durchgeführt und dienten der Ermittlung der Zulaufbedingungen, der internen Ströme sowie der Ablaufbedingungen auf der Kläranlage. Parallel zum Messprogramm des Kanalnetzes wurden zudem gezielt Trockenwetter und Regenwetterereignisse und deren Auswirkung auf die Kläranlage von der **LimnoTec Abwasseranlagen GmbH** analytisch erfasst.

Die Daten wurden später für das **Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft** und das dort angesiedelte **Zentrum für Innovative AbWassertechnologien (tectraa) der Technischen Universität Kaiserslautern (TU KL)** als Grundlage für die Erstellung und hydraulische und stoffliche Verifizierung eines Schmutzfrachtmodells übergeben (Kap. 5). Die Messdaten sollen auch zur Analyse und modelltechnischen Abbildung der Fremdwassersituation dienen (Kap. 4). Mit dem erstellten Modell wurden detaillierte Schmutzfrachtberechnungen durchgeführt (Kap. 7.1). Durch die Simulationen wurde zunächst die potenzielle Gesamtemissionsminderung einer erhöhten Kläranlagenbeschickung auf Jahresbasis abgeschätzt (Kap. 7). Zur Überprüfung von Strategien wurden verschiedene Belastungsfälle (Szenarien für reale Niederschlagsereignisse) betrachtet. Die Szenarien dienten als Input für das von der **Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH** erstellte Kläranlagenmodell. Die Daten aus den Messkampagnen auf der Kläranlage wurden zur Kalibrierung des Kläranlagenmodells (Kap. 6) und teils zur Analyse von Optimierungsstrategien genutzt (Kap. 7). Die detaillierte Kläranlagensimulation dient zur Entwicklung von Mess-, Steuerungs- und Regelungsstrategien für die Betriebsweise der SBR-Kläranlage, wobei versucht wird, die Vorteile des SBR-Verfahrens gezielt zu stärken und Nachteile bzw. Defizite durch geeignete Maßnahmen zu mindern (Kap. 7 und Kap. 8).

Die gewonnenen Erkenntnisse wurden anschließend genutzt, um die erarbeiteten Betriebsstrategien großtechnisch umzusetzen (s. Kap. 9). Die erzielten Ergebnisse fasst Kap. 10 abschließend zusammen.

## 2 INTEGRIERTE BETRACHTUNG VON KANALNETZ UND SBR-KLÄRANLAGE

### 2.1 Integrierte Steuerung und Bewirtschaftung von Kanalnetz und Kläranlage

Der integrierte Betrieb von (im Mischsystem betriebenen) Kanalnetz und Kläranlage bietet vielfältige Möglichkeiten zur Minderung der Gesamtemissionen aus dem Abwassersystem sowie zur Kosteneinsparung bei anstehenden Neuinvestitionen.

Daher wird immer wieder gefordert, Abwassersysteme zukünftig integriert zu planen und zu betreiben (z.B. Krauth und Müller, 1996; Alex et al., 1999; Rosenwinkel et al., 1999; Hansen und Leinweber, 1999). Entsprechend ist die Anzahl wissenschaftlicher Untersuchungen in den letzten Jahren gestiegen. So wurden mittels Simulation überwiegend Gesamtbetrachtungen der Emissionen aus Kanalnetz und Kläranlage durchgeführt oder Ansätze zur Betriebs- und Kostenoptimierung untersucht. Die meisten dieser Projekte sind reine Simulationsstudien, die teilweise sogar auf fiktiven Systemen beruhen (z.B. Erbe, 2002; Seggelke und Rosenwinkel 2000, 2002).

In der bisher üblichen Bemessungspraxis wurde der maximale Zufluss  $Q_m$  zur Kläranlage bei Regen nach ATV A131 (1991) und ATV A128 (1992) auf einen festen maximalen Wert  $Q_m = 2 \cdot Q_s + Q_f$  festgelegt.

Durch das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A198 (2003) zur „Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen“ wird zukünftig für den Mischwasserzufluss eine größere Bandbreite zulässig. Hiernach ergibt sich  $Q_M$  mit dem mittleren jährlichen Schmutzwasserabfluss  $Q_{S,aM}$  (l/s) und einem Spitzenfaktor  $f_{Sp,S}$  zu:

$$Q_M = f_{Sp,S} \cdot Q_{S,aM} + Q_{F,pM} \text{ (l/s)}$$

Der Fremdwasserabfluss  $Q_{F,pM}$  wird in der Regel als Jahresmittelwert angesetzt ( $Q_{F,aM}$ ).

Der Faktor  $f_{s,QM}$  (Abbildung 2-1) sollte für kleine Einzugsgebiete zwischen 6 und 9 und für Kläranlagen von Großstädten (>100.000 E) zwischen 3 und 6 gewählt werden.

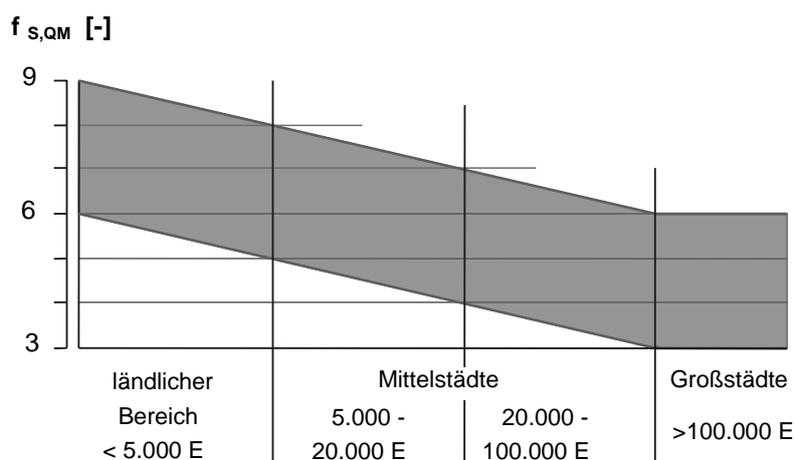


Abbildung 2-1: Bereich des Faktors  $f_{s,QM}$  zur Ermittlung des optimalen Mischwasserabflusses zur Kläranlage auf der Basis des mittleren jährlichen Schmutzwasserabflusses (ATV-DVWK-A198, 2003).

Dadurch erfolgt eine gegenüber den bisherigen Ansätzen stärkere Belastung großstädtischer Kläranlagen mit Mischwasser. Darüber hinaus ist damit eine Optimierung zwischen dem erforderlichen Speichervolumen in der Kanalisation und der Belastbarkeit der Kläranlage möglich und die formale Randbedingung für eine integrierte Bewirtschaftung von Kanalnetz und Kläranlage ist gegeben (Fuchs, Seggelke; 2003).

Hansen und Leinweber (1999) konnten im Rahmen von Untersuchungen zur Erweiterungsplanung einer Kläranlage mit Hilfe dynamischer Simulationswerkzeuge zeigen, dass integrierte Ansätze sowohl für Durchlauf- als auch für SBR-Anlagen interessant sind, um die Gesamtemissionen aus dem System Kanalnetz-Kläranlage zu verringern. Bei einer Beschickung ab  $3 \cdot Q_{s,x} + Q_F$  stellte die Nachklärung den limitierenden Faktor dar, da hier gemäß der Simulationsergebnisse die Gefahr eines Feststoffabtriebes bestand. Diese Problematik trat bei gleicher Beschickung bei der SBR-Variante aufgrund der ungestörten Absetzvorgänge nicht auf.

Walther und Rohlfing (1999) fanden bei ihren Untersuchungen im Vorfeld des Neubaus bzw. der Sanierung der Kläranlage und des Kanalnetzes von Leipzig heraus, dass sich bei Optimierung der Investitionskosten unter der Randbedingung vorgegebener Grenzwerte für die aus dem System emittierten Frachten durch eine Erhöhung der Zuflussmenge zur Kläranlage erhebliche Kosten einsparen lassen. Im Falle des üblichen zweifachen Trockenwetterzuflusses wurde ein Investitionsvolumen von 37 Mio. Euro errechnet. Durch Erhöhung des Zuflusses auf den 2,4-fachen Trockenwetterabfluss, in diesem Fall dem wirtschaftlichem Optimum, konnten die Kosten auf 15 Mio. Euro gesenkt werden. Das Beispiel macht das erhebliche Einsparpotenzial deutlich, welches durch eine integrierte Betrachtung von Kanal und Kläranlage bei entsprechenden Handlungsspielräumen erzielt werden kann. Dies gilt insbesondere dann, wenn Erweiterungs- bzw. Sanierungsmaßnahmen im Bereich des Kanalnetzes und/oder der Kläranlage anstehen.

Thöle (1999) fand bei einer Gesamtemissionsbetrachtung am Beispiel der Stadt Dresden, die ebenfalls mit Hilfe der dynamischen Simulationen durchgeführt wurde, heraus, dass durch eine Erhöhung des Drosselabflusses die Gesamtemission an organischer Belastung so lange reduziert werden kann, wie die Nachklärung die erhöhte hydraulische Belastung verkraftet. Bei den Ammonium-Emissionen ermittelte er, dass zwar auch hier durch Erhöhung der Zuflussmenge zunächst eine Verbesserung erzielt werden kann, aber ab einem Zufluss von mehr als  $2,85 \cdot Q_{s,x} + Q_F$  keine weitere Reduzierung der Gesamtemissionen mehr möglich ist.

Bruns (1999) entwickelte einen Algorithmus auf der Basis von Ammonium- und Schlammspiegelmessungen zur dynamischen Kopplung von Kanalnetz und Kläranlage. Bei den Versuchen auf der Kläranlage Ludwigsburg-Eglosheim (vorgeschaltete Denitrifikation) fand der Autor heraus, dass die hydraulische Spitzenbelastung um bis zu 100% über den Planungswert erhöht werden konnte, ohne dass es zu einer Überlastung kam.

Erbe (2002) berichtet über ein Projekt, welches das Ziel verfolgt, für ein Einzugsgebiet im Bereich des Wupperverbandes ein integriertes Simulationsmodell für Kanalnetz, Durchlaufkläranlage und Gewässer zu erstellen, um anschließend die Gewässerbelastung mittels gezielter Maßnahmen verringern zu können. Die verwendete Software kam bereits in ähnlichen Projekten zum Einsatz.

Obwohl diese und andere Beispiele belegen, dass integrierte Ansätze für die Bemessung, den Nachweis und den Betrieb von Kanalnetzen und Kläranlagen bereits über ein Jahrzehnt disku-

tiert werden, wurden bisher nur wenige Projekte auch großtechnisch in Angriff genommen (Wiese, 2004).

Im Rahmen des Projekts EPIKUR wurde von tectraa an der TU Kaiserslautern ein Leitfaden zur Methodik zur Entscheidungsfindung bei der Implementierung eines integrierten Betriebes von Kanalnetz und Kläranlage erstellt. Bei den drei Referenzanlagen zeigte sich insbesondere bei geringeren Niederschlagshöhen ein deutliches Potenzial zur Reduktion von Emissionen. Die Ergebnisse und Erfahrungen während der Messprogramme bilden eine gute Grundlage für weitergehende Untersuchungen und es wurde eine exemplarische Umsetzung der entwickelten Strategien in die Großtechnik geplant (Schmitt et al., 2005).

## **2.2 Schmutzfrachtsimulation**

Neben der Anwendung von Abflussmodellen zur Kanalnetzberechnung sind seit Mitte der 80er Jahre auch die Schmutzfrachtmodelle zu einem wesentlichen Instrumentarium der Kanalnetzplanung geworden. In erster Linie ging und geht es dabei um die Nachrechnung und Bewertung von Regenentlastungsbauwerken in Mischkanalisationen im Zuge der Neuplanung und Sanierung.

Für die Bemessung von Regenentlastungsbauwerken, die Speichervolumenermittlung von Regenüberlaufbecken und Stauraumkanälen, gibt das ATV-Arbeitsblatt A 128 ein standardisiertes Bemessungsverfahren sowie innerhalb definierter Anwendungsgrenzen ein vereinfachtes Aufteilungsverfahren vor (ATV, 1992). Für komplexere Entwässerungssysteme und bei besonderen Fragestellungen wird die Anwendung von Schmutzfrachtmodellen zum Nachweis der Entlastungstätigkeit der Regenentlastungsbauwerke empfohlen bzw. zwingend erforderlich (Schmitt, 1994).

Daneben kann in Sonderanwendungen die Ermittlung der Absolutwerte ausgetragener Schmutzfrachten aus der Misch- und Trennkanalisation zur Bewertung der Gewässerbelastung eine Veranlassung der Schmutzfrachtberechnung sein.

Schmutzfrachtmodelle erlauben die Berechnung der Entlastungskennwerte von Regenentlastungsbauwerken der Mischkanalisation und den Nachweis ihrer Wirksamkeit hinsichtlich der Begrenzung des Schmutzstoffaustrages in die Gewässer. Für ein vorgegebenes Niederschlagsereignis, in der Regel jedoch für längere Niederschlagsreihen bzw. ein Niederschlagskontinuum werden Abfluss und Schmutzfracht an den Regenentlastungsbauwerken einschließlich der Aufspaltung in die Teilströme

- weiterführender Abfluss
- Speicherung
- Entlastung

ermittelt und eine Bilanzierung der Teilströme vollzogen. Schmutzfrachtmodelle mit detaillierter Berechnung des Kanalabflusses erfassen insbesondere auch die Kanalvolumenaktivierung durch wirklichkeitsnahe Beschreibung des Abfluss- und Entlastungsverhaltens eines Kanalnetzes (Schmitt, 1985).

Die Schmutzfrachtberechnung mit Langzeitsimulation und Betrachtung der zeitlichen Abfolge der Niederschläge liefert ferner Hinweise zur Häufigkeit und Dauer von Entlastungsereignissen

und deren zeitlicher Verteilung. Durch die differenzierte Betrachtung der Gegebenheiten an den Einzelbauwerken und im Einzugsgebiet kann insbesondere auch die bauwerksspezifische Entlastungssituation ausgewiesen und beurteilt werden.

Im Rahmen dieser Studie wurde das Schmutzfrachtmodell KOSMO (Kontinuierliche Abfluss und Schmutzfrachtmodellierung) genutzt (s. auch Kap. 5.2). Eine Übersicht über im Rahmen der Schmutzfrachtsimulation relevanten Teilprozesses des Abflussgeschehens und der Abflussverschmutzung und die Modellansätze zur Abbildung der Phänomene finden sich in Schmitt (2004).

### **2.3 Simulation von Kläranlagen**

Die Simulation von Kläranlagen wird in Deutschland zunehmend zur Optimierung von Kläranlagen eingesetzt. Bei der Simulation werden gezielt Steuer- und Regelungsstrategien untersucht, die die Reinigungsleistung der Anlagen verbessert und unter ökonomischen Gesichtspunkten zu einer Betriebskosteneinsparung führt.

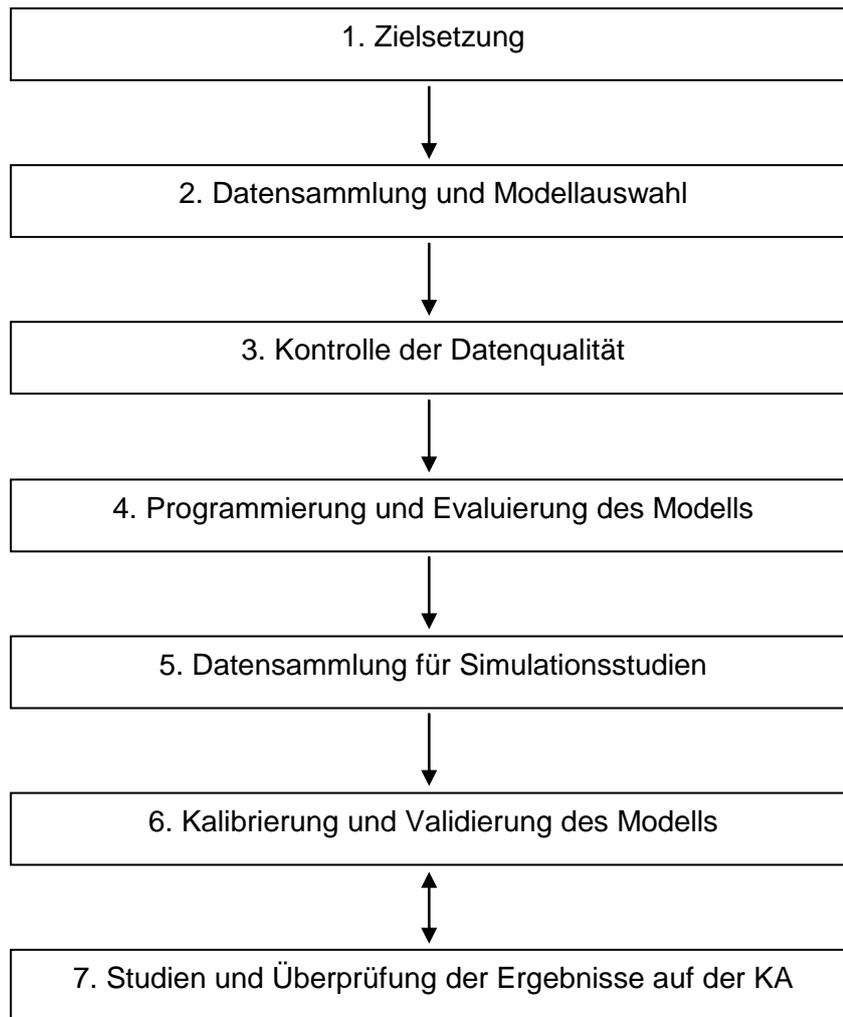
Eine zusätzliche Anwendungsmöglichkeit der dynamischen Simulation ist die Dimensionierung von Kläranlagen. Die Simulation kann bereits in der Planungsphase, bei Kenntnis der spezifischen Kläranlagenparameter wie Zulaufmenge und CSB-, N- und P-Belastung des Abwassers zur Dimensionierung der neu zu bauenden KA herangezogen werden.

Ein anderes Einsatzgebiet von Simulationen ist die Aus- und Weiterbildung von Fachkräften, Kläranlagenpersonal und Studenten, zur Vertiefung des Verständnisses der in Kläranlagen ablaufenden Prozesse.

In dem durchgeführten Forschungsvorhaben wird die Simulation der Kläranlage einerseits genutzt, um die Gesamtemission unter Berücksichtigung der Ablaufwerte und Betriebskosten zu senken. Dabei steht im Vordergrund das Verhalten auf unterschiedlich hohe Mischwasserzuflüsse zu analysieren. Erkenntnisse aus diesen Studien sollen aber auch Einblicke darüber geben, inwieweit die Dimensionierung von SBR-Anlagen verbessert und kostengünstiger geplant werden kann.

### **2.4 Vorgehen bei der Simulation**

Die dynamische Simulation der ZKA Spenge wurde gemäß dem Protokoll von Langergraber *et al.* (2004) durchgeführt. Die einzelnen Schritte dieses Protokolls entsprechen den unten aufgeführten Punkten in der gezeigten Reihenfolge.



1. Das Ziel der Simulation ist durch die Beschreibung des Forschungsvorhabens bereits gegeben und festgelegt worden. Mit Hilfe der Simulation sollen die verschiedenen biologischen Vorgänge im Pufferbehälter und in den SB-Reaktoren beschrieben werden. Für die Kalibrierung wurde als Leitreaktor der SBR 2 der ZKA Spenge untersucht.

2. Die Datensammlung umfasst die Aufnahme aller kläranlagenspezifischen Daten, wie z. B. Pumpenleistungen, Zulaufmengen und alte Messprotokolle. Die Gründe für die Wahl des Modells werden separat im Abschnitt 2.2.4 „Kombination von ASM3 mit dem EAWAG-BioP-Modell“ erläutert.

3. Die Qualität der bereits vorhandenen Daten, z. B. aus Messungen des Kläranlagenpersonals wurde für die Zwecke der Simulation als nicht ausreichend eingestuft. Aus diesem Grund mussten eigenständige, mehrere Messkampagnen durchgeführt werden.

4. Das Modell zur dynamischen Simulation der Kläranlage wurde von der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH erstellt. Besondere Merkmale wie das RS-Verfahren, Puffer 1 und 2 im Bypass und die besondere Regeltechnik sollten implementiert werden.

5. Die zur Simulation erforderlichen Daten werden im Rahmen verschiedener Messkampagnen durch die Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH ermittelt. Bei diesen Messkampagnen werden die Zulauf- und Abflurraten der Kläranlage erfasst, die während unterschiedlicher Zyklusstrategien vorhanden waren, bzw. erreicht wurden und die internen Prozesse der Kläranlage werden untersucht. Außerdem werden verschiedene kinetische Parameter mit Hilfe von OUR-Messungen bestimmt. Die Zulauffraktionierung umfasst die Aufbereitung der während der Messkampagnen ermittelten Daten zur Nutzung im Simulationsmodell.

6. Während der Kalibrierung werden die kinetischen Parameter so eingestellt, dass eine bestmögliche Übereinstimmung mit den internen Prozessen und Ablaufwerten erzielt wird. In der Validierung werden diese Einstellungen an Hand einer separaten Messung überprüft.

7. In der letzten Phase der dynamischen Simulation können verschiedene Studien zur Verfahrensoptimierung und/oder Optimierungen der Betriebsstrategien der Kläranlage durchgeführt werden.

#### **2.4.1 Belebtschlammmodelle**

Für die dynamische Simulation von Belebtschlammanlagen wird heute in der Regel Bezug auf das Activated Sludge Model No.1 (ASM1) der IAWPRC genommen. Herausgegeben wurde das Modell von der ehemaligen IAWPRC (heute IAWQ) „Task Group on Mathematical Modelling for Design and Operation of Biological Wastewater Treatment“ (Henze et al., 1987). Dieses Modell basiert auf den Vorstellungen und Prozessbeschreibungen, die auf der Cape Town University in Südafrika in den siebziger Jahren entwickelt wurden (Marais und Ekama, 1976; Dold et al., 1980; zitiert in: Zettl, 2001). Mangelndes Vertrauen in die mathematischen Modelle und geringe Leistungsfähigkeit der Computer bremste bis zur Herausgabe des ASM1 die Verbreitung dynamischer Simulationen. Spätere Veröffentlichungen und erweiterte Simulationsmodelle bezogen sich dann auf dieses Modell, so dass es zu einer international anerkannten Grundlage für dynamische Simulation geworden ist (Zettl, 2001).

Die Berechnungen im ASM1 basieren auf zumindest theoretisch bilanzierbaren Größen, im Wesentlichen unterschiedliche CSB- und Stickstoff-Fraktionen. Zur Beschreibung der im Modell ablaufenden Prozesse wurde die Matrixform gewählt, um eine gute Übersichtlichkeit der komplexen Zusammenhänge zu ermöglichen. Mit den 13 Modellkomponenten und den 8 Umwandlungsprozessen werden Kohlenstoffabbau, Sauerstoffverbrauch, Schlammproduktion, Nitrifikation und Denitrifikation berechnet.

Um die Phosphorelimination in der biologischen Reinigung beschreiben zu können, wurde ASM2 eingeführt (Henze et al., 1995). Diese Weiterentwicklung des ASM1 beinhaltet 19 Modellkomponenten und 17 Umwandlungsprozesse. Daran wird deutlich, dass der Aufwand umfangreicher und die Simulation noch komplexer ausfällt. Die erzielten Ergebnisse waren nicht

so gut, wie die des ASM1, so dass das Modell international eine geringere Anerkennung bekam als der Vorgänger. In der später veröffentlichten und modifizierten Form ASM2d (Henze et al., 1999) wird die denitrifizierende Aktivität der phosphorakkumulierenden Organismen berücksichtigt. Dadurch lassen sich zufriedenstellendere Ergebnisse erzielen (Zettl, 2001).

ASM3 (Gujer et al., 1999) ist im Prinzip genauso aufgebaut wie ASM1, bezieht sich jedoch auf neuere Forschungserkenntnisse über Belebtschlammprozesse. Neu ist die Speicherung von organischem Substrat und die Beschreibung der Lyse mit Hilfe der endogenen Atmung.

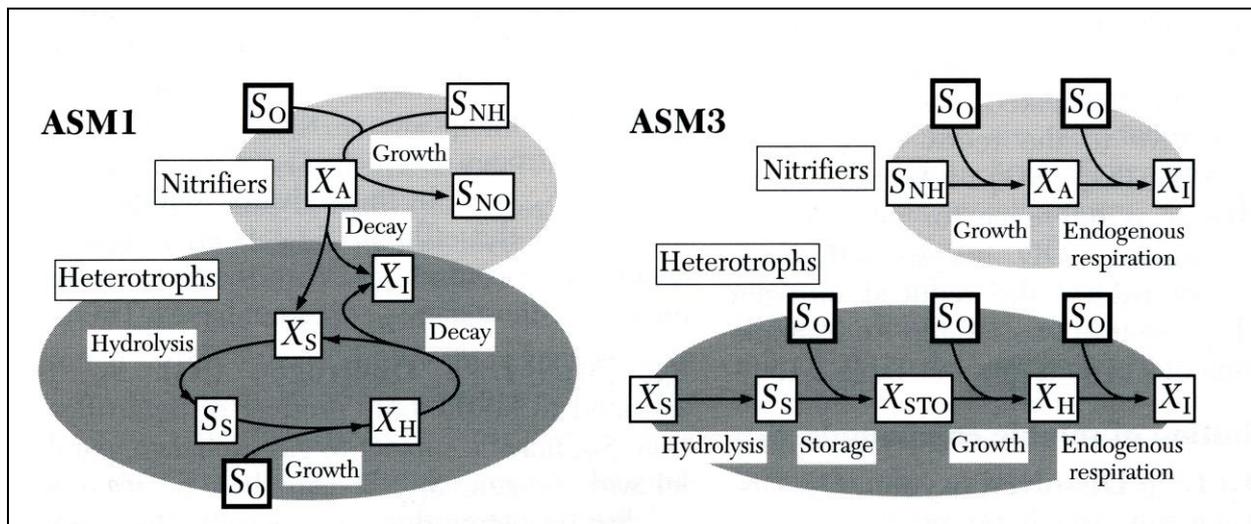


Abbildung 2-2: Vergleichende Betrachtung der Absterbeprozesse in ASM1 und ASM3 aus (Henze et al., 2000).

Bei ASM1 wurden für alle Absterbeprozesse die innerhalb des Belebtschlammes stattfinden eine einzige Beschreibung eingeführt. Der Grund für diese Vereinfachung war damals die Einschränkung der Modelle durch begrenzte Rechnerleistung. Da dieser Faktor heute aber nicht mehr in dem damaligen Ausmaß als limitierend angesehen werden kann, wurde im ASM3 eine detailliertere Beschreibung für die Zerfallsprozesse der Biomasse eingeführt. Dabei handelt es sich um die sog. endogene Respiration. Durch diese werden alle Prozesse beschrieben, durch die Biomasse verloren geht.

Die Trennung zwischen den autotrophen und heterotrophen Mikroorganismen (MO) im ASM3 kann sehr gut an Hand der Abbildung 2-2 nachvollzogen werden.

Im Folgenden soll eine kurze Zusammenstellung der im ASM3 benutzten Komponenten und Prozesse gegeben werden.

Im ASM3 finden 13 Stoffgruppen Berücksichtigung. Diese werden in gelöste und partikuläre Komponenten unterschieden. Die gelösten und partikulären Bestandteile sind wie folgt definiert (Henze et al., 2000):

1.	$S_{O_2}$	gelöster Sauerstoff, $O_2$	$[g O_2/m^3]$
2.	$S_I$	gelöste, biologisch inerte organische Stoffe	$[g CSB/m^3]$
3.	$S_S$	gelöste, biologisch leicht abbaubare Stoffe	$[g CSB/m^3]$
4.	$S_{NH_4}$	Ammonium	$[g N/m^3]$
5.	$S_{N_2}$	durch Denitrifikation freigesetzter Stickstoff, $N_2$	$[g N/m^3]$
6.	$S_{NOX}$	Nitrit plus Nitrat	$[g N/m^3]$
7.	$S_{ALK}$	Alkalinität	$[mol HCO_3/m^3]$
8.	$X_I$	partikuläre, biologisch inerte organische Stoffe	$[g CSB/m^3]$
9.	$X_S$	partikuläre, biologisch langsam abbaubare Stoffe	$[g CSB/m^3]$
10.	$X_H$	heterotrophe Biomasse	$[g CSB/m^3]$
11.	$X_{STO}$	durch $X_H$ gespeicherte organische Stoffe	$[g CSB/m^3]$
12.	$X_A$	autotrophe Biomasse	$[g CSB/m^3]$
13.	$X_{SS}$	partikuläre, suspendierte Feststoffe	$[g SS/m^3]$

Die folgende Zusammenstellung gibt einen Überblick über die im ASM3 modellierten Prozesse (Henze *et al.*, 2000):

1. Hydrolyse von partikulären organischen Stoffen
2. aerobe Speicherung von leicht abbaubarem Substrat ( $S_S$ )
3. anoxische Speicherung von leicht abbaubarem Substrat ( $S_S$ )
4. aerobes Wachstum der heterotrophen und autotrophen Biomasse
5. anoxisches Wachstum der heterotrophen Biomasse
6. aerobe endogene Respiration
7. anoxische endogene Respiration
8. aerobe Veratmung von Speicherprodukten ( $X_{STO}$ )
9. anoxische Veratmung von Speicherprodukten ( $X_{STO}$ )

#### 2.4.2 EAWAG-BioP-Modell

Als Erweiterung für das ASM3 wurde ein Bio-P Modul von der EAWAG (Eidgenössische Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz) entwickelt, um auch die Phosphorelimination in diesem Modell beschreiben zu können.

Damit dieses Ziel erreicht werden konnte wurde das ASM3 Modell derart angepasst, das alle Wachstumsprozesse der BioP-MO unter Berücksichtigung des Einflusses von Phosphor modelliert werden. Des Weiteren wurde, um das Modul so einfach wie möglich zu halten, bei der Aus-

legung des Modells nur von einem einzigen Substratpool ( $S_s$ ) ausgegangen, (Rieger *et al.*, 2001).

### 2.4.3 Kombination von ASM3 mit dem EAWAG-BioP-Modell

Im Folgenden soll kurz ausgeführt werden, weshalb eine kombinierte Nutzung von ASM3 und EAWAG-BioP-Modul für die Simulation der ZKA Spenge als sinnvoll angesehen wird:

Das RS-Verfahren wurde bereits unter Zuhilfenahme von ASM1 untersucht (Roog, 2004). Bei dieser Simulation wurde festgestellt, dass die  $\text{NO}_3$ -Werte im Pufferbehälter und im Reaktor gesenkt werden. Mit dem ASM1 konnte die Auswirkung auf die biologische Phosphorentfernung aber nicht untersucht werden. Es war also notwendig ein Modell zu nutzen, mit dem die Simulation der biologischen P-Elimination möglich ist. Das RS-Verfahren und die damit einhergehende weitergehende biologische P-Elimination kann mit dem ASM2d oder mit dem ASM3 in Kombination mit dem EAWAG-BioP-Modul simuliert werden. Eine vergleichende Simulationsanalyse dieser Modelle wurde bereits bei der Kläranlage Deuz durchgeführt und folgende Schlüsse gezogen:

Für die Simulation einer Kläranlage mit dem ASM2d ist es notwendig, flüchtige Fettsäuren im Abwasser zu bestimmen. Diese Untersuchung ist überaus kostenintensiv und kann darüber hinaus nicht hausintern von der Firma LimnoTec ausgeführt werden. Die Bestimmung der flüchtigen Fettsäuren ist für die Simulation mit dem ASM3 und EAWAG-BioP-Modul nicht notwendig und birgt somit ein beträchtliches Kosteneinsparungspotential.

Im Belebtschlamm konkurrieren verschiedene Mikroorganismenspezies um die vorhandenen Substrate. Darunter befinden sich auch die rein heterotrophen und die phosphorakkumulierenden MO. Mit dem ASM3 als alleiniger Simulationsgrundlage kann eine entsprechende Konkurrenz zwischen diesen beiden Mikroorganismengruppen, wie sie real auftritt, nicht simuliert werden. Dies ist nur unter Verwendung der beiden Teile ASM3 und EAWAG-Bio-Modul möglich.

Ein weiterer Grund für die Nutzung des ASM3 war die Tatsache, dass sich im ASM3 die Erträge der MO unter aeroben und anoxischen Bedingungen differenziert einstellen lassen. Dies ist beim ASM2d nur mit Hilfe von Korrekturfaktoren möglich und nicht im gleichen Maß wie beim ASM3.

Noch ein Grund für die Anwendung des ASM3 auf die ZKA Spenge ist die verfahrenstechnische Auslegung derselben. Die Beschickung der Reaktoren erfolgt unter anoxischen/anaeroben Bedingungen, in einer Phase also, in der vorwiegend eine Speicherung von leicht abbaubaren Substraten durch phosphorakkumulierende MO und/oder rein heterotrophe MO stattfindet. Später wird dieses Substrat dann unter aeroben Bedingungen abgebaut. Man kann also erkennen, dass hier prozessspezifisch in der neuen ZKA Spenge genau die Trennung von Speicherung und Veratmung von Substrat stattfindet, die im ASM3 neu eingeführt wurde. Diese Speicherung wird aber auch von phosphorakkumulierenden MO durchgeführt, die mit dem ASM3 allein nicht simulierbar sind, sondern nur mit der bereits genannten Kombination von ASM3 und EAWAG-BioP-Modul.

### 2.4.4 Zulauffraktionierung

Bei der Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer (STOWA) handelt es sich um die niederländische Stiftung zur angewandten Wasserforschung, welche im Jahr 1971 gegründet wurde. Um eine Vereinheitlichung bei der Abwasseruntersuchung zu erreichen, schlug die STOWA im

Jahr 1998 eine Fraktionierung der im Abwasser befindlichen Kohlenstoff- und Stickstoffverbindungen über eine Kombination von biologischen und physikalisch-chemischen Methoden vor.

Bei der physikalisch-chemischen Methode wird eine Aufteilung in partikuläre und gelöste Bestandteile über eine Filtration erreicht. Dabei kann wahlweise eine Aufteilung der Abwasserbestandteile mit einer Kombination aus Fällung und Filtration (Mamais *et al.*, 1993) oder ausschließlich einer Filtration (Roeleveld und Kruit, 1998) stattfinden.

Bei der ersten Variante werden nach einer Fällung mit Zinksulfat oder anderen Fällungsmitteln Filter mit einem Porendurchmesser von 0,45 µm verwendet. Es stellte sich jedoch heraus, dass mit diesen Filtern nicht alle partikulären Bestandteile abfiltriert wurden.

Bei der zweiten Variante nimmt man eine Filtration mit Filtern mit einem Porendurchmesser von 0,1 µm vor, dadurch sollte eine ausreichende Trennung von partikulären und gelösten Bestandteilen erreicht werden.

Bei dieser standardisierten Art der Abwasserfraktionierung werden der Kohlenstoff- und der Stickstoffanteil des zulaufenden Abwassers in ihre Bestandteile aufgespalten.

#### 2.4.4.1 Kohlenstofffraktionierung

Für die Zulauffraktionierung für das ASM3 sind bis zum heutigen Zeitpunkt keine eindeutigen Richtlinien veröffentlicht worden, daher werden die Fraktionierungen entsprechend den STOWA-Richtlinien durchgeführt.

Bei der Fraktionierung der mit dem Abwasser zufließenden Kohlenstoffverbindungen nach der STOWA-Richtlinie werden folgende Fraktionen bestimmt:  $S_S$ ,  $S_I$ ,  $X_S$  und  $X_I$ . Im Zulauf befinden sich zusätzlich die heterotrophe ( $X_H$ ) und autotrophe ( $X_A$ ) Biomasse. Die beiden letztgenannten Fraktionen werden nach der STOWA-Richtlinie nicht bestimmt. Die heterotrophe Biomasse muss nur dann bestimmt werden, wenn ein Ausschwemmen dieser MO's zu befürchten ist. Die Wachstumsrate der heterotrophen MO ist aber so groß, dass ein Ausschwemmen in der Praxis nicht auftritt und eine Bestimmung dieser Abwasserfraktion nicht notwendig erscheint. Der Anteil der autotrophen MO's am Zulauf ist im Vergleich zum  $CSB_{ges}$  so gering, dass auch für diese Fraktion eine Bestimmung nicht notwendig ist (Roeleveld und Kruit, 1998). Aus den vorhergegangenen Betrachtungen ergibt sich für den CSB im Zulauf der Kläranlage folgende Gleichung:

$$CSB_{zu,ges} = S_S + S_I + X_S + X_I$$

Durch die im ersten Abschnitt dieses Kapitels beschriebene Filtration des Zulaufs kann der  $CSB_{zu,ges}$  in membranfiltrierbare ( $CSB_{zu,mf}$ ) und partikuläre ( $CSB_{zu,part}$ ) Bestandteile aufgeteilt werden.

$$CSB_{zu,ges} = CSB_{zu,mf} + CSB_{zu,part}$$

$$CSB_{zu,mf} = S_S + S_I$$

$$CSB_{zu,part} = X_S + X_I$$

Der biologisch nicht abbaubare, inerte Bestandteil  $S_I$  des Zulaufs bleibt während des Reinigungsprozesses in der KA unverändert. Der Wert dieser Fraktion kann daher aus einer filtrierten Ablaufprobe ermittelt werden. Da jedoch innerhalb des Behandlungsprozesses ein geringer Anteil an  $S_I$  entsteht, z. B. durch Absterbeprozesse, der Biomasse muss der  $CSB_{zu,mf}$  aus den Ablaufwerten ( $CSB_{ab,mf}$ ) unter Verwendung eines Korrekturfaktors berechnet werden.

$$S_I = 0,9 \cdot CSB_{ab,mf}$$

$$S_S = CSB_{zu,mf} - S_I$$

Der biologisch abbaubare Anteil des Abwassers BCSB, bestehend aus den gelösten, leicht abbaubaren Verbindungen  $S_S$  und den partikulären, langsam abbaubaren Verbindungen  $X_S$  berechnet sich aus der Summe der beiden genannten Fraktionen.

$$BCSB = S_S + X_S$$

Der BCSB wird mit Hilfe einer Biologischer Sauerstoffbedarf (BSB)-Messung bestimmt. Hierbei wird eine  $BSB_{20}$ -Messung favorisiert, da bei einer  $BSB_5$ -Messung erst 60 – 70 % der abbaubaren Bestandteile oxidiert worden sind. Der  $BSB_{ges}$  wird nach Beendigung der Messung aus dem zeitlichen Verlauf derselben berechnet, da auch eine  $BSB_{20}$ -Messung als nicht ausreichend zuverlässig angesehen wird (Roeleveld und Kruit, 1998). Das Ergebnis für den  $BSB_{ges}$  wird nach der in der Richtlinie gegebenen Formel

$$BSB_{ges} = \frac{BSB_t}{1 - e^{-k_{BSB} \cdot t}}$$

berechnet. Dabei wird der Wert für  $k_{BSB}$  durch Anpassung an die Messwerte ermittelt. Der BCSB muss nun unter Zuhilfenahme eines Korrekturfaktors  $f_{BSB}$  aus dem  $BSB_{ges}$  berechnet werden. Die Einführung eines Korrekturfaktors ist notwendig, weil ein Teil des BCSB während der Messung durch Wachstums- und Zerfallsprozesse in inerten CSB umgewandelt wird. Die Berechnung des BCSB erfolgt nach folgender Formel:

$$BCSB = \frac{BSB_{ges}}{1 - f_{BSB}}$$

Nachdem aus diesen Berechnungen die Zulauffractionen  $S_S$ ,  $X_S$  und  $S_I$  bekannt sind, kann aus der Gleichung

$$X_I = CSB_{zu,ges} - S_S - S_I - X_S$$

der partikuläre, biologisch nicht abbaubare Abwasserbestandteil  $X_I$  berechnet werden.

#### 2.4.4.2 Stickstoff- und Phosphorfractionierung

Nach der STOWA-Richtlinie wird die Stickstofffraktionierung folgendermaßen vorgenommen. Der Total Kjeldahl Nitrogen (TKN) im Zulauf besteht aus dem gesamten Stickstofffraktion  $N_{zu,ges}$  außer Nitrat ( $S_{NO}$ ) und wird dabei über folgende Formel berechnet:

$$TKN = N_{zu,ges} - S_{NO}$$

Im TKN sind jedoch noch andere Stickstofffraktionen enthalten ( $S_{NH}$ = Ammonium;  $S_{ND}$ =leicht abbaubare, gelöster, organischer Stickstoff;  $S_{NI}$ =inert gelöster, organischer Stickstoff;  $X_{ND}$ =langsam abbaubarer, partikulärer, organischer Stickstoff;  $X_{NI}$ =inert, partikulärer, organischer Stickstoff).

$$TKN = S_{NH} + S_{ND} + S_{NI} + X_{ND} + X_{NI}$$

Nach der STOWA-Richtlinie werden  $S_{NI}$  und  $X_{NI}$  vernachlässigt. Die obige Formel vereinfacht sich damit zu

$$TKN = S_{NH} + S_{ND} + X_{ND}$$

Der leicht abbaubare gelöste Stickstoff wird aus dem TKN im Membranfiltrat ( $TKN_{mf}$ ) nach der Formel

$$S_{ND} = TKN_{mf} - S_{NH}$$

berechnet.

Die schwer abbaubare, partikuläre Stickstofffraktion  $X_{ND}$  wird nach der unten stehenden Gleichung bestimmt:

$$X_{ND} = \left( TKN_{ges} - TKN_{mf} \right) \cdot \frac{X_S}{\left( X_S + 0,25 \cdot X_I \right)}$$

Diese Stickstofffraktionierung ist jedoch nicht für das ASM3 vorgesehen.

Bei der Stickstofffraktionierung für das ASM3 und der Phosphorfractionierung für das EAWAG-BioP-Modul wird auf Faktoren zurückgegriffen, mit denen die Anteile an N und P in den unterschiedlichen nach der STOWA-Richtlinie bestimmten Kohlenstoffzulauffractionen errechnet werden.

Die partikulären und gelösten Bestandteile werden mit dem jeweiligen Umrechnungsfaktor multipliziert. Die Umrechnungsfaktoren werden in Tabelle 2-1 vorgestellt.

Tabelle 2-1 : Übersicht der i-Faktoren im ASM3-EAWAG-BioP-Modul

Faktor	Definition	Wert	Einheit
$iNS_I$	N-Gehalt der inerten gelösten Fraktion $S_I$	0,01	gN/gCSB
$iNS_S$	N-Gehalt der leicht abbaubaren gelösten Fraktion $S_S$	0,03	gN/gCSB
$iNX_I$	N-Gehalt der inerten partikulären Fraktion $X_I$	0,03	gN/gCSB
$iNX_S$	N-Gehalt der schwer abbaubaren Fraktion $X_S$	0,035	gN/gCSB
$iNX_{BM}$	N-Gehalt der Biomassefraktion $X_{BM}$	0,07	gN/gCSB
$iPS_I$	P-Gehalt der inerten gelösten Fraktion $S_I$	0	gP/gCSB
$iPS_S$	P-Gehalt der leicht abbaubaren gelösten Fraktion $S_S$	0	gP/gCSB
$iPX_I$	P-Gehalt der inerten partikulären Fraktion $X_I$	0,01	gP/gCSB
$iPX_S$	P-Gehalt der schwer abbaubaren Fraktion $X_S$	0,005	gP/gCSB
$iPX_{BM}$	P-Gehalt der Biomassefraktion $X_{BM}$	0,014	gP/gCSB

Eine Fraktionierung basierend auf gemessenen Zulaufdaten ist bisher nicht beschrieben worden. Daher wurde die Fraktionierung nach der STOWA-Richtlinie genutzt, um die Fraktionierung nach ASM3 mit festgelegten Faktoren zu überprüfen.

Die  $N_{ges}$ - und  $P_{ges}$ -Werte aus den CSB-Fractionen wurden mit den i-Standardparametern berechnet.

#### 2.4.5 Oxygen Uptake Rate

Bei der als Oxygen Uptake Rate (OUR) bezeichneten Methode handelt es sich um die Messung und Interpretation von Sauerstoffaufnahme- und -verbrauchsdaten von Belebtschlamm unter definierten Laborbedingungen. Dabei gibt es viele verschiedene Ansätze wie diese Daten ermittelt werden können. Die Bandbreite der unterschiedlichen Versuchsaufbauten reicht von einem manuell zu bedienenden Messbehälter bis zu vollautomatischen Respirimetern die Probenahme, Kalibrierung und Ermittlung der Respirationsrate selbstständig durchführen. Bei dieser Art der Aktivitätsbestimmung von  $MO_2$  wird die Konzentration des in Lösung befindlichen Sauerstoffs mit Hilfe einer Sauerstoffsonde bestimmt.

Es gibt in der Respirimetrie vier grundlegende Messprinzipien, um den in einer Flüssigkeitsphase gelösten Sauerstoff zu messen, (Spanjers *et al.*, 1998). Die grundlegende Variante besteht aus einem Batchansatz der manuell wiederbelüftet wird.

Da bei dieser Variante die geringsten Anforderungen an die Laborausstattung gestellt werden, wurden die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens zu ermittelnden Daten nach diesem Messprinzip ermittelt.

Mit Hilfe der OUR können wichtige zur Simulation benötigte Parameter bestimmt werden. Hier können zum Beispiel die leicht abbaubare Substratfraktion (Melcer *et al.*, 2003) und verschiedene kinetische Parameter wie Erträge, Sterberaten und Wachstumsraten (Petersen *et al.*, 2003) genannt werden. Mit Hilfe von OUR-Messungen ist auch eine Bestimmung der Biomasse möglich (Melcer *et al.*, 2003).

#### **2.4.6 Nitrate Uptake Rate**

Bei der Nitrate Uptake Rate (NUR)-Messung werden unter Zuhilfenahme von Küvettentests Veränderungen in der Nitratkonzentration eines anoxischen Batchansatzes ermittelt. Mit dieser Untersuchungsmethode können unter anderem der anoxische Ertrag und die anoxische Sterberate bestimmt werden. Die anoxische Sterberate kann aber nur dann ermittelt werden wenn ein Belebtschlamm lange genug unter anoxischen/anaeroben Bedingungen inkubiert wird.

#### **2.4.7 Phosphate Uptake Rate**

Das Vorgehen bei der Ermittlung der Phosphate Uptake Rate (PUR) entspricht dem der NUR. Auch hier werden die Konzentrationsänderungen des Phosphats mit Hilfe von Küvettentests bestimmt. Dies wird allerdings unter wechselnden anaeroben und aeroben Verhältnissen durchgeführt, um eine Phosphatrücklösung und eine Aufnahme des Phosphats beobachten zu können.

### **2.5 SBR-Verfahren und Mischwasserbehandlung**

#### **2.5.1 Das SBR-Verfahren**

Die Bezeichnung SBR steht für „Sequencing Batch Reactor“, übersetzt werden könnte dies mit „Sequentieller Belebtschlamm Reaktor“ oder besser „Belebungsanlagen mit Aufstaubetrieb“. Es handelt sich um ein Verfahren zur biologischen Abwasserreinigung, bei dem die biologischen Reinigungsprozesse in einem Becken, Reaktor genannt, stattfinden. Im Unterschied zu konventionellen Kläranlagen wird der SBR chargenweise mit Abwasser befüllt. Nach einer mehr oder weniger langen reinen Befüll- und Rührphase unter anoxischen oder anaeroben Bedingungen wird das Becken belüftet. Im Anschluss an die Belüftungsphase folgen bei einigen SBR-Verfahren weitere Befüll-, Rühr- und Belüftungsphasen. Danach wird der Beckeninhalt nicht mehr durchmischt, so dass sich der Belebtschlamm absetzen und das Klarwasser abgezogen werden kann. In dieser Phase kann auch der Überschussschlamm am Beckenboden abgezogen werden (Schreff und Steinle, 2001).

Die verschiedenen Phasen während eines Zyklus werden nach ATV M 210 folgendermaßen definiert und in Abbildung 2-3 schematisch gezeigt:



SBR-Anlagen kann man in drei Verfahrensvarianten gliedern (ATV M 210, 1997):

- kontinuierliche Beschickung
- diskontinuierliche Beschickung ohne Speicher
- diskontinuierliche Beschickung mit Speicher

Bei der ersten Variante wird das kontinuierlich zulaufende Abwasser bis zum Erreichen des maximalen Wasserspiegels im SBR angestaut. In dieser Zeit müssen die Reaktionsphasen (Belüftungs- und Mischphase) erfolgen, um nach einer Absetzphase Klarwasser abziehen zu können. Durch den kontinuierlichen Zufluss von Abwasser wird das Absetzen des Belebtschlammes und damit der Abzug des Klarwassers beeinträchtigt.

Der Unterschied der zweiten Variante zur ersten besteht in der kürzeren Beschickungsdauer. Zur Realisierung sind mindestens zwei Reaktoren notwendig, um den Zulauf zeitlich aufteilen zu können. Dadurch kann eine diskontinuierliche Beschickung erfolgen. Der Vorteil gegenüber der kontinuierlichen Beschickung liegt in der ungestörten Absetz- und Dekantierphase.

Beide Varianten haben gemeinsam, dass schwankende Zulaufbedingungen durch Tagesgang oder Regenereignis den Betrieb der Anlage dahingehend beeinflussen, dass bei einem konstanten Zyklus das Austauschvolumen oder bei konstantem Austauschvolumen der Zyklus variiert werden muss, da die Wassermengen sofort in die Reaktoren weitergeleitet werden.

Bei der dritten Variante mit Speicherbecken kann man von einer mehr oder weniger starken Abkopplung der spezifischen Zulaufbedingungen sprechen. In einem Pufferbehälter können Tagesspitzen des Zulaufs auf einen längeren Zeitraum verteilt werden. Dadurch können die Reaktoren gleichmäßiger beschickt werden, und es kann ein konstanter Zyklus mit nahezu konstantem Austauschvolumen realisiert werden.

Alle Parameter des Abwasserreinigungsprozesses lassen sich ohne bauliche Veränderungen über eine entsprechende Steuerung verändern (Holm, Hellmeier und Overfeld, 1998):

- TS-Konzentration im Reaktor
- Austauschvolumen
- Dauer und Häufigkeit einzelner Prozessphasen
- Verweilzeit des Abwassers
- Schlammalter
- Sauerstoffkonzentration
- Sedimentationszeit

Durch die vielen Einstellungsmöglichkeiten und Regelungserfordernisse wird für das SBR-Verfahren eine Anlagensteuerung benötigt. Diese erfolgt vollautomatisch und stellt so einen zuverlässigen Verfahrensablauf sicher. Erste Entwicklungen des SBR-Verfahrens zu Beginn des zwanzigsten Jahrhunderts scheiterten trotz zufriedenstellender Ergebnisse an dem hohen Bedienungsaufwand. Zur damaligen Zeit mussten die Aggregate weitestgehend von Hand bedient werden, das führte zu zahlreichen Fehlschaltungen (Ardern, 1927, zitiert in: ATV M 210, 1997). Ende der siebziger Jahre wurde das SBR-Verfahren wieder entdeckt und durch den

technischen Fortschritt in der Automatisierungstechnik erstmals praktisch realisierbar (Irvine und Busch, 1979, zitiert in: ATV M 210, 1997). In den achtziger Jahren folgten diverse Pilotversuche zur Behandlung unterschiedlicher Abwässer mit dem SBR-Verfahren. Die großtechnische Umsetzung dieses Verfahrens dauerte jedoch im deutschsprachigen Raum bis Beginn der Neunziger, als nach ersten industriellen Abwasserreinigungsanlagen auch Betriebserfahrungen im Bereich der kommunalen Abwasserreinigung gewonnen wurden (Döllerer et al., 1996). In der heutigen Zeit bildet das SBR-Verfahren eine vollwertige Alternative zu konventionell betriebenen Kläranlagen. Die Anlagensteuerung lässt sich zuverlässig und komfortabel über das Prozessleitsystem (PLS) und die speicherprogrammierbare Steuerung (SPS) regeln und überwachen.

## 2.5.2 Das DIC/RS-SBR-Verfahren

Die SBR-Verfahren DIC-SBR (*Differential Internal Cycle-strategie-Sequential-Batch-Reactor*) und RS-SBR (*Rücklaufschlamm-, Recycle-Sludge-Sequential-Batch-Reactor*) sind auf der neuen Zentralkläranlage (ZKA) in Spenge mit zwei Pufferbehältern im Bypass realisiert worden. Nach dem DIC-Verfahrensprinzip werden im ersten Pufferbehälter bedarfsgerecht zwei unterschiedliche Abwasserteilströme zur Beschickung der Reaktoren hergestellt. Nach dem RS-Verfahrensprinzip wird ein Belebtschlamm-Teilstrom aus den Reaktoren über diesen Pufferbehälter und optional auch über den zweiten Pufferbehälter zurückgeführt.

Diese Verfahren sind entwickelt worden, um eine sehr weitgehende Nährstoffelimination (Stickstoff und Phosphor) zu gewährleisten.

Ein Teilstrom des Rohabwassers wird nach der mechanischen Vorbehandlung über das neue Beschickungspumpwerk in den ersten Pufferbehälter geleitet. Dieser Pufferbehälter dient dabei als:

- Vorlagebehälter für die ausgeprägt stoßweise Beschickung der drei SBR-Reaktoren
- Hydrolysebehälter zur Hydrolyse und Vorversäuerung des Rohabwassers inklusive der Primärschlämme
- Tagesausgleichsbehälter mit spezifischem Typushöhenhang zur Fracht-/Hydraulikvergleichmäßigung.
- Behälter zur vorgeschalteten Denitrifikation und Bio-P-Elimination nach dem RS-Prinzip.
- Behälter zur bedarfsgerechten Erzeugung zweier unterschiedlicher Abwasserteilströme nach dem DIC-Prinzip.

Der eine Abwasserteilstrom aus dem ersten Pufferbehälter besteht aus „dünnem“ Abwasser mit einem niedrigen C/N (Kohlenstoff/Stickstoff)-Verhältnis und entspricht dem Überstand. Dieser Teilstrom wird bei allen ersten internen Zyklen in die SBR-Reaktoren gefördert (Abbildung 2-4).

Der zweite Abwasserteilstrom besteht aus „dickem“ Abwasser mit einem sehr hohen C/N-Verhältnis und entspricht dem Konzentrat. Dieser Teilstrom wird in einem zweiten bzw. letzten internen Zyklus in die SBR-Reaktoren gepumpt. Mit diesem zweiten Teilstrom wird auch der überwiegende Teil des aus den Reaktoren zugeführten Belebtschlammes wieder in diese zurückgeführt (RS-SBR-Verfahren).

Mit dem DIC-SBR- und RS-SBR-Verfahren werden äußerst günstige Voraussetzungen für die biologische Phosphor-Elimination geschaffen und sehr niedrige Gesamt-Stickstoff-Ablaufwerte erreicht.

Der zweite Pufferbehälter wird über den Notüberlauf des ersten Pufferbehälters oder direkt über das Beschickungspumpwerk mit Abwasser beschickt. Die spezifisch optimale Betriebsführung dieses Pufferbehälters, insbesondere im Rahmen der automatischen Umstellung auf Regenwetterbetrieb, wird im Rahmen dieses Forschungsvorhabens herausgearbeitet.

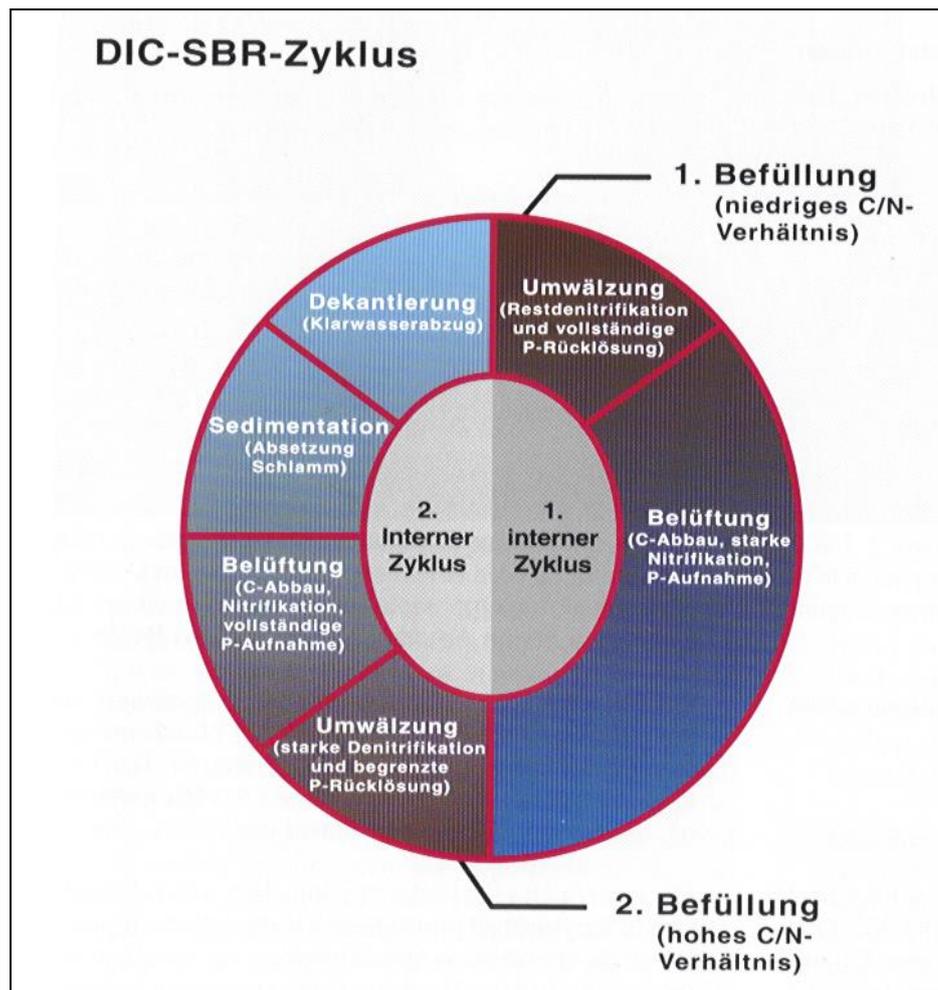


Abbildung 2-4: Schematische Darstellung eines DIC-SBR-Zyklus

### 2.5.3 Die Mischwassermitbehandlung beim SBR-Verfahren

Seit einigen Jahren ist die Zahl der in Deutschland (und in anderen Ländern) in Betrieb bzw. im Bau befindlichen SBR-Anlagen stark ansteigend. Außerdem findet die SBR-Technologie auch zunehmend bei größeren Kläranlagen (> 5.000 EW) Anwendung. Es war deshalb an der Zeit, im Rahmen dieses Projektes systematisch zu untersuchen, ob nicht auch SBR-Anlagen mit Mischsystem integriert geplant und betrieben werden können.

Bis jetzt beschäftigen sich nur vereinzelte Untersuchungen mit den Möglichkeiten eines integrierten Betriebes, wenn als Reinigungsverfahren das SBR-Verfahren gewählt wurde. Dies ist wohl auch darauf zurückzuführen, dass lange Zeit die grundsätzliche Eignung des SBR-Verfahrens für den üblichen Mischwasserzufluss von  $2 \cdot Q_{S,x} + Q_F$  in der Fachwelt infrage gestellt wurde. So herrscht z.B. oft die Einschätzung vor, dass sich SBR-Anlagen zur Mischwasserbehandlung im Vergleich zu Durchlaufanlagen weniger gut eignen bzw. eine erhöhte Beschickung nicht möglich ist (ATV, 1997). Inzwischen zeigen jedoch die Betriebsergebnisse zahlreicher Kläranlagen, dass zumindest die Mitbehandlung üblicher Mischwasserzuflüsse ( $2 \cdot Q_{S,x} + Q_F$ ) in einer nach üblichen Bemessungskriterien ausgelegten SBR-Kläranlage zu keinen Problemen im Betrieb führt (Gallent, 1999; Steinmetz, 2000; Holm et al., 2000; Wiese et al., 2002).

Die beschriebenen Vorbehalte sind sicher auch einer der Gründe dafür, dass sich das SBR-Verfahren in Deutschland im kommunalen Bereich erst in den letzten Jahren langsam etabliert, schwerpunktmäßig unter Bedingungen beengter Platzverhältnisse (z.B. Holm et al., 1998). Inzwischen wurden aber auch zahlreiche Anlagen der Größenklasse 3 und 4 in Betrieb genommen (z.B. Rönner-Holm und Holm, 2003).

Hansen und Leinweber (1999) konnten im Rahmen von Untersuchungen zur Erweiterungsplanung einer Kläranlage mithilfe dynamischer Simulationswerkzeuge zeigen, dass integrierte Ansätze sowohl für Durchlauf- als auch für SBR-Anlagen geeignet sind, um die Gesamtemissionen aus dem System Kanalnetz - Kläranlage zu verringern. Bei einer Beschickung ab  $3 \cdot Q_{S,x} + Q_F$  stellte die Nachklärung den limitierenden Faktor dar, da hier gemäß der Simulationsergebnisse die Gefahr eines Feststoffabtriebes bestand. Diese Problematik trat bei gleicher Beschickungsmenge bei der SBR-Variante aufgrund der ungestörten Absetzvorgänge nicht auf. Darüber hinaus wurden von der Technischen Universität Kaiserslautern Untersuchungen durchgeführt, bei denen die Eignung der SBR-Technologie bei erhöhtem Mischwasserzufluss überprüft wurde. Anliegen dieser Untersuchungen war es, mittels Simulation von Kanalnetz und Kläranlage der Gemeinde Messel den Kläranlagenbetrieb so zu optimieren, dass eine erhöhte Mischwasserbehandlung möglich ist bzw. Strategien zu entwickeln, die eine Entscheidung zulassen, wann welche Mischwassermengen verkraftet werden können.

Die Ergebnisse der Simulationsstudien haben gezeigt, dass simultan aerob stabilisierende SBR-Anlagen sehr gut in der Lage sind, einen erhöhten Mischwasserzufluss bei Einhaltung der Überwachungswerte zu verkraften. Diese Bewertung hat sich nach Umsetzung und Evaluierung in der Praxis bestätigt (Wiese, 2005). Die durchgeführten Untersuchungen beziehen sich auf eine mit 4.800 EW relativ kleine SBR-Anlage, die für simultan aerobe Schlammstabilisierung ausgelegt ist.

Von der Fa. LimnoTec Abwasseranlagen GmbH sind bereits mehrere dynamische Simulationen zur Kalibrierung, Validierung und optimierten Betriebsführung durchgeführt worden. Dabei wurde z.B. eine großtechnische SBR-Anlage (Bad Zwischenahn 40.000 EW) mit getrennt anaerober Schlammstabilisierung und einer größeren Anlage (Hettstedt 30.000 EW) mit simultaner aerober Schlammstabilisierung analysiert (Holm und Rönner-Holm, 2003a). Des Weiteren wurde die Kläranlage Deuz mit 12.500 EW simuliert, bei der erstmals der Pufferbehälter im Bypass betrieben wurde. Die Ergebnisse der Untersuchungen mit vergleichsweise hohen und sehr stabilen Nitrifikations- und Denitrifikationsraten weisen auf überraschend hohe Volumenreserven hin und damit auf ein hohes Potenzial an Mischwasserbehandlungskapazität, insbesondere aufgrund vorgeschalteter großvolumiger Pufferbehälter, die für gleiche Zwecke auch in Verbindung mit kontinuierlich betriebenen Anlagen eingesetzt werden können. Diese Ergebnisse werden durch rein vergleichende Simulationsstudien SBR / konventionell bestätigt (Dockhorn,

1999), wonach beim SBR-Verfahren mit Abstand die größten Volumenreserven auch bei geringeren Schlammaltern resultieren.

## **2.6 Zwischenfazit**

Im Rahmen der vorgegangenen Abschnitte wurde dargestellt, dass eine integrierte Planung bzw. der gemeinsame Betrieb von Kanalnetz und Kläranlage ein erhebliches Emissions- und/oder volkswirtschaftliche Kostenminderungspotenzial besitzt.

Da in den letzten Jahren die Zahl der in Deutschland und auch in anderen Ländern befindlichen SBR-Anlagen stark angestiegen ist und die SBR-Technologie auch zunehmend bei größeren Kläranlagen Anwendung findet, war es deshalb an der Zeit, integrierte Ansätze für SBR-Kläranlagen mit Mischkanalisation systematisch zu analysieren. Dies war die Veranlassung für dieses Forschungsprojekt.

## 3 GRUNDLAGEN

### 3.1 Beschreibung des Projektgebietes und der Projektanlage

#### 3.1.1 Allgemeine Beschreibung des Projektgebietes

Spenge ist eine Kleinstadt im äußersten Westen des Kreises Herford in Nordrhein-Westfalen. Sie grenzt im Norden an die Stadt Bünde, im Osten an die Stadt Enger, im Süden an die kreisfreie Stadt Bielefeld sowie im Südwesten an die Stadt Werther (Westfalen) (Kreis Gütersloh) und im Westen an die niedersächsische Stadt Melle (Landkreis Osnabrück).

Die Stadt Spenge (Abbildung 3-1) besteht aus den Ortsteilen Hengstenberg, Mantershagen, Westerenger, Lenzinghausen, Spenge Stadtmitte und Wallenbrück. Die Gesamtfläche der Stadt beträgt 40,2 km<sup>2</sup>, davon hat die Siedlungsfläche einen Anteil von 7,3 km<sup>2</sup>. Die Einwohnerzahl wird für die fünf Gemeindeteile mit rund 16.000 angegeben. Aufgrund der günstigsten Lage zwischen Osnabrück, Bielefeld und Hannover stieg die Einwohnerzahl in den letzten Jahren stetig an. Mit dem Ausweisen geeigneter Gewerbeflächen in den beiden Gewerbegebieten "Wallenbrück" und "Hannighorst" wird auch die Ansiedlung von Betrieben und Dienstleistung gefördert.

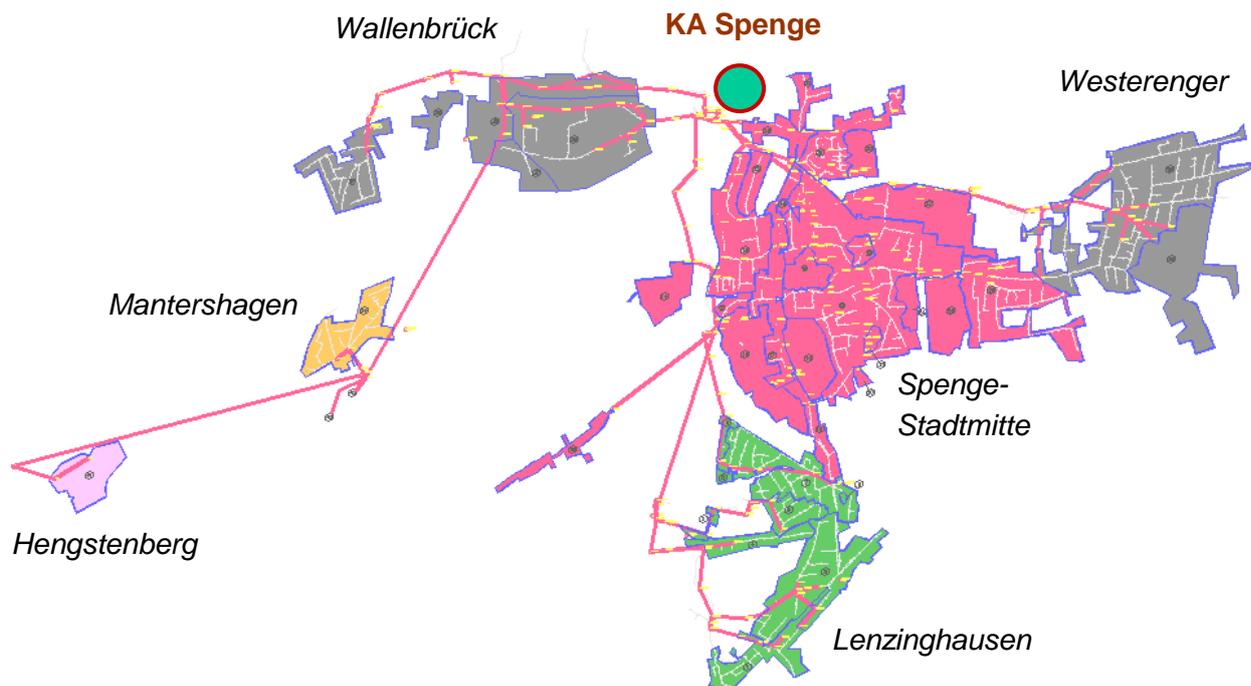


Abbildung 3-1: Übersicht Spenge mit Stadtteilen

Im Stadtgebiet sind aus siedlungswasserwirtschaftlicher Sicht vier verschiedene Gewässer von Bedeutung, da in diese verschiedene Entlastungsbauwerke abschlagen bzw. die Kläranlage einleiten.

### 3.1.2 Beschreibung der Kanalisation und der Sonderbauwerke

Das Kanalnetz der Stadt Spenge entwässert eine Fläche von  $A_{E,b} = 140$  ha, wovon die Nachbarstadt Enger mit dem Ortsteil Westerenger einen Anteil von 17,1 % annimmt. Das ausgedehnte Einzugsgebiet besteht aus z.T. ländlich geprägten Wohngebieten unterschiedlicher Siedlungsdichte und kleineren Gewerbegebieten. Das Kanalnetz besteht zu 72 % aus Mischwasserkanälen und besitzt 13 Sonderbauwerke, die in vier verschiedene Gewässer entlasten. Das anfallende Mischwasser fließt aufgrund der günstigen Topografie überwiegend im Freigefälle ab, wird jedoch an drei maßgeblichen Gebietspumpstationen gehoben.

Die Struktur des Entwässerungsnetzes, die durch den Zusammenschluss verschiedener Ortsteile entstand, ist mit fünf verschiedenen Hauptsammlern, die sich vor der Kläranlage auf drei Stränge verreinigen, sehr komplex. Die unterschiedliche Auslastung und Entlastungstätigkeit der Mischwasserbehandlungsbauwerke weist ein hohes Potenzial der Kanalnetzoptimierung auf. Die Besonderheit, dass die verschiedenen Entlastungsbauwerke in vier verschiedene Gewässer unterschiedlicher Immissionsanforderungen einleiten, macht eine detaillierte Kanalbeurteilung noch bedeutender. Über die Gewässersituation selbst liegen keine Angaben vor.

Im Einzugsgebiet der Kläranlage Spenge befinden sich: elf Regenüberlaufbecken (RÜB), zwei Regenüberläufe (RÜ), drei Trennbauwerke (TB) sowie zwei Regenklärbecken (RKB) (in Tabelle 3-1). Die Entlastungsabflüsse aus den Becken RÜB 2 und RÜB 5 werden zur Schonung der Gewässerfauna über naturnah ausgebaute Retentionsbecken dem Gewässer zugeführt. RÜB-10 liegt auf dem Gelände der Kläranlage und ist als Zwischenspeicher mit Notüberlauf für die Entlastungsabflüsse der Trennbauwerke TB 2 und TB 3 konzipiert. Die Regenklärbecken RKB-1 und RKB 2 befinden sich im Gewerbegebiet Wallenbrück und werden zurzeit mithilfe eines im jeweiligen Bauwerk befindlichen Füllstandsmessers gesteuert (Stadt Spenge, Hydraulische Sanierung).

Tabelle 3-1 : Charakteristische Werte für das Entwässerungsgebiet

befestigte Fläche $A_{E,b}$	ha	137
Einwohnerwerte	-	16.400
Trockenwetterabfluss $Q_{T,aM}$	l/s	44,7
Fremdwasserabfluss $Q_{F,aM}$	l/s	21,0
Anzahl der Regenüberläufe	-	2
Anzahl der Regenbecken	-	11
Anzahl der Trennbauwerke	-	7
Anzahl der Pumpwerken	-	4

In Tabelle 3-2 bis Tabelle 3-4 sind die einbezogenen Bauwerke mit ihrer spezifischen Bezeichnung und ergänzenden Bemerkungen aufgelistet.

Tabelle 3-2: Regenüberlaufbecken

<b>Kennung</b>	<b>Bauwerksname</b>	<b>V</b>	<b>Q<sub>Dr</sub></b>	<b>Drosselorgan</b>	<b>Art des Beckens</b>
RÜB 1	Tiefenweg	380 m <sup>3</sup>	10 l/s	Alpheus	SKO, NS
RÜB 2	Ehem. KA Lenzinghausen	200 m <sup>3</sup>	20 l/s	Pumpe	SKO, HS
RÜB 3	Mühlenburg	200 m <sup>3</sup>	10 l/s	MID	SKO, HS
RÜB 4	Bielefelder Straße	202 m <sup>3</sup>	7 l/s	MID	DB, HS
RÜB 5	Am Friedhof	1.650 m <sup>3</sup>	65 l/s	E-Schieber	DB, NS
RÜB 6	Westerenger	1.036 m <sup>3</sup>	30 l/s	Alpheus	SKO, HS
RÜB 7	Mantershagen	162 m <sup>3</sup>	10 l/s	Pumpe	SKO, NS
RÜB 8	Kirche Wallenbrück	125 m <sup>3</sup>	22 l/s	Alpheus	SKO, HS
RÜB 9	Sievers Feld	1.173 m <sup>3</sup>	10 l/s	E-Schieber	SKO, NS
RÜB 10	KA Spenge	925 m <sup>3</sup>	2·15 l/s	Alpheus / Hydroslide	DB, NS
RÜB 11	KA Hengstenberg	80 m <sup>3</sup>	7 l/s	Pumpe	FB, HS
<i>Summe Speichervolumen</i>		<i>6.133 m<sup>3</sup></i>			

SKO – Stauraumkanal mit obenliegender Entlastung; DB – Durchlaufbecken; FB – Fangbecken; HS – Hauptschluss, NS – Nebenschluss

Zur Mischwasserbehandlung steht im Einzugsgebiet der Kläranlage Spenge insgesamt ein Volumen von rund 6.000 m<sup>3</sup> zu Verfügung (ohne nachgeschaltete Regenrückhalteräume). Das spezifische Speichervolumen ergibt sich hieraus zu über 48 m<sup>3</sup>/ha A<sub>E,b</sub>, was einen vergleichsweise hohen Wert darstellt. Der Mittelwert des spezifischen Speichervolumens von Mischwasserentlastungsbauwerken für Nordrhein-Westfalen beläuft sich auf etwa 27 m<sup>3</sup>/ha A<sub>E,b</sub> Speichervolumen (MUNLV, 2003).

Tabelle 3-3: Regenüberläufe und Trennbauwerke

Kennung	Bauwerksname	Q <sub>Dr</sub>	Drosselorgan
RÜ 1	Am Schützenwäldchen	175 l/s	Rohrdrossel
RÜ 2	Am Schürhof	139 l/s	Rohrdrossel
TB 1	TB Sarntaler Straße	45 l/s	Wirbeldrossel
TB 2 (zu RÜB10)	TB Martinsweg	15 l/s	Alpheus
TB 3 (zu RÜB10)	TB Neuenkirchener Straße	15 l/s	Hydroslide
TB - RÜB1	TB Tiefenweg	10 l/s	Alpheus
TB - RÜB5	TB Friedhof	65 l/s	Pumpe
TB - RÜB7	TB Koestersholz	10 l/s	Pumpe
TB - RÜB9	TB Wallenbrück IV	10 l/s	Alpheus

Tabelle 3-4: Regenklärbecken im Trennsystem

Kennung	Bauwerksname	V	Drosselorgan
RKB1	RKB 1 Ragenbusch / Kronsbain	65 m <sup>3</sup>	Schieber
RKB2	RKB 2 Ohsener Str.	ca. 55 m <sup>3</sup>	Schieber

In Abbildung 3-2 sind die Sonderbauwerke mit ihren Einzugsgebieten und Fließbeziehungen dargestellt.

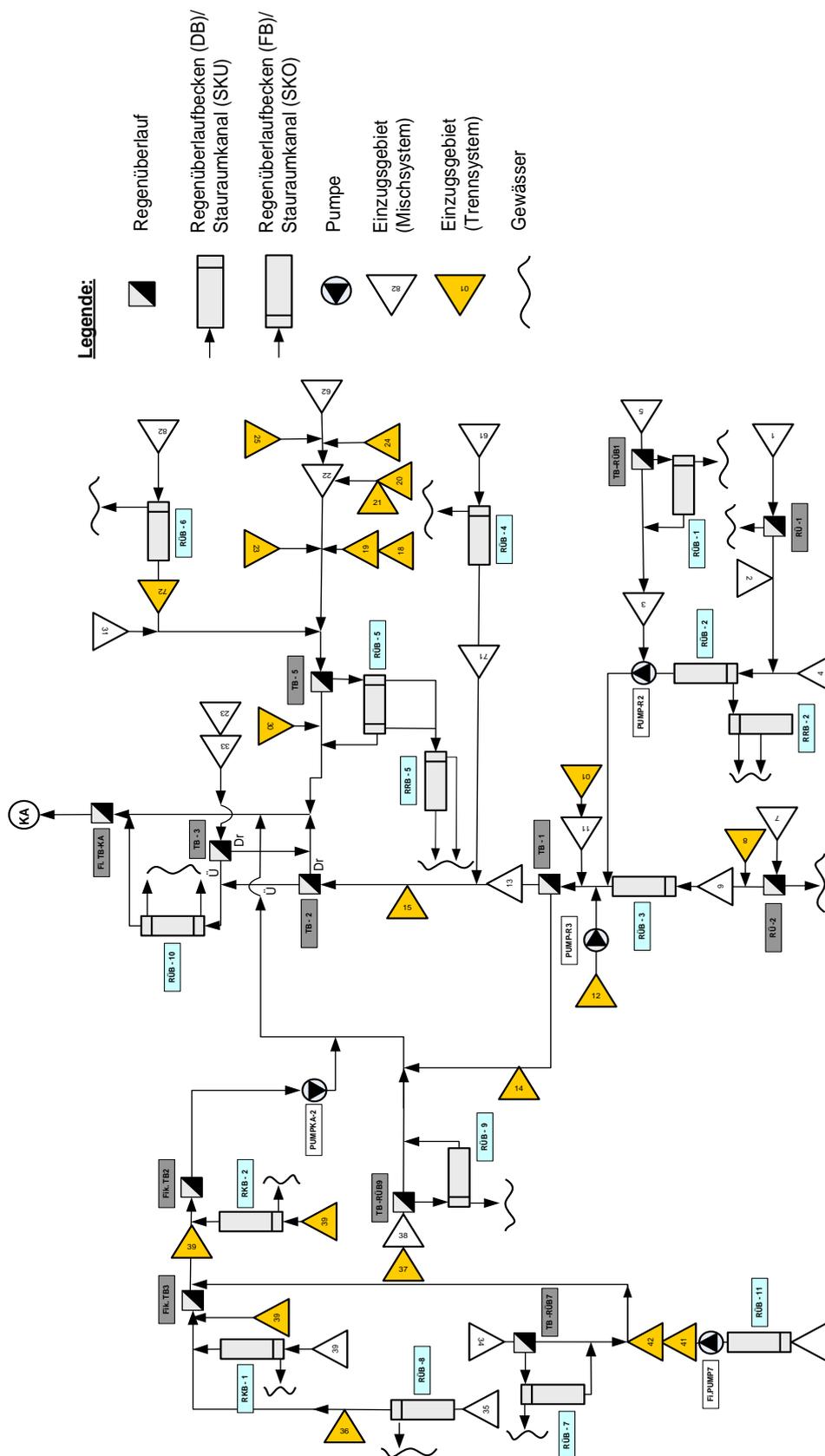


Abbildung 3-2: Einzugsgebiet der Kläranlage Spenge

Der Bemessungszufluss zur Kläranlage Spenge beträgt derzeit  $Q_M = 200 \text{ l/s}$ , was einem Auslastungswert  $f_{s,QM}$  von 8,4 entspricht (s. Abbildung 3-3). Dieser Wert liegt bereits deutlich über dem in ATV-DVWK-A 198 empfohlen Bereich von etwa 4 bis 7,5 für Mittelstädte in der Größe

von Spenge. Die Kläranlage wurde für eine Durchsatzkapazität von 250 l/s ausgebaut und könnte rein hydraulisch als Spitzenbelastung sogar einen kurzzeitigen Zufluss von 300 l/s abarbeiten. Diese mögliche Höherbeschickung würde einem Faktor  $f_{s,QM}$  von mehr als 13 entsprechen. Die genannten Zuflüsse werden in den folgenden Untersuchungen als unterschiedliche Beschickungsstufen angesetzt.

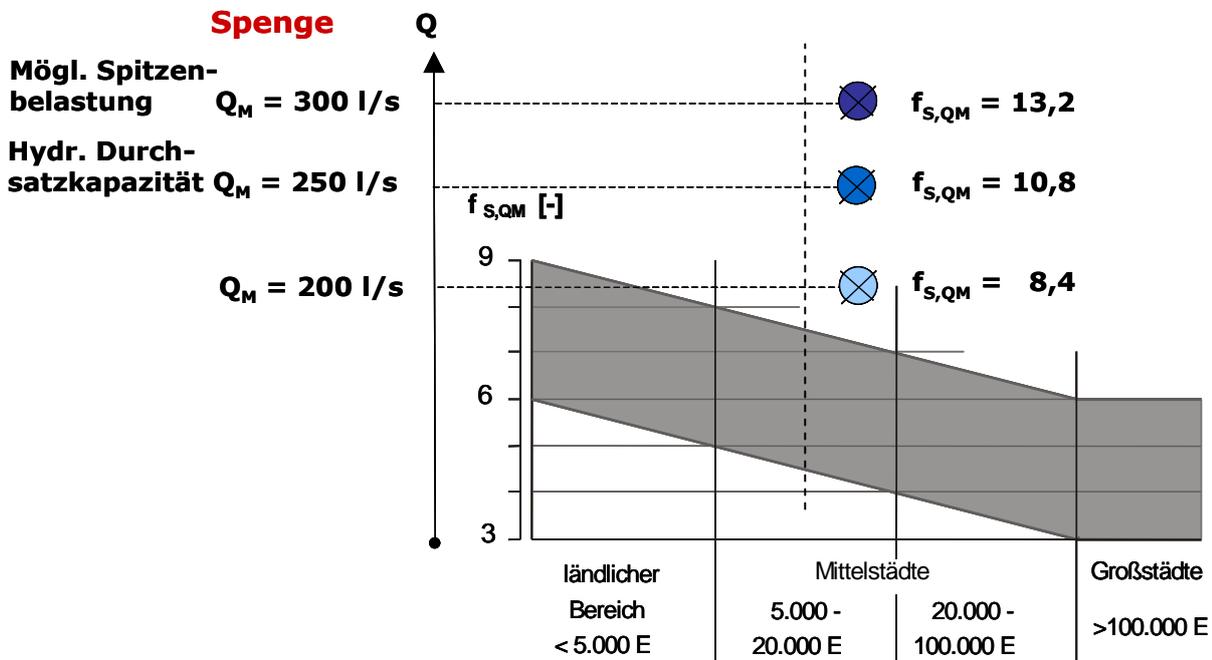


Abbildung 3-3: Faktoren Kläranlagenzufluss der KA Spenge im Vergleich zu ATV-DVWK-A 198

### 3.1.3 Beschreibung der Kläranlage Spenge

Ausgangspunkt des Forschungsvorhabens war die anstehende Sanierung und Erweiterung der Zentralkläranlage Spenge. Die ZKA der Stadt Spenge wurde auf 22.500 EW erweitert. Dabei wurde die bestehende Tropfkörperanlage durch ein neues Beschickungspumpwerk, drei neue SB-Reaktoren und zwei Pufferbehälter ersetzt.

Die biologische Stufe wurde ausgelegt auf Nitrifikation/Denitrifikation, biologische P-Elimination mit bedarfsweise ergänzender chemischer P-Fällung bei simultan aerober Schlammstabilisation, d.h. einem Schlammalter  $t_{TS} = 25 \text{ d}$ . Somit sind hinsichtlich der Reinigungsleistung große Reserven vorhanden.

Im Rahmen der Ausschreibung wurde der maximale Spitzenzufluss mit  $Q_M = 720 \text{ m}^3/\text{h} = 200 \text{ l/s}$  angegeben, wobei jedoch Reserven für kurze Spitzen oberhalb dieses Wertes zu berücksichtigen sind.

Daher wurde die neue Anlage auf eine hydraulische Durchsatzkapazität von durchgängig  $900 \text{ m}^3/\text{h} = 250 \text{ l/s}$  ausgelegt, die somit im Bedarfsfall auch tatsächlich durch die Anlage geführt werden können. Bei Nutzung aller Aggregate können auch bis zu  $1.080 \text{ m}^3/\text{h} = 300 \text{ l/s}$  verarbeitet werden. Hierbei ist eine kurzfristige Annahme darüber hinausgehender Spitzen durch entsprechenden Betrieb der Pufferbehälter noch nicht berücksichtigt.

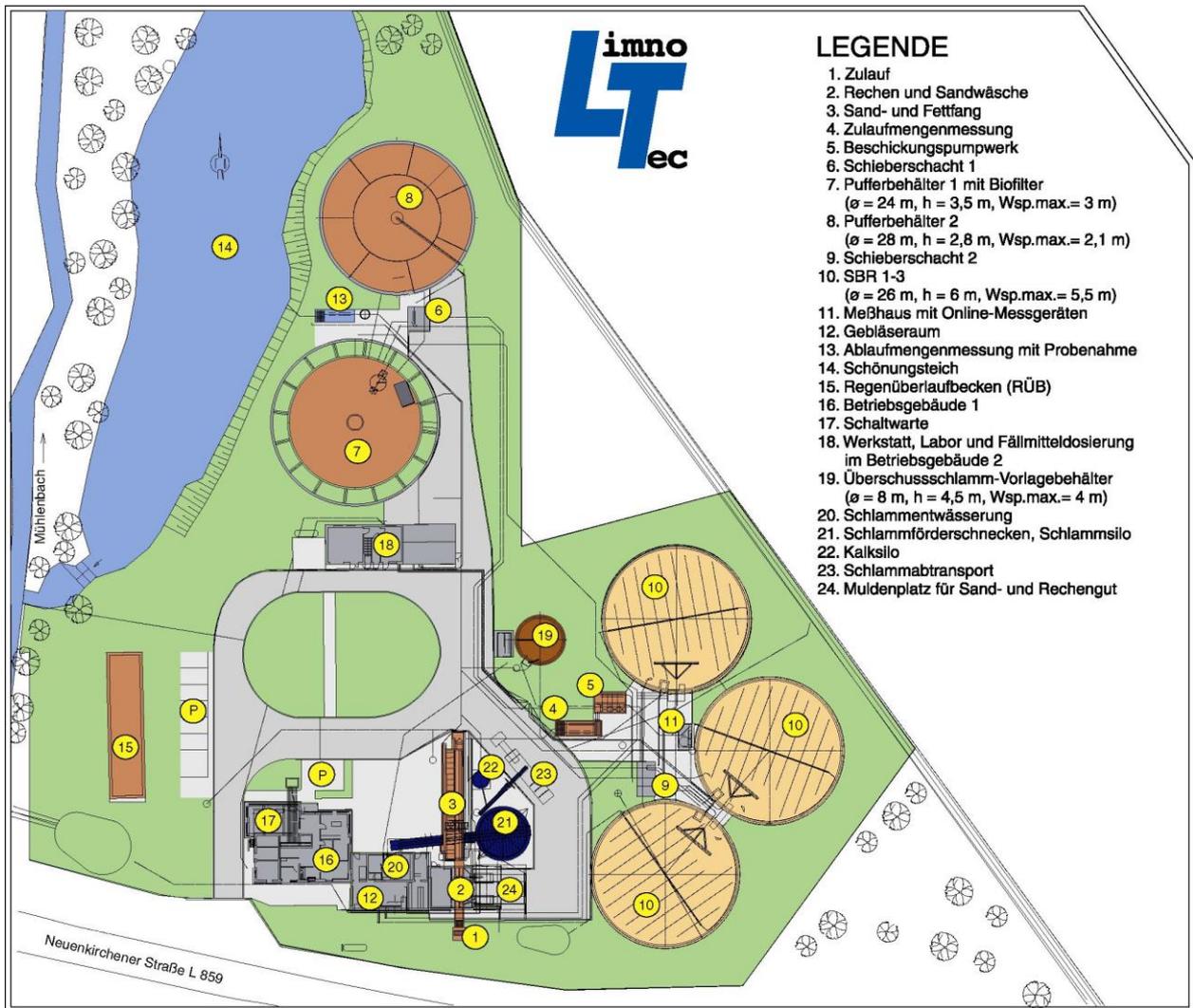


Abbildung 3-4: Lageplan der ZKA Spenge

Die Zentralkläranlage Spenge (Abbildung 3-4) weist durch den Umbau der beiden Zwischen- und Nachklärbecken zu Pufferbehältern sowie durch die schon beauftragte Simulation der Zentralkläranlage eine optimale Ausgangssituation für eine flexible und bedarfsgerechte Verknüpfung der Steuerung/Regelung Kanalnetz - Kläranlage auf.

Dem Abwasserweg und nachfolgend Schlammweg folgend, gliedern sich die Gewerke der neuen Zentralkläranlage in:

### **Mechanische Abwasserbehandlung**

Über die bauseits vorhandenen und auch weiterhin genutzten Abwasserzuführleitungen erfolgt auch weiterhin im Regenwetterfall ein optionaler Abschlag in das vorhandene Regenrückhalte- und Überlaufbecken. Bis zu 200 bzw. 250 l/s Abwasser werden der mechanischen Vorbehandlung zugeführt.



Abbildung 3-5: Rechen (links) und Sandwäsche (rechts)

Die maschinelle Abwasservorbehandlung, der vorhandene Stufenrechen mit Rechengutwaschpresse (Abbildung 3-5) und die einstraßige vorhandene belüftete Sand- und Fettfanganlage (Abbildung 3-6) sind auf  $900 \text{ m}^3/\text{h}$  hydraulischer Durchsatzleistung ausgelegt.



Abbildung 3-6: Räumler des Sand- und Fettfangs

Die Rechenanlage mit Waschpresse, die neue Sandwaschanlage und der neue außen aufgestellte Muldenplatz für Rechen- und Sandfanggut sind im vorhandenen umgebauten Rechenraum untergebracht. Die vorhandene einstraßige Sand- und Fettfanganlage wurde mit einer neuen Räumbrücke, einer neuen Belüftung sowie neuen Sand- und Fettfang-Pumpen ausgerüstet.

Dem Rechen ist der vorhandene einstraßige belüftete Langsandfang nachgeschaltet. Von dort wird das Sand-/Schlammgemisch über die neue Sandwaschanlage in eine neue Sandmulde abgeworfen. Mittels der neuen Sandwaschanlage werden die organischen Bestandteile des Sand-/Schlammgemisches auf unter 3 % reduziert.

### **Zulaufmengenmessung**

Über eine neue Dükerleitung DN 800 ist der Ablauf des Sandfanges mit dem neuen Zulaufmengenmessbauwerk verbunden. In diesem Kompaktbauwerk mit Vorschacht und Ablaufschacht erfolgt die Mengenmessung mit einer DN 450 MID Messung. Im Vorschacht sind folgende online Messungen installiert:

Temperatur, pH-Wert und Leitfähigkeit zur Erfüllung behördlicher Vorgaben zur Überwachung des Zulaufabwassers.

Zusätzlich O<sub>2</sub>, SAK und TS zur Gewährleistung einer optimierten bedarfsgerechten (d.h. bezogen auf Trocken- und Regenwetterzulaufcharakteristik) Betriebsführung der beiden Pufferbehälter. Desweiteren ist ein automatisches Probenahmegerät (zur Zeit-/Mengenproportionalen Zulaufprobeentnahme) an den Zulaufschacht angebunden.

Die Zulaufmengenmessung als solche ist (zusätzlich zur reinen Datenerfassungs- und Überwachungsfunktion) Basis der Zyklusprungberechnungen als auch der Art der Betriebsführung der beiden Pufferbehälter.

Aus dem Ablaufschacht der Zulaufmengenmessung fließt das Abwasser im Freigefälle in das neue Beschickungspumpwerk.

### **Beschickungspumpwerk und Pufferbehälter 1 und 2**

Die Dimensionierung des **Pufferbehälters 1** auf ein Nutzvolumen von 1.580 m<sup>3</sup> erfolgte nach den Kriterien:

1. **Vorlagebehälter** für die ausgeprägt stoßweise Beschickung der Reaktoren,
2. **Hydrolysebehälter** zur Hydrolyse und Vorversäuerung des Rohabwassers inklusive der Primärschlämme.
3. **Tagesausgleichsbehälter** mit Typushöhengang für den Trockenwetterzulauf
4. **Behälter** zur Realisierung des DIC- und RS-Verfahrensprinzipes.

Die Dimensionierung des **Pufferbehälters 2** auf ein Nutzvolumen von 1.300 m<sup>3</sup> erfolgte nach den Kriterien:

1. **Vorlagebehälter** für die ausgeprägt stoßweise Beschickung der Reaktoren auch im Regenwetterfall,
2. **Regenwetterausgleichsbehälter** zur Zwischenspeicherung von Regenwasserspitzen
3. **Behälter** zur bedarfsgerechten Bereitstellung von besonders „dünnem“ Abwasser für die kurzen Regenwetterzyklen.

Über eine Dükerleitung aus der Zulaufmengenmessung erfolgt die Weiterleitung des Abwassers in das neue Beschickungspumpwerk (Abbildung 3-7). Des Weiteren führen der Überlauf aus dem neuen ÜS-Vorlagebehälter, die Rückläufe aus den beiden Pufferbehältern und die Belebtschlammrückläufe aus den drei Reaktoren (RS-SBR-Prinzip) in dieses neue Beschickungspumpwerk.

Aus dem Beschickungspumpwerk werden abwechselnd die drei Reaktoren und die beiden Pufferbehälter beschickt. Im Pumpwerk sind vier Tauchmotorpumpen mit Förderleistungen von je ca. 300 m<sup>3</sup>/h installiert. Damit werden ausgeprägt stoßweise Beschickungen der Reaktoren realisiert, die deutlich über den maximalen Zulauf zur ZKA Spenge liegen kann, damit auch die Pufferbehälterrückläufe ins Pumpwerk mit abgedeckt sind.

Im Pufferbehälter 1 (Abbildung 3-8, Abbildung 3-14) sind zwei Höhenstandsmessungen installiert. Ein kontinuierlicher Abgleich zwischen dem aktuellen Höhenstand und dem in der SPS hinterlegten Typushöhenstand determiniert die Dekantiertiefe, ggf. den Zykluswechsel sowie die nachfolgende Beschickungshöhe der Reaktoren aus dem Beschickungspumpwerk sowie die Art der Betriebsführung von Pufferbehälter 2 (Abbildung 3-8). Analoges gilt für den Pufferbehälter 2 für den Regenwetterfall.

Außerhalb der frei wählbaren Beschickungszeiten der drei Reaktoren werden die beiden Pufferbehälter beschickt. Mit Beginn jeder Reaktorbeschickung wird der Abwasserrücklauf aus dem/den Pufferbehälter/n ins Pumpwerk je nach Betriebszustand aktiviert. Für den Rücklauf können unterschiedliche Höhen aus dem Pufferbehälter 1 gewählt werden zur Realisierung des DIC-Prinzipes. Zur Realisierung des RS-Prinzipes wird aus dem Pufferbehälter 1 überwiegend der untere Rücklauf automatisch gewählt.



Abbildung 3-7: Zulaufmengenmessung und Beschickungspumpwerk vor den SBR 1-3



Abbildung 3-8: SBR 3 mit Blick auf den Dekanter und dem belüfteten Belebtschlamm sowie Puffer 1 und Puffer 2 im Hintergrund

### **SBR-Reaktoren**

Die drei SBR-Reaktoren sind auf eine simultane aerobe Schlammstabilisierung ausgelegt. Darauf basierend erfolgte die Dimensionierung auf Nutzvolumina von  $3 \times 2.920 \text{ m}^3$  mit maximalen Austauschvolumina von ca.  $1.080 \text{ m}^3$ , um im Störfall auch die maximale Abwassermenge hydraulisch im 2-Reaktor-Betrieb verarbeiten zu können.

### **Klarwasserdekanter**

Es wurden Dekanter der Firma LimnoTec, Typ LT 8/3 (Abbildung 3-9), basierend auf dem Prinzip der gelochten und eingetauchten Ablaufrohre eingebaut, wobei ca. 20 cm unterhalb der Wasseroberfläche der Klarwasserabzug erfolgt, damit kein Schwimm-/Blähschlamm in den Vorfluter gelangen kann.



Abbildung 3-9: Dekanter, Belüfterplatten und Rührer im SBR 1

### **Belüftungseinrichtung**

Die SBR-Reaktoren sind flächendeckend mit einzelnen Belüftungsgittern belegt (Abbildung 3-9), die bei Gebläsebetrieb eine vollständige Umwälzung auch bei Nichtbetrieb des Rührwerkes gewährleisten. Die max. Beaufschlagung der Platten ist aus energetischen Gründen mit ca.  $8,0 \text{ m}^3/\text{Platte}$  niedrig gewählt worden.

Die Gebläse sind im Maschinengebäude in einer Gebläsestation aufgestellt. Jedem Reaktor ist ein Gebläse nach der Insellösung fest zugeordnet. Ein viertes Gebläse dient als Reserve. Der FU-Betrieb gewährleistet einen DIC-SBR-spezifischen Hochlast- sowie Niedriglastbetrieb.

### **Überschuss- und RS-SBR-Schlammförderung**

Über Tauchmotorpumpen in den Reaktoren werden die RS- bzw. ÜS-Belebtschlammfraktionen entnommen. Die ÜS-Schlämme werden überwiegend während der Sedimentationsphasen, die RS-Schlämme auch zu allen anderen Zykluszeiten mengen- und zeitgesteuert entnommen, mit der entsprechenden Basisregelung auf Zyklusstrategieebene. Die Wahl RS oder ÜS erfolgt automatisch über E-Schieber im Schieberschacht 2 zwischen den Reaktoren 1 und 2.

### **Messeinrichtungen in den Reaktoren**

Die SBR-Reaktoren sind mit Höhenstandsmessungen als Druckaufnehmer, Sauerstoff-/Temperatursonden, TS-Sonden und pH-Messsonden ausgerüstet. Des Weiteren wird ultrafiltriertes Permeat aus allen drei Reaktoren in die Messstation gefördert, wo kontinuierlich  $\text{NO}_3\text{-N}$ ,  $\text{NH}_4\text{-N}$  und  $\text{PO}_4\text{-P}$  gemessen wird (Abbildung 3-10). Ein Satz dieser drei Nährstoffmessungen ist dabei einem zugeordnet und ein zweiter Satz den beiden anderen Reaktoren.



Abbildung 3-10:  $\text{NH}_4\text{-N}$ -,  $\text{NO}_3\text{-N}$ - und  $\text{PO}_4\text{-P}$ -Online-Messgeräte im Meßhaus

An den Höhenstandsmessungen orientieren sich die Beschickungen (mit oberen Grenzwerten) und die Dekantiervorgänge (mit unteren Grenzwerten).

Über die Sauerstoffsonden erfolgt die Basis-Belüftungsregelung: Während der auf Zyklusstrategie aktiven Belüftungsphasen wird, intermittierend zwischen zwei frei wählbaren Grenzwerten, belüftet. Übergeordnet ist eine automatische Begrenzung der Anzahl der intermittierenden Belüftungsvorgänge möglich sowie eine übergeordnete Gebläsestrategie mit einem Hoch- und Niedriglastbetrieb.

Mittels der beiden  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Messungen ist zudem optional eine übergeordnete Belüftungsregelung möglich: Ab Unterschreitung eines frei wählbaren  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Grenzwertes wird die Belüftung

automatisch abgeschaltet. Die beiden  $\text{NO}_3\text{-N}$ -Messungen dienen zur Überwachung und Dokumentation der Denitrifikation und werden genutzt zur fortlaufenden Feinjustierung der Zyklusstrategiezeiten, der Beschickungsmengenaufteilungen etc.

Die  $\text{PO}_4\text{-P}$ -Messung steuert die Fällmitteldosierung mittels frei programmierbarer Zykluseinträge: Ab Überschreitung eines frei wählbaren  $\text{PO}_4\text{-P}$ -Grenzwertes erfolgt eine entsprechend bedarfsgerechte Dosierung.

Die pH- und Temperatur-Messungen dienen lediglich der allgemeinen Überwachung.

Die online TS-Messungen in den Reaktoren (umgerechnet auf Vollfüllung 5,50 m) regeln die ÜS-Entnahmen sowie die RS-SBR Betriebsführung über separate frei wählbare untere und obere Grenzwerte.

In der Klarwasser-Sammelablaufleitung der Reaktoren ist eine Trübungsmesssonde eingebaut, über die die Qualität des Klarwasserdekantates online überwacht wird. Über frei wählbare Trübungsgrenzwerte wird auf den Dekantierbetrieb automatisch eingegriffen.

### **Ablaufmengenmessung**

Auf Grund der diskontinuierlichen Klarwasserabläufe  $> Q_m$  ist vor dem Ablaufmengenmessbauwerk mit einer DN 500 MID Messung ein so genannter Entspannungsschacht vorgeschaltet. Im Ablaufschacht dieses Bauwerkes besteht die Möglichkeit zur behördlichen Probeentnahme, zudem ist hier eine automatische Probeentnahme installiert.

Zusätzlich zur Mengenmessung sind in diesem Schachtbauwerk Sonden für Leitfähigkeit, pH-Wert und Temperatur installiert zur allgemeinen Überwachung und für die Dokumentation.

### **Überschuss-Schlammvorlagebehälter**

Der Überschuss-Schlamm aus den SBR-Reaktoren wird gemäß Zyklusstrategieprogrammierung in den neuen ÜS-Vorlagebehälter gefördert (Abbildung 3-11).

Der Vorlagebehälter ist mit einem Rührwerk ausgerüstet, um eine homogene Vorlage für die maschinelle Entwässerung zu gewährleisten. Des Weiteren ist der Behälter mit einem Überlauf ausgestattet, so dass außerhalb der Entwässerungsphasen eine Durchlaufeindickung auf ca. 2 - 3 % TS erfolgt. Diese Art der Schlammbehandlung ist darauf ausgelegt die Eindick- und Speicherzeiten zu minimieren, damit die Phosphor Rücklösung aus dem Überschussschlamm (der auf Grund der außerordentlich wirkungsvollen biologischen Phosphor-Elimination in den Reaktor-Biologien vergleichsweise hohe Phosphor-Mengen gespeichert hat) so stark wie möglich reduziert wird. Damit wird zudem gewährleistet, dass der neuen Entwässerung immer sehr frischer Überschussschlamm zugeführt wird.



Abbildung 3-11: Überschussschlamm-Vorlagebehälter

### **Maschinelle Schlammentwässerung**

Mit einem täglichen Überschuss-Schlammanfall von bemessenen ca.  $66 \text{ m}^3/\text{d}_7$  (2,0 % TS) für den Endausbau muss der maschinellen Schlammentwässerung werktäglich ca.  $92 \text{ m}^3/\text{d}_5$  (2,0 % TS) zugeführt werden.

In einem separaten Raum im vorhandenen und umgebauten Betriebsgebäudes 1 ist die neue Entwässerungsmaschine (Zentrifuge) aufgestellt (Abbildung 3-12). Es handelt sich um eine Maschine mit einer Durchsatzkapazität von ca.  $40 \text{ m}^3/\text{h}$ . Bei maximalem Schlammanfall ergibt sich somit ein Betrieb von ca.  $2,3 \text{ h}/\text{d}_5$ . Unter FHM-Zugabe erfolgt die maschinelle Entwässerung auf ca. 25 % TS. Über das vorhandene umgestellte Kalksilo erfolgt die Kalkdosierung in den Förderweg des entwässerten Schlammes aus dem neuen Speicher-Silo für entwässerten Schlamm in die Abgabe zur externen Weiterbehandlung (Abbildung 3-13).



Abbildung 3-12: Zentrifuge zur Schlammentwässerung



Abbildung 3-13: Kalksilo, Speichersilo, Schlammförderung

### **Fällmitteldosierstation**

Die Einhaltung des  $P_{\text{ges}}$ -Überwachungswertes 1,5 mg/l wird erreicht mittels einer Kombination aus biologischer und chemischer Phosphor-Elimination. Dabei wird die chemische P-Elimination erst aktiviert nach Ausschöpfung der rein biologischen P-Entfernung aus dem Abwasser: Erst am Ende der reaktiven Phasen in den Reaktoren erfolgt aus der neuen Fällmitteldosierstation (zurzeit Aluminium) automatisch basierend auf den  $\text{PO}_4\text{-P}$ -Onlinemessungen eine bedarfsgerechte Fällmittelzugabe direkt in die Reaktoren.

### **Biologische Abluftbehandlung**

Im Rahmen des DIC- und RS-SBR-Prozesses erfolgt eine intensive Hydrolyse und Vorversäuerung des Rohabwassers. Dabei können, in unmittelbarer Nähe des Pufferbehälters 1, je nach Abwasserzusammensetzung, Gerüche entstehen. Um diesen möglichen Geruchsemissionen von vornherein auszuschließen, ist der Pufferbehälter 1 mit einer Stahlbetondecke geruchsgedichtet verschlossen worden. Die Abluft wird kontinuierlich abgesaugt und über einen neuen Biofilter geführt, der direkt auf der Decke dieses Pufferbehälters platziert wurde (Abbildung 3-14).



Abbildung 3-14: Biofilter auf der Stahlbetondecke des Pufferbehälter 1

### **Labor**

Zur Selbstüberwachung verfügt die Kläranlage über ein Labor im Betriebsgebäude 2 (Abbildung 3-15). In diesem Labor wurden von der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH alle Intensivmesskampagnen durchgeführt. Dabei wurde sie vom Klärwerkspersonal unterstützt.



Abbildung 3-15: Schaltwarte mit PLS im Betriebsgebäude 1 (links), Labor im Betriebsgebäude 2 (rechts)

### Prozessleitsystem PLS

Die Kläranlage verfügt über drei SPS-gesteuerte Bereiche (Zulauf, Biologie und Schlammwässerung). Der SPS übergeordnet ist das Prozessleitsystem PLS. Dieses ist das Kernstück der SBR-Anlage. Von der PLS aus werden sämtliche Regel- und Steuerstrategien, insbesondere die hochauflösenden Zyklusstrategien mit den vier unterschiedlichen Zykluslängen 3 h, 4 h, 6 h und 8 h Zyklus festgelegt bzw. kontinuierlich vom System errechnet (Abbildung 3-15). Die Festlegungen und Berechnungen dienen dann als Regel- bzw. Stellwerte für den Betrieb der Anlage. Daher befindet die SBR-Anlage sich in einem ständig variierenden sich selbst optimierenden Rechenprozess.

Die PLS überwacht die Anlage auch auf evtl. Störungen. Diese werden außerhalb der Arbeitszeit des Personals automatisch an den Bereitschaftsdienst gemeldet. An Heimarbeitsplätzen besteht die Möglichkeit, sich zu jeder Zeit extern in das PLS einzuloggen und Sofortmaßnahmen zu treffen. Diese können im Bedarfsfalle auch mit dem Verfahrensträger der neuen Zentralkläranlage, der LimnoTec Abwasseranlagen GmbH, im Detail abgestimmt werden, da auch die LimnoTec über einen externen Zugang in das PLS verfügt.

### 3.2 Messkampagnen

Im Einzugsgebiet der Kläranlage Spenge und direkt auf der Anlage gibt es eine Vielzahl von Messeinrichtungen an Sonderbauwerken im Rahmen der Eigenüberwachung. Neben der Nutzung dieser Daten sollten zusätzlich insbesondere ergänzende Niederschlags- und Abflussmessungen sowie ausgewählte Qualitätsmessungen durchgeführt und als Grundlage für die Simulation des Kanalnetzes genutzt werden.

Für die Kalibrierung und Validierung des Kläranlagenmodells war es notwendig die detaillierten Zu- und Ablaufbedingungen in speziellen Intensivmesskampagnen zu erfassen. Des Weiteren wurden die Messeinrichtungen im Beschickungspumpwerk, in den Reaktoren, in den Pufferbehältern, im Überschussschlamm-Vorlagebehälter und im Ablauf für die Einstellung der internen Vorgänge des Modells zu Grunde gelegt.

Zur Charakterisierung des Belebtschlammes in den Reaktoren wurden spezielle Analysen wie die OUR, NUR und PUR durchgeführt, um die kinetischen Eigenschaften der Reinigungsleistung zu bestimmen. Die so gewonnenen kinetischen Daten wurden genutzt, um den Vorgang

der Kalibrierung und Validierung des Modells einerseits zu beschleunigen und zu verifizieren. Dies war notwendig, da es bisher nur wenig praktische Erfahrungen und wenig Literatur über Simulationen mit dem ASM3-EAWAG-BioP-Modell gibt.

### **3.2.1 Niederschlagsdaten und -messungen**

Auf dem Kläranlagengelände in Spenge ist bereits seit vielen Jahren ein Niederschlagsmessgerät der Firma Thies installiert. Die Daten werden automatisch auf der Kläranlage erfasst und gespeichert.

Um die lokale Verteilung der Niederschläge zu erfassen, wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens zwei weitere Niederschlagsmesser installiert. Unter Berücksichtigung verschiedener Kriterien wie die Minimierung von Windeinflussfaktoren, Schutz vor Vandalismus, Lage im Einzugsgebiet, etc. wurden letztlich die Standorte ausgewählt. Ein Gerät wurde im Südwesten des Einzugsgebietes, ca. 2,7 km von der Kläranlage entfernt, im Stadtteil Lenzinghausen auf dem Gelände der ehemaligen Kläranlage am RÜB 2 eingerichtet. Das zweite Gerät wurde im Osten des Kanaleinzugsgebietes im Engeraner Stadtteil Westerenger auf dem Gelände des Stauraumkanals Pieperloch aufgebaut. Die Entfernung zur Kläranlage Spenge beträgt ca. 2,1 km. Bei den mit Datenloggern versehenen Geräten handelt es sich um Regenschirm „Modell 676“ der Firma Stip Isco.

Anders als das Gerät auf der Kläranlage Spenge, das durch die Mitarbeiter der Kläranlage regelmäßig gewartet wurde, wurden die anderen beiden Geräte während der Messkampagne im Regelfall wöchentlich kontrolliert und die Daten ausgelesen. Neben den im Messzeitraum erhobenen Niederschlagsdaten wurde die Regenreihe der Station Bielefeld Sudbrack für die Simulation genutzt.

Zusammenfassend dienen folgende Niederschlagsdaten als Grundlage für die Modellierung:

- Station Kläranlage Spenge: Jahre 2003 - 2006
- Station Pieperloch: 2005 (Mai - November) – im Rahmen der Messkampagne
- Station Lenzinghausen: 2005 (Mai - November) – im Rahmen der Messkampagne
- Station Bielefeld: Jahre 1960 - 1992 – Daten aus Schmutzfrachtberechnung 2002
- Station Hannover: 2005 (Mai - November) – DWD zur Verifizierung
- Station Osnabrück: 2005 (Mai - November) – DWD zur Verifizierung

### **3.2.2 Messungen im Kanalnetz**

#### *3.2.2.1 Abflussmessungen*

Zur Kalibrierung des Schmutzfrachtsimulationsmodells und detaillierten Untersuchung der Fremdwassersituation wurde ein umfangreiches Messprogramm im Kanalisationsnetz und den Sonderbauwerken geplant und durchgeführt.

Die zur Kläranlage weitergeleiteten Drosselabflüsse werden über die MID im Zulauf zur Kläranlage erfasst und dokumentiert. Darüber hinaus werden die Wasserstände in den meisten Regenüberlaufbecken online erfasst und in das Prozess-Leit-System (PLS) der Kläranlage integriert.

▪ **Messstellen (Abfluss- und Wasserstandsaufzeichnungen im Kanalnetz)**

In Zusammenarbeit mit dem Betriebspersonal der Kläranlage wurde eine Bestandsaufnahme der vorhandenen Messeinrichtungen an den Sonderbauwerken im Einzugsgebiet der Kläranlage Spenge durchgeführt.

Tabelle 3-5: Messeinrichtungen - Regenüberlaufbecken

Kennung	Bauwerksname	Messeinrichtung			
		Ablauf	Becken / Stauraum	Schwellenbauwerk	Zulaufbauwerk
RÜB 1	Tiefenweg				
RÜB 2	Ehem. KA Lenzinghausen	MID in DRL	Ultraschall-Höhenstand Stauraum	Ultraschall-Höhenstand Schwelle	
RÜB 3	Mühlenburg	MID in Ablaufleitung	Ultraschall-Höhenstand Stauraum		
RÜB 4	Bielefelder Straße	MID in Ablaufleitung	Drucksensor-Höhenstand Stauraum		
RÜB 5	Am Friedhof	E-Schieber für $Q_{Dr}$ Ultraschall-Höhenstand hinter E-Schieber	Drucksensor Höhenstand Becken	Ultraschall-Höhenstand Entlastungsbauwerk	Ultraschall-Höhenstand Zulaufbauwerk
RÜB 6	Westerenger				
RÜB 7	Mantershagen	MID in DRL	Höhenstand Becken		
RÜB 8	Kirche Wallenbrück				
RÜB 9	Sievers Feld	E-Schieber für $Q_{Dr}$ Ultraschall-Höhenstand hinter E-Schieber	Ultraschall-Höhenstand Becken	Ultraschall-Höhenstand Entlastungsbauwerk	Ultraschall-Höhenstand Zulaufkammer
RÜB 10	KA Spenge			Ultraschall-Höhenstand KÜ Ultraschall-Höhenstand BÜ	
RÜB 11	KA Hengstenberg				

Der Großteil der Messdaten wird automatisiert an das Prozessleitsystem auf der Kläranlage übertragen. Am RÜB Köstersholz werden die Daten zwar erfasst, jedoch nicht auf das PLS übertragen. Regelmäßig wurden alle im PLS aufgezeichneten Messwerte der Regenüberlaufbecken ausgelesen und an den Projektpartner TU Kaiserslautern weitergeleitet.

Aufgrund des hohen Genauigkeitsanspruches an die Modellierung im Bereich Kanalnetz (vor allem wegen der möglichst genauen Simulation des „Inputs“ zu Kläranlage) wurde eine zusätzliche Messung des Trockenwetterabflusses an verschiedenen Punkten durchgeführt. Das Messprogramm, das von Bockermann Fritze IngenieurConsult entwickelt und durchgeführt wurde, beinhaltete insgesamt 15 Messstellen im Kanalnetz (Abbildung 3-16).

▪ **Messstellen (Durchflussmessung an verschiedenen Punkten des Kanalnetzes):**

Die Auswahl der Messstellen wurde in Absprache mit dem Betriebspersonal der Kläranlage Spenge und der TU Kaiserslautern getroffen. Grundsätzlich ging es sowohl um die Erfassung und Überprüfung einzelner Drosselabflüsse an Sonderbauwerken als auch um ungedrosselte Teilgebietsabflüsse.

Ein besonderes Problem auf der Kläranlage Spenge ist, dass der tatsächliche Zulauf zur Kläranlage nicht kontinuierlich erfasst wird. Die Vereinigung der Sammler erfolgt direkt vor der Kläranlage. Hier befindet sich vor dem Sandfang ein Zulaufschieber, der von einem sich erst hinter dem Sandfang befindlichen MID geregelt wird, sobald der Zufluss über einem bestimmten Regelwert liegt. Daher ist nicht klar, wie hoch der tatsächliche Zufluss im Regenwetterfall ist. Da bekannt ist, dass der Kläranlagenzufluss zeitweise deutlich über dem Bemessungszufluss von 200 l/s liegt, sollte über die Messkampagne herausgefunden werden, woher der erhöhte Zufluss stammt.

Zum Einsatz kamen Durchflussmessgeräte der Firma NIVUS vom Typ PCM III. Insgesamt standen 5 Messgeräte zur Verfügung. Der Einbau der Geräte erfolgte unter Beachtung der Installationsvorgaben, wie z.B. ausreichende Beruhigungsstrecken. In Abschnitten mit bekannter Neigung zur Kanalablagerung wurde zudem vor dem Einbau der Kanal gespült, um das Verlegungsrisiko des Sensors zu minimieren.

Nach dem Einbau wurden die Messstellen im Regelfall wöchentlich angefahren, kontrolliert und die Daten ausgelesen. Problematische Messstellen wurden teilweise auch häufiger durch das Betriebspersonal der Kläranlage kontrolliert um ggf. Verlegungen oder Verzopfungen zu entfernen. Aufgrund der Bauart der Messgeräte war es trotzdem nicht vermeidbar, dass an manchen Messstellen aufgrund geringer Füllhöhe und Durchfluss bei Trockenwetter Verlegungen auftraten und damit die Trockenwetterwerte unplausibel oder fehlend waren. Im Regelfall wurde der Sensor bei höheren Abflüssen wieder freigespült und der Sachverhalt, dass eine Sensorverlegung zwischendurch aufgetreten sein musste, war nur anhand der ausgelesenen Daten ersichtlich. Daneben gab es gerade im sehr flachen Kanal hinter dem RÜB Friedhof (Messstelle 29) zeitweise Unplausibilitäten bei der Höhenstandsmessung, die durch Feuchtigkeit ausgelöst wurde.

Nachdem bereits erste Messungen durchgeführt worden waren, ist auf der Projektbesprechung Ende Juni 2005 festgelegt worden, dass die Messstellen 26, 29 und 31 (siehe unten) bis zum Projektende kontinuierlich betrieben werden sollen und die übrigen zwei Geräte zur weiteren Identifikation von Netzbesonderheiten eingesetzt werden sollen.

Insgesamt wurden folgende Messstellen betrieben:

- |   |   |
|---|---|
| M10 (Betriebszeit: 27.04.05 – 22.06.05) | M28 (Betriebszeit: 27.06.05 – 03.08.05) |
| M20 (Betriebszeit: 10.05.05 – 22.06.05) | M29 (Betriebszeit: 12.07.05 – 08.11.05) |
| M21 (Betriebszeit: 12.05.05 – 22.06.05) | M30 (Betriebszeit: 29.06.05 – 04.08.05) |
| M22 (Betriebszeit: 12.05.05 – 22.06.05) | M31 (Betriebszeit: 03.08.05 – 09.11.05) |
| M23 (Betriebszeit: 12.05.05 – 01.06.05) | M32 (Betriebszeit: 04.08.05 – 08.11.05) |
| M24 (Betriebszeit: 02.06.05 – 22.06.05) | M33 (Betriebszeit: 04.08.05 – 30.08.05) |
| M26 (Betriebszeit: 23.06.05 – 08.11.05) | M34 (Betriebszeit: 02.09.05 – 08.11.05) |
| M27 (Betriebszeit: 02.06.05 – 27.06.05) |   |

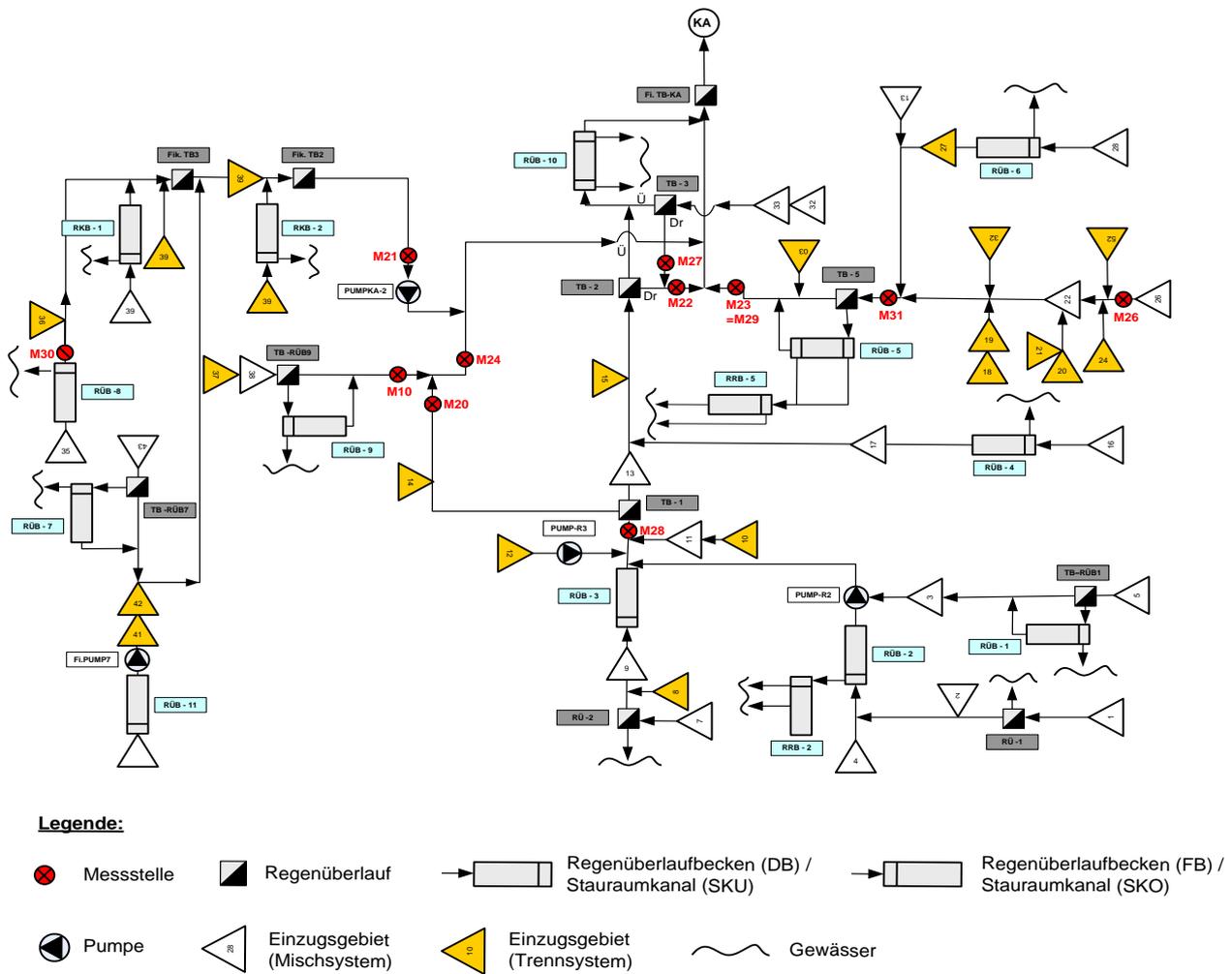


Abbildung 3-16: Messstellen im Kanalnetz

- **Betrachtung der einzelnen Messstellen**

**Messstelle 10: Durchflussmessungen in Schacht 06479006809**

Die Messstelle befindet sich unterhalb des RÜB Siever Feld und erfasst den über einen E-Schieber geregelten Drosselabfluss des RÜBs. Das Einzugsgebiet umfasst im Wesentlichen das Gewerbegebiet Wallenbrück. Die Messstelle 10 wurde von Ende April bis Ende Juni 2005 für ca. 2 Monate betrieben. Der Messort wurde ausgewählt, da die verschiedenen Stränge zur Kläranlage getrennt erfasst werden sollten. Da keine automatische Aufzeichnung des weitergeleiteten Abflusses erfolgt, diente die Messung gleichzeitig zur Überprüfung der Drosselung durch den E-Schieber.

In den Messzeitraum fiel auch das Starkregenereignis vom 03.05.2005. Im Zeitraum von ca. einer Stunde wurde ein Gesamtniederschlag von 19 mm an der Messstelle Lenzinghausen erfasst. Wie in der Abbildung ersichtlich, regelt die Drossel auf 20 l/s, wobei der Sollabfluss 10 l/s betragen sollte. Die anschließenden Peaks nach Abschluss des Niederschlagsereignisses hängen mit der Beckenentleerung zusammen. Im weiteren Verlauf ist erkennbar, dass die Drossel nach einer Neueinstellung gut auf den Zielwert von 10 l/s drosselt.

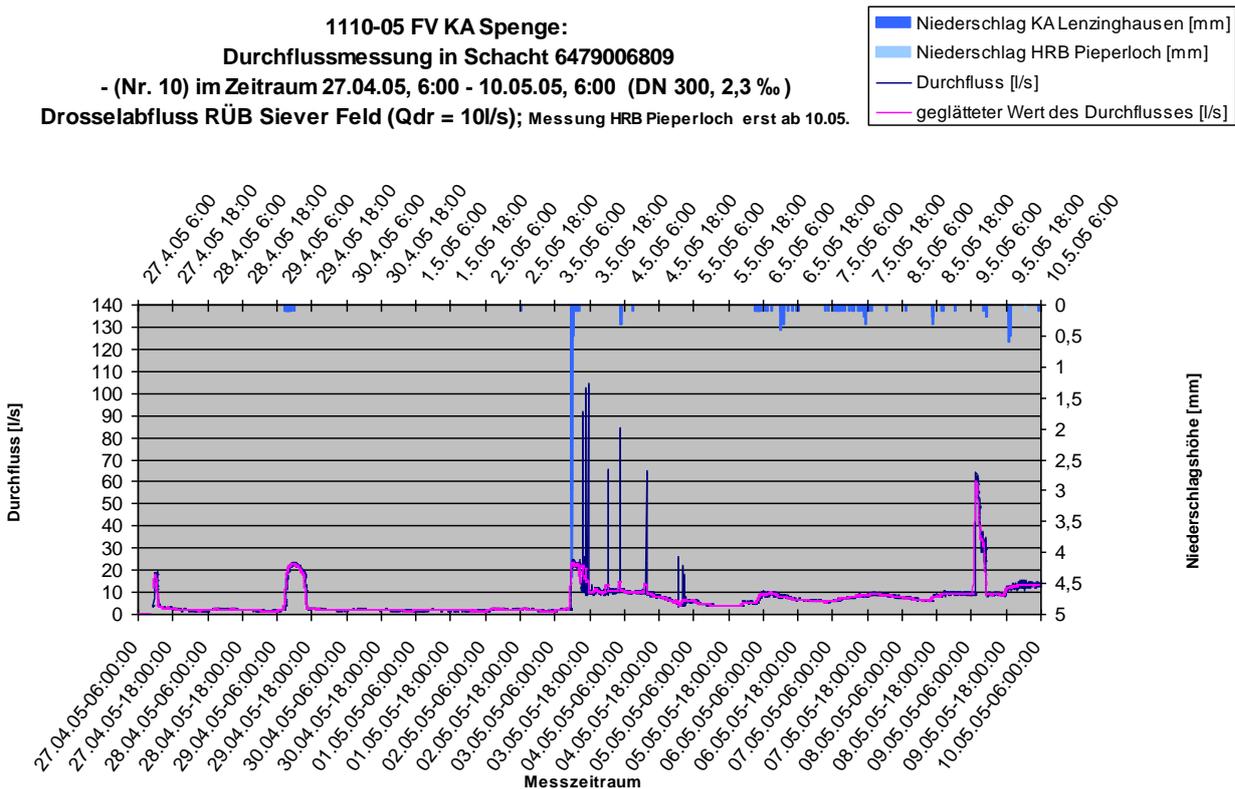


Abbildung 3-17: Durchflussmessstelle 10 27.04.05 – 10.05.05

### **Messstelle 20: Durchflussmessungen in Schacht 6479000246**

Die Messstelle 20 erfasste den zweiten westlichen Strang zur Kläranlage, der sich vor der Kläranlage mit dem Abfluss des RÜB Siever Feld (Messstelle 10) vereinigt. An der Messstelle wird der über eine Wirbeldrossel am Trennbauwerk Sarntaler Straße geführte Abfluss aus dem Ortsteil Lenzinghausen sowie das Trennsystem Bauernsiedlung erfasst. Es wurde vermutet, dass das Trennsystem mit zum Fremdwasserzufluss zur Kläranlage beiträgt. Insgesamt wurde diese Messstelle ca. 6 Wochen im Zeitraum Mai/Juni 2005 betrieben.

Im Ergebnis zeigte diese Messstelle, dass die Drosselung am Trennbauwerk ordnungsgemäß erfolgt und damit weder aus diesem Strang noch an dem unter Messstelle 10 erfassten Strang im Regenwetterfall zu hohe Abflussmengen zur Kläranlage gelangen. Die Fremdwassersituation in Spenge wird in Kapitel 4 beschrieben.

### **Messstelle 21: Durchflussmessungen in Zwischenschacht 6479006819-6479006820**

Mit dieser Messstelle wird der dritte westliche Strang zur Kläranlage erfasst. Neben den Drosselabflüssen des RÜB 8 Kirche Wallenbrück und RÜB 7 Köstersholz entleeren auch die beiden Regenklärbecken in diesen Hauptsammler. Das Mischwasser wird vor dem Zusammenfluss mit den anderen beiden Strängen, kurz vor dem Zulaufbauwerk zur Kläranlage, über ein Pumpwerk gehoben.

Im Zeitraum 12.05.- 22.06.2005 wurden die Messstellen 10, 20 und 21 parallel betrieben und damit gleichzeitig der gesamte westliche Zufluss zur Kläranlage erfasst.

Die Ergebnisse zeigen, dass sehr hohe Abflussspitzen erreicht werden, teilweise größer als 120 l/s. Diese treten jedoch vielfach erst nach Ende des Regenereignisses auf. Der Zusammenhang zur Entleerung der Regenklärbecken ist daher nahe liegend. Es gibt jedoch auch andere Ereignisse, wie z.B. am 05.06.2005, wo es während des Niederschlages zu Abflüssen im Bereich von 80-100 l/s kommt. Über weitere Messungen in diesem Strang sollte geklärt werden, ob ein und gegebenenfalls welches Regenklärbecken zu diesen Abflussspitzen beiträgt.

### **Messstelle 22: Durchflussmessungen in Schacht 6479000583**

Mit dieser Messstelle kurz vor dem Zulauf zur Kläranlage wurde der gesamte östliche Zufluss erfasst. Neben den Drosselabflüssen aus den Trennbauwerken 2 und 3 (Martinsweg und Neuenkirchener Straße), und des RÜB 5 Friedhof wird der Abfluss des Trennsystems Ravensberger Strasse/Leibnizstraße erfasst. Alleine die Summe der Drosselabflüsse macht ca. 95 l/s aus.

An den Messergebnissen ist deutlich der Rückstau, der sich vor der Kläranlage einstellt, ablesbar. Wichtiger ist jedoch die Erkenntnis, dass während der Regenereignisse teilweise Abflüsse gemessen werden, die deutlich über 120 l/s liegen, in Spitzen über 180 l/s. Damit wird im Vergleich zu den Messstellen 10, 20 und 21 deutlich, dass der vom Betriebspersonal der Kläranlage immer wieder festgestellte erhöhte Zufluss durch den östlichen Strang verursacht wird.

### **Messstelle 23: Durchflussmessungen in Schacht 6479000840**

Diese Messstelle unterhalb des RÜB 5 erfasst den Drosselabfluss und den Abfluss des Trennsystems Ravensberger Straße. Im Ergebnis zeigt sich, dass die Drossel am RÜB Friedhof auf den Sollwert von 65 l/s regelt.

### **Messstelle 24: Durchflussmessungen in Schacht 6479006812**

Diese über drei Wochen eingerichtete Messstelle diente zur Überprüfung der Messstellen 10 und 20. Die Messung wurde unterhalb des Zusammenflusses der über die o.g. Messstellen erfassten Stränge durchgeführt. Im Vergleich zeigten sich die gemessenen Abflüsse plausibel, der an 24 gemessene Abfluss entsprach der Summe der Abflüsse an den Messorten 10 und 20.

### **Messstelle 25: Durchflussmessungen in Schacht 6479000590 und Messstelle 27: Durchflussmessungen in Schacht 6479001206**

Mit diesen parallel durchgeführten Messungen sollte der Abfluss im Bereich der Trennbauwerke 2, Martinsweg und 3, Neuenkirchener Straße näher erfasst werden. Die Messung 25 erfasste denselben Abfluss wie die Messung 23, jedoch weiter unterhalb, d.h. im Wesentlichen den Abfluss des RÜB Friedhof. Die Messung 27 sollte den gedrosselten Abfluss des TB 3 erfassen.

Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten gibt es keine optimalen Messorte zur separaten Erfassung der Drosselabflüsse der Trennbauwerke. Da aufgrund der bereits erzielten Messergebnisse jedoch vieles darauf hindeutete, dass die Trennbauwerke ursächlich für den zu hohen Zufluss zur Kläranlage sind, wurde trotzdem versucht, den Abfluss der TB zu erfassen. Hierzu wurde der Schacht 6479001206 ausgewählt.

Infolge der bekannten Problematik des flachen Zulaufsammlers mit Sandablagerungen und den gleichzeitig nur suboptimalen Einbaubedingungen des Messgerätes zeigte sich leider, dass trotz des hohen Aufwandes der zum Einbau des Gerätes betrieben wurde, keine plausiblen Messergebnisse erreichbar waren. Daher wurden die beiden Messungen nach einer Woche abgebrochen. Aufgrund der baulichen Gegebenheiten ist mit der eingesetzten Messtechnik keine separate Erfassung der Drosselabflüsse der TB möglich.

### **Messstelle 26: Durchflussmessungen in Schacht 0544, Messstelle 28: Durchflussmessungen in Schacht 6478001277 und Messstelle 31: Durchflussmessungen in Schacht 6479000105**

An den Messstellen 26, 28 und 31 wurden jeweils ungedrosselte Teilgebietsabflüsse erfasst, die im Wesentlichen zur Kalibrierung der Kanalnetzsimulation dienen sollten.

Die von Juni bis November 2005 betriebene Messstelle 26 erfasst den ungedrosselten Zufluss des Mischwassergebietes Westerenger. Diese Messstelle wurde auf Wunsch der TU Kaiserslautern über den langen Zeitraum von fast 5 Monaten betrieben. Mit der Messung 28 wurde der Zufluss aus dem Ortsteil Lenzinghausen zum TB 1, Sarntaler Straße erfasst. Deutlich ist der Einfluss der Pumpen erkennbar. Für diese Messstelle wurde eine Fremdwasserermittlung durchgeführt (vgl. Kapitel 4).

Die Messung 31 wurde im Zulaufkanal DN 1600 zum RÜB 5, Friedhof eingebaut und von August bis November betrieben. Über diese Messstelle werden ein großer Bereich der Spenger Innenstadt und Zuflüsse aus Westerenger, inklusive des an Nr. 26 gemessenen Teilgebietes, erfasst.

#### **Messstelle 29: Durchflussmessungen in Schacht 6479000840**

Diese Messung wurde im selben Schacht wie 23 durchgeführt (Drosselabfluss RÜB 5, Friedhof), jedoch im Zeitraum Ende Juni bis November 2005.

Zeitweise wurden Abflussspitzen von ca. 80-90 l/s über mehrere Minuten gemessen, die darauf hindeuten, dass zwar eine Drosselung erfolgt, die Regelung auf die Sollabflussmenge über den E-Schieber jedoch einige Zeit benötigt.

#### **Messstelle 30: Durchflussmessungen in Schacht 6279006742**

Mit der über einen Zeitraum von ca. 6 Wochen durchgeführten Messung wurde der Drosselabfluss des RÜB 8, Kirche Wallenbrück überprüft, da an diesem RÜB keine Messeinrichtungen vorhanden sind. Im Ergebnis zeigte sich, dass anstatt des Sollabflusses von 10 l/s bei Regeneignissen der Abfluss ca. 20 l/s beträgt.

#### **Messstelle 32: Durchflussmessungen in Schacht 6379006769, Messstelle 33: Durchflussmessungen in Schacht 6279006755 und Messstelle 34: Durchflussmessungen in Schacht 6379006765**

Mit diesen drei Messungen sollten die Abflüsse aus den Regenklärbecken in Wallenbrück näher untersucht werden, da wie im Ergebnis zu Messung 21 beschrieben, hier sehr hohe Abflussspitzen auftreten. Dabei wurde über den gesamten Messzeitraum vom 04.08.- 08.11.2005 die Messstelle 32, die sich unterhalb beider Regenklärbecken befand, betrieben. Im August wurde dazu parallel unterhalb des westlichen RKB Kronsbein/Ragenbusch gemessen (Messung 33). Für den restlichen Zeitraum wurde dann die Messstelle 34 direkt vor der Einmündung der Ablaufleitung des östlicheren RKBs Violetta/Ohseener Straße eingerichtet. Damit sollte der mögliche Einfluss verschiedener Gewerbebetriebe, die an den MW-Sammler angeschlossen sind, identifiziert werden.

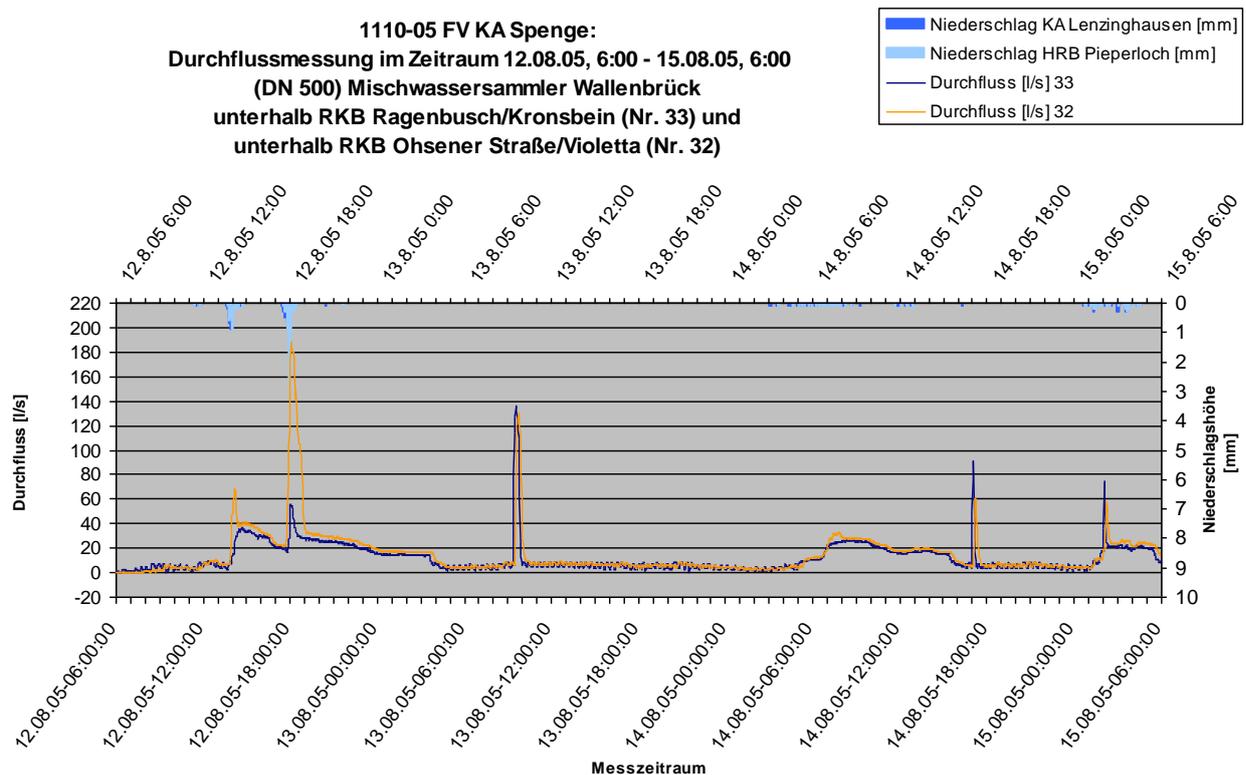


Abbildung 3-18: Durchflussmessstellen 32 und 33 12.08.05 – 15.08.05

Die Graphik zeigt die Auswertung der Messstellen 32 und 33 während des Starkregenereignisses am 12.08.2005. Dabei ist klar zu erkennen, dass die direkt unterhalb des RKB Kronsbein gemessenen Abflüssen erheblich niedriger liegen, als die unterhalb des RKB Violetta. Die Ursache für den erhöhten Zufluss von in der Spitze 180 l/s muss daher im Zufluss zum Mischwassersammler oder im RKB Violetta liegen.

Leider traten im Zeitraum der Parallelmessung von 32 und 34 keine solchen Starkregenereignisse mehr auf. Aus den Messergebnissen ist nicht eindeutig ableitbar, ob die Ursache für die Zuflussspitzen im Bereich fehlender oder falsche Drosselung des Abflusses aus dem RKB Ohsener Straße liegt oder durch Einleitungen von z.B. Gewerbebetrieben in den Mischwassersammler im Abschnitt zwischen den Straßen Regenbusch und Ohsener Straße herrührt.

### 3.2.2.2 Qualitätsmessungen Kanalnetz

Qualitätsmessungen im Zufluss der Kläranlage bzw. an anderen Punkten im Kanalnetz bei Trockenwetter sollen zur realitätsnahen Abbildung der Zuflussganglinie von Abfluss und Konzentrationen bzw. Frachten dienen. Bei Mischwasserabfluss können die Messergebnisse zur Einschätzung der Niederschlagsabflussverschmutzung, der Bedeutung von Kanalablagerungen sowie der Sedimentationsleistung von Durchlaufbecken herangezogen werden.

Als Messpunkte wurden der Zufluss zur Kläranlage und der Zufluss zum RÜB 5 Am Friedhof ausgesucht. Hier wurden jeweils Online-Messsonden installiert und bei verschiedenen Belastungssituationen (Trockenwetterzufluss, Regenwetter) mittels Probenehmer bzw. händisch Proben gewonnen. Die Proben wurden gemäß eines vorher erstellten Messprotokolls von der

Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH mit Unterstützung durch das Klärwerkspersonal im Labor auf verschiedene Parameter analysiert. Händische Stichproben sollten zur Regressionsbestimmung für die Online-Sonden herangezogen werden (s. u.). Auf die zunächst angedachte Beprobung des Abschlags des RÜB Friedhofs wurde aufgrund einer zu aufwändigen Durchführbarkeit verzichtet.

Die analysierten Parameter bei den verschiedenen Messmethoden sind in Tabelle 3-6 zusammengestellt. Einen Überblick über die gewonnenen Qualitätsmessdaten im Kanalnetz gibt Tabelle A-1 im Anhang.

Tabelle 3-6: Bestimmung von Qualitätsparametern bei verschiedenen Messmethoden

Parameter	Online-Sonden		Analytik-Programm	
	SAK	TS	Mischproben (Probenehmer)	Stichprobe
SAK	x			
TS (Sonde)		x		
CSB <sub>ges</sub>			x	x
CSB <sub>mf</sub>			x	(x)
TS (Analytik)			x	x
BSB <sub>ges</sub>			x	
BSB <sub>5</sub>			x	
P <sub>ges</sub>			x	
P <sub>mf</sub> mit Aufschluss			x	
PO <sub>4</sub> -P <sub>mf</sub>			x	
N <sub>ges</sub>			x	
TKN			berechnet	
TKN <sub>mf</sub>			berechnet	
N <sub>ges</sub>			x	
N <sub>mf</sub>			x	
NH <sub>4</sub> -N <sub>mf</sub>			x	
NO <sub>3</sub> -N <sub>mf</sub>			x	

(x) nicht bei allen Proben

#### ▪ Laboranalysen für einzelne Ereignisse

Die Messungen im Zufluss zur SBR-Kläranlage als Schnittstelle zwischen Kanalnetz und Kläranlage konnten auch für die Modellerstellung des Schmutzfrachtmodells herangezogen werden. Bei verschiedenen Belastungsfällen der Kläranlage wurden mit Hilfe eines automatischen Probenehmers 2h-Mischproben gewonnen und auf die o.g. Parameter analysiert. Das dazugehörige Messprotokoll und die Durchführung der Analysen im Labor der Kläranlage wurde von der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH organisiert und durchgeführt. Dabei wurden sie vom Klärwerkspersonal unterstützt. Die Ergebnisse sind in Kap. 3.2.3.3 besprochen.

In Abbildung 3-19 sind exemplarisch die Ganglinien des Zuflusses und von 3 Stoffparametern (CSB<sub>hom</sub>, NH<sub>4</sub>-N und TS) für eine intensive Messphase von 4 Tagen gezeigt.

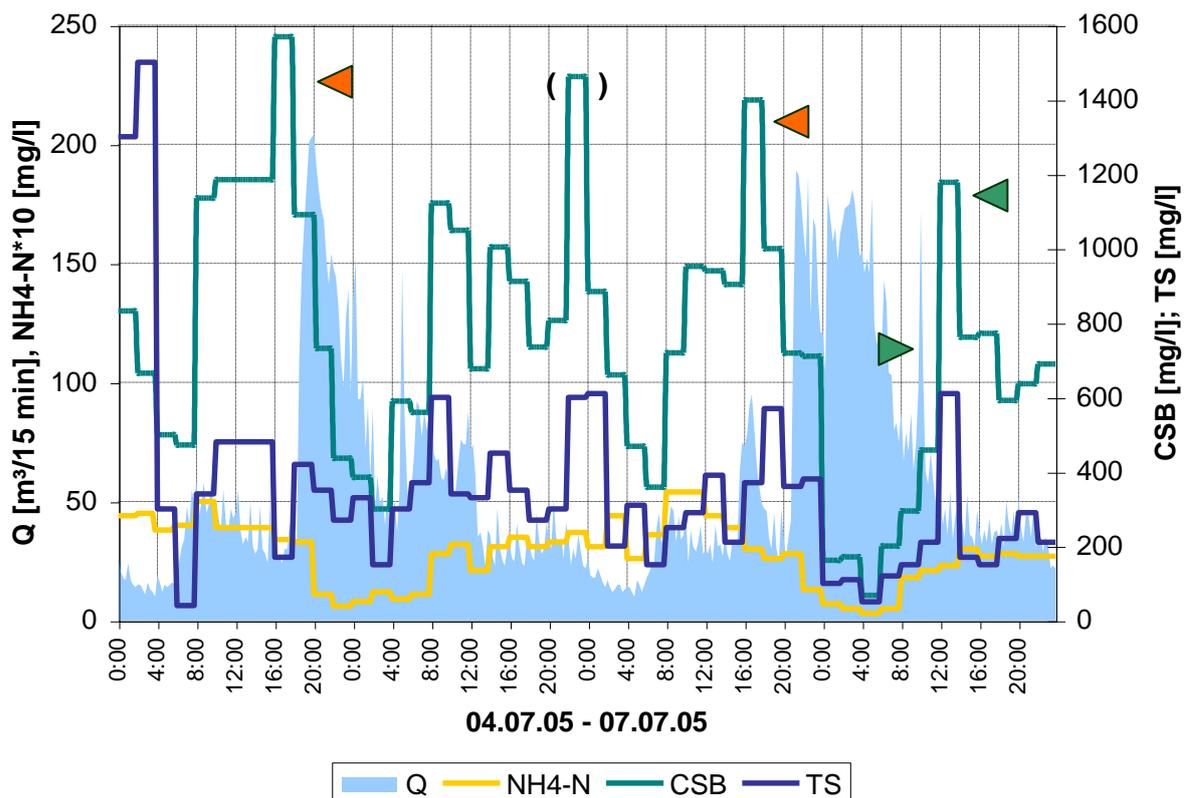


Abbildung 3-19: Messwerte im Kläranlagenzulauf 04.07.05 – 07.07.05

Man erkennt ganz deutlich die stoffliche Dynamik im Mischwasserzufluss zur Kläranlage. Die roten Pfeile kennzeichnen den Schmutzstoß zu Beginn von Regenereignissen. Bei der ersten Spitze ist auffällig, dass die Konzentration vor dem Auftreten der Zuflussspitze stark erhöht ist. Dies ist ein Hinweis darauf, dass mit beginnendem Niederschlagsabfluss abgelagertes Sediment aus dem Kanal abgespült wird. Die grünen Pfeile kennzeichnen einen „Beckenentleerungsstoß“, der den beiden Regenklärbecken zugeordnet werden konnte. Die Konzentrationspitze um 22:00 Uhr am 05.07.05 lässt sich auf eine Verstopfung des Probenehmers zurückführen. Dadurch war die Probeflasche nur 2/3 gefüllt. Die Werte aus dieser Probe können daher nicht bewertet werden.

Mit längerer Regendauer tritt eine starke Verdünnung auf. Vor allem beim gelösten NH<sub>4</sub>-N tritt bereits mit Regenbeginn schon eine starke Verdünnung auf.

Diese Dynamik soll auch in der Simulation zutreffend abgebildet werden.

#### ▪ Installation von Online-Messsonden

Online-SAK-Messungen kommen immer häufiger auf Kläranlagen bzw. im Kanalnetz zum Einsatz. Sie gehören jedoch noch nicht zur Standardausrüstung von Kläranlagen. Allerdings wird zur Zeit versucht, den SAK als Ersatzparameter für den CSB zu etablieren, da einige Untersuchungen zeigen, dass sich der CSB über den SAK (ggf. in Korrelation mit der Trübung) recht gut nachbilden lässt (z.B. Grünung, 2002).

Von der Fa. HACH LANGE GROUP wurden zwei mobile Sampler für das Forschungsprojekt Spenge durch die TU Kaiserslautern angemietet. Diese Geräte bestehen aus einer Kompressoreinheit, einer dazugehörigen kleinen SPS, über die sich der Kompressor ansteuern lässt sowie einer SAK- (Spektraler Absorptions-Koeffizient) und einer TS-Sonde mit dazugehörigem Messumformer. Mit Hilfe des Kompressors kann über eine Höhe von mehreren Metern eine Abwasserprobe mit Hilfe eines Probennahmeschlauchs angesaugt werden und nach der Analyse auch wieder zurückgepumpt werden. Die genommene Probe gelangt in eine Messzelle, in der sich die Messöffnungen der SAK- und TS-Sonde befinden und wird dort analysiert; die gewonnenen Daten im Messumformer gespeichert und können über eine RS232-Schnittstelle ausgelesen werden. Auf diese Art und Weise ist es möglich, alle ca. 6 Minuten – d.h. ansaugen, messen, ausblasen – eine Abwasserprobe zu analysieren. Bei der SAK-Online-Messung handelt es sich um eine Sonde vom Typ UVAS plus der Fa. HACH LANGE GROUP. Es handelt sich dabei um eine photometrische Sonde (254 nm) auf Basis eines 2-Strahl-Verfahrens, die eine UV-Absorptionsmessung der gelösten organischen Inhaltsstoffe ermöglicht. Der Messbereich liegt zwischen 0 und 1.500 1/m SAK und deckt damit einen großen Messbereich ab. Zusätzliche fest installierte SAK- und TS-Sonden wurden im Zulauf zur Kläranlage eingesetzt.

Die Sonden im Kläranlagenzufluss waren von 01.07.05 bis 15.12.05 im Einsatz, im Kanalnetz war die Inbetriebnahme und der Betrieb etwas problematischer, daher beträgt der Messzeitraum 15.08.05 – 15.12.05. Der Ansaugschlauch für die Proben wurde hier vor dem E-Schieber im Trennbauwerk des RÜB Friedhof installiert. Die Daten des mobilen Samplers mussten ca. alle 2 Wochen vom Datenlogger ausgelesen werden, die Messdaten der Sonden im Kläranlagenzufluss konnten direkt in das PLS integriert werden. Die regelmäßige Betreuung und das Auslesen der Daten erfolgte durch Bockermann Fritze IngenieurConsult GmbH in Zusammenarbeit mit den Mitarbeitern der Kläranlage.

Zunächst gab es an der Kanalmessstelle eine hohe Datenausfallquote durch immer wieder auftretende Verlegungen des Ansaugschlauches. Nachdem jedoch in der zweiten Septemberhälfte ein anderer Saugkorb aus den Beständen der Kläranlage Spenge am Probenehmer installiert worden war, verbesserte sich die Datenlage deutlich.

Aus den Messwerte der Sonden konnte mithilfe der Vergleichsmessungen Regressionsbeziehungen aufgestellt werden, um aus den gemessenen SAK- und TS-Werten die Parameter  $CSB_{ges}$ ,  $CSB_{mf}$  und TS zu berechnen (s. Anhang A.1.2). Diese Beziehungen konnten sowohl für die Messstelle im Kläranlagenzufluss als auch für den Zufluss zum RÜB 5 gut hergeleitet werden. Den Vergleich zwischen berechneten Werten und den gemessenen Werten in Stichproben zeigen Abbildung 3-20 für die Messstelle im Kanalnetz und Abbildung 3-21 für den Kläranlagenzufluss. Weitere Abbildungen finden sich im Anhang.

Zulauf RÜB 5 - Vergleichsmessung 10.11.05

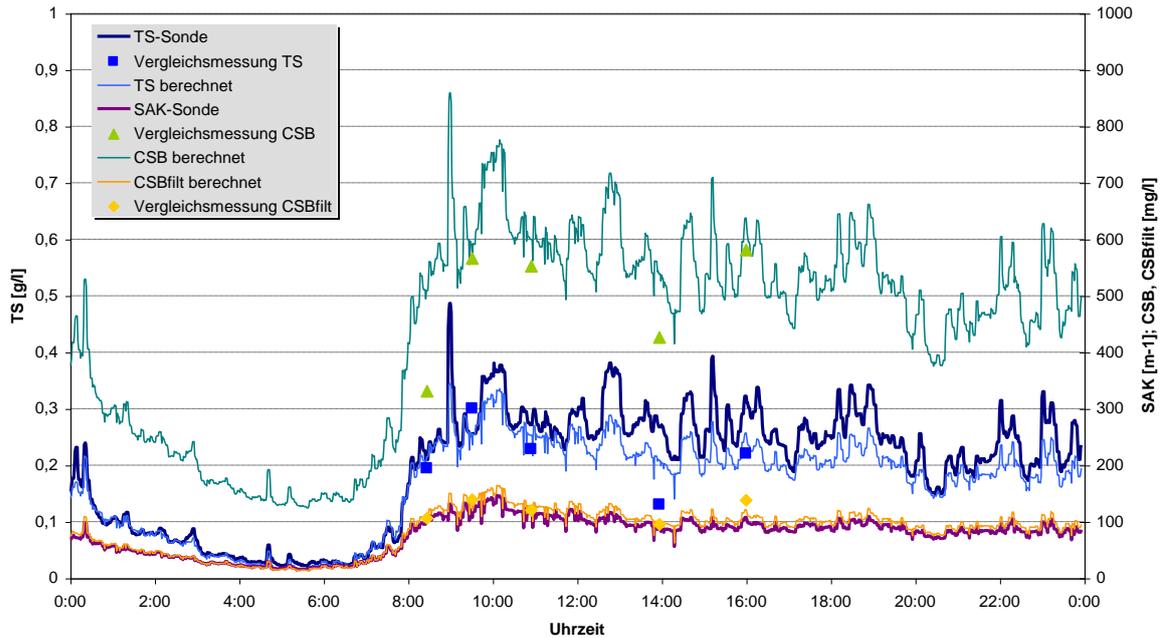


Abbildung 3-20: Vergleich Messwerte Stichproben mit berechneten Werten Messstelle Kanalnetz

Zulauf Kläranlage - Vergleichsmessung 20.09.05

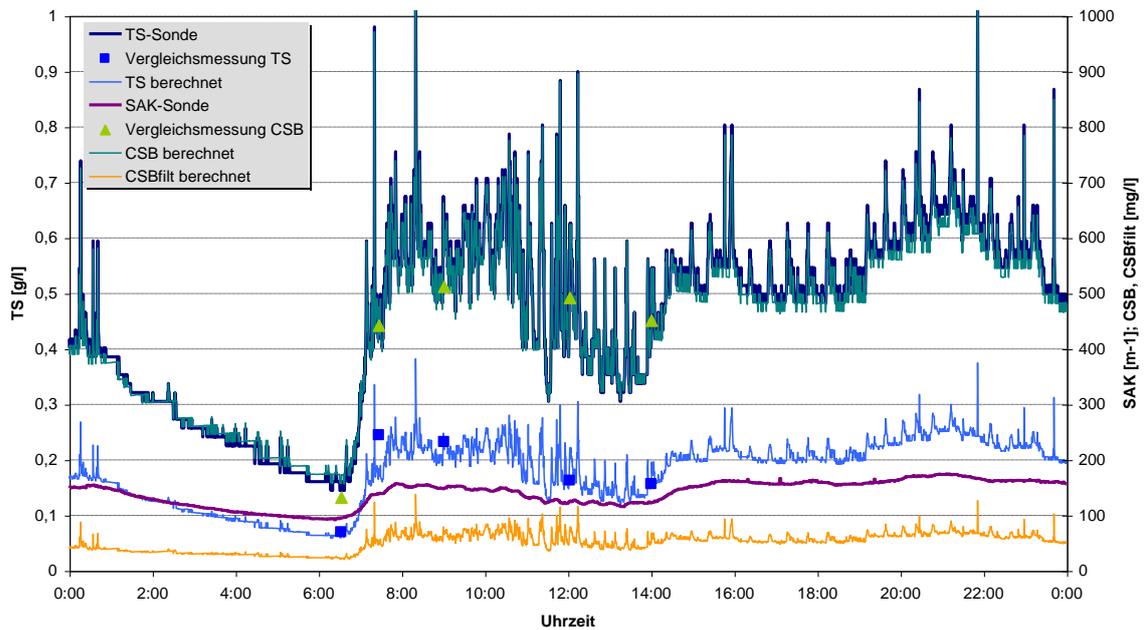


Abbildung 3-21: Vergleich Messwerte Stichproben mit berechneten Werten Messstelle Kläranlagenzufluss

Mit den aufgestellten Regressionsbeziehungen konnten auch für Zeiträume außerhalb der Messkampagnen Stoffkonzentrationen im Kanalnetz und im Kläranlagenzufluss berechnet werden. Tabelle 3-7 zeigt einen Vergleich der Konzentrationen an den beiden Messstellen für verschiedene Trockenwetter-Zeiträume. Im Anhang A.1.3 sind beispielhaft zwei Vergleichszeiträume gezeigt.

Tabelle 3-7: Betrachtung CSB und TS- Konzentrationen im Kanalnetz und Kläranlagenzufluss

Zeitraum	CSB <sub>hom</sub>	CSB <sub>filt</sub>	TS
13.09. -14.09. (A), (S)	KN << KA	KN > KA	KN < KA
20.09. (A), (S)	KN < KA	KN > KA	KN < KA
21.09. – 30.09 (S)	KN ≈ KA	KN >> KA	KN ≈ KA
15.10. – 31.10.(S)	KN < KA	KN ≈ KA	KN ≈ KA
10.11. (A), (S)	KN ≈ KA	KN >> KA	KN < KA
15.11. – 23.11. (S)	KN ≈ KA	KN >> KA	KN ≈ KA

KN Kanalnetz, KA Kläranlage, (A) Analytikergebnisse; (S) Berechnungen aus Sondenmesswerten

Beim Gesamt-CSB und den Feststoffen (TS) zeigt sich, dass die Verschmutzung im Kläranlagenzufluss tendenziell höher ist als an der Messstelle im Kanalnetz, beim filtrierten CSB ist dies allerdings umgekehrt. Dies deutet darauf hin, dass vor allem andere Zuflussstränge als der untersuchte Strang aus dem östlichen Einzugsgebiet mit feststoffgebundenen Parametern verschmutzt sind. Oder es könnte ein Anzeichen dafür sein, dass im betrachteten Zuflussstrang der Fremdwasseranfall höher ist. Bei der detaillierten Fremdwasserermittlung in Kapitel 4 konnte diese Einschätzung allerdings nicht sicher belegt werden. Abschließend geklärt werden konnte der Sachverhalt insgesamt nicht.

### 3.2.3 Messungen auf der Kläranlage

#### 3.2.3.1 Durchführung der Messkampagnen

Auf der Kläranlage Spenge wurden mehrere Messkampagnen für Qualitätsmessungen durchgeführt. In der Tabelle sind alle Messkampagnen zusammengestellt und charakterisiert.

Tabelle 3-8: Übersicht und Bedingungen der durchgeführten Messkampagnen

Nr.	Zeitraum	Grund	Zyklusdauer SBR	Wetter der Tage
1	04.07.2005-07.07.2005	Kalibrierung Kläranlagen-Modell	3 Tage 6 h / 1 Tag 4 h	3 Regenwetter / 1 Trockenwetter
2	31.08.2005	Trockenwetterzulauf Kläranlage		1 Trockenwetter
3	05.09.2005-06.09.2005	Trockenwetterzulauf Kläranlage		1 Trockenwetter
4	13.09.2005-14.09.2005	Kalibrierung Kanal-Modell		1 Trockenwetter / 1 Regenwetter
5	07.11.2005	Kalibrierung Kanal-Modell		1 Regenwetterereignis
6	02.12.2005-04.12.2005	Validierung Kläranlagen-Modell	8 h	2 Trockenwetter / 1 Regenwetter

Die Probenahme während der Messkampagne auf der Kläranlage erfolgten an sechs unterschiedlichen Standorten. Zwei der Standorte wurden mit automatischen Probenehmern verse-

hen. Diese Standorte waren der Zulauf des Beschickungspumpwerks und der Ablauf der Kläranlage. Die restlichen drei Standorte wurden mit Hilfe eines manuellen Verfahrens beprobt. Diese drei Standorte waren die Druckrohrleitung des Zulaufs zum SBR 2 als Leitreaktor, der Pufferbehälter 1 und 2 sowie im SBR2.

Der automatische Probenehmer für den Zulauf sammelte über 2 Stunden, in festen Zeitintervallen, Mischproben mit einer Probemenge von knapp 2 Litern. Diese Proben kühlte der Probenehmer, bis zur Entnahme des Probenbehälters, bei 4 °C. Die Proben aus dem Pufferbehälter und dem SBR 2 wurden mit Hilfe eines Teleskopprobenehmers entnommen.

Die Proben aus dem Zulauf zum SBR2 mussten direkt aus der Druckrohrleitung genommen werden. Um eine zeit- und volumenproportionale Mischprobe der Beschickung zu erhalten, war es erforderlich der Leitung in festen Zeitintervallen von 5 Minuten während der ersten Beschickung und zwei Minuten bei der zweiten Beschickung des Reaktors ein definiertes Volumen zu entnehmen und in einem geeigneten Behälter aufzubewahren. Die Pausen zwischen den Entnahmen wurden bei der zweiten Beschickung verringert, da diese Beschickung kürzer als die erste Beschickung ist.

Der Probenehmer für den Ablauf entnahm über den gesamten Dekantiervorgang zeitproportionale Proben, die bis zur Weiterverarbeitung ebenfalls gekühlt wurden.

Zur Vorbereitung für die Analysen wurden 250 ml der jeweiligen, gut durchmischten Probe in eine beschriftete Plastikflasche überführt. Dieses Volumen wurde mit dem IKA Ultra-TURRAX T25 basic für 30 Sekunden homogenisiert.

Für die Erstellung des Membranfiltrats wurde von der gut gemischten Ursprungsprobe ein Aliquot (100 - 200 ml) mit einer Vakuumpumpe und einem Membranfilter (Porengröße Ø 0,1 µm) filtriert.

Für alle Messkampagnen wurde vorher ein Messprotokoll erstellt, bei dem für jeden Standort die Parameter, die analysiert werden sollten, festgelegt wurden. Die Bestimmung der Messwerte für CSB, Phosphor, N<sub>ges</sub>, Ammonium und Nitrat im Abwasser erfolgte mit den jeweiligen Küvettentests der Firma Macherey und Nagel. Die Gesamtkonzentrationen an CSB, Phosphor und Stickstoff wurden entsprechend den Herstellerangaben mit den homogenisierten Proben bestimmt; für die Konzentrationen im Membranfiltrat wurden die membranfiltrierten Proben eingesetzt. Im Anhang ( A.1.3 Parameter und Küvetteneigenschaften) sind alle Parameter, deren Messbereiche und die Küvettentestbezeichnung aufgelistet.

Zur Bestimmung der Trockensubstanz (TS) wurden 100 ml Probe durch einen vorher getrockneten, gewogenen Filter filtriert und nach dem Trocknen im Trockenschrank erneut gewogen. Die Differenz beider Gewichte wurde zur Umrechnung auf g/l bzw. g/kg verwendet.

Die Bestimmung von BSB erfolgte nach der herkömmlichen Methode mit Zusatz von Allylthioharnstoff (ATH) in WTW-Oxitop-Flaschen mindestens über 10 Tage, um neben BSB<sub>5</sub> auch BSB<sub>gesamt</sub> zu berechnen.

Die Tabelle 3-9 gibt eine Übersicht aller durchgeführten Analysen. Für jeden Probenahmeort wurden geeignete Parameter ausgewählt. Die Ergebnisse hierzu werden in den nachfolgenden Kapiteln aufgeführt.

Tabelle 3-9: Übersicht aller bestimmten Analyseparameter

Parameter	Laboranalyse	Online-Messungen im SBR2
CSB <sub>ges</sub>	x	
CSB <sub>mf</sub>	x	
TS	x	x
BSB <sub>ges</sub>	x	
BSB <sub>5</sub>	x	
P <sub>ges</sub>	x	
P <sub>,mf</sub>	x	
PO <sub>4</sub> -P <sub>mf</sub>	x	x
N <sub>ges</sub>	x	
N <sub>ges mf</sub>	x	
NH <sub>4</sub> -N <sub>mf</sub>	x	x
NO <sub>3</sub> -N <sub>,mf</sub>	x	x

### 3.2.3.2 Qualitätskontrolle

Die Qualitätssicherheit erfolgte in Anlehnung an die gute Laborpraxis (GLP) und der EN45001. Die Plausibilität der Messungen wurde kontinuierlich im Vergleich zu bereits in anderen Messkampagnen oder am Vortag ermittelten Werten kontrolliert. Sobald bei der Plausibilitätsprüfung Unstimmigkeiten ermittelt wurden, führte man eine Nachbestimmung der betreffenden Probe durch.

Während der gesamten Messkampagne wurden in regelmäßigen Abständen Bestimmungen wiederholt, um die Richtigkeit der bereits festgestellten Werte zu überprüfen und zu bestätigen. Diese Wiederholbestimmungen mussten dem zuerst gemessenen Wert entsprechen. War dies nicht der Fall, wurde die Bestimmung ein weiteres Mal wiederholt, wenn die Streuung der Werte immer noch zu groß war, fand eine Methodenprüfung statt.

Die Online-Messungen von Endress+Hauser und Dr. Lange für NH<sub>4</sub><sup>+</sup>, NO<sub>3</sub><sup>-</sup> und PO<sub>4</sub><sup>3-</sup> wurden vor der Messkampagne kalibriert. Dann wurde ein gesamter Zyklus des Leitreaktors beprobt und die Plausibilität der ermittelten Online-Daten überprüft (Abbildung 3-22, Abbildung 3-23, Abbildung 3-24). Dabei wurde der Zeitversatz für die Transportzeit des Permeats und der Zeitversatz durch die Analyse ermittelt. Bei der Beurteilung ist zu berücksichtigen, dass die Proben von oben abgeschöpft wurden, während das Permeat aus der mittleren Höhe des Reaktorinhaltes hergestellt wird. Dies führt dazu, dass während des gesamten Rührvorganges in der Regel sehr gute Übereinstimmungen in den Online-Messungen vorliegen. Sowie der Rührer zwei Stunden vor Zyklusende zur Sedimentationsphase ausgestellt wird, verändern sich die Übereinstimmungen in diesem Fall vor allem bei Nitrat und Phosphat. Dieses Phänomen wurde bereits bei mehreren Kläranlagen und zudem auch bei Ammonium beobachtet und ist damit begründet, dass bei der Probenahme von oben bei der Sedimentationszeit immer weniger Schlamm vorkommt und die Belebtschlammaktivität sinkt. Durch z.B. die Denitrifikationstätigkeit im Schlamm sinkt die Nitratkonzentration im Reaktor in der Mitte noch ab, so dass im Permeat

gegenüber den Konzentrationen aus der oberen Schicht die Konzentrationen geringer sind. Problematisch ist auch die Phosphatbestimmung. Selbst geringe Schlammengen verändern die Phosphatkonzentration sofort, so dass die Werte verfälscht werden können.

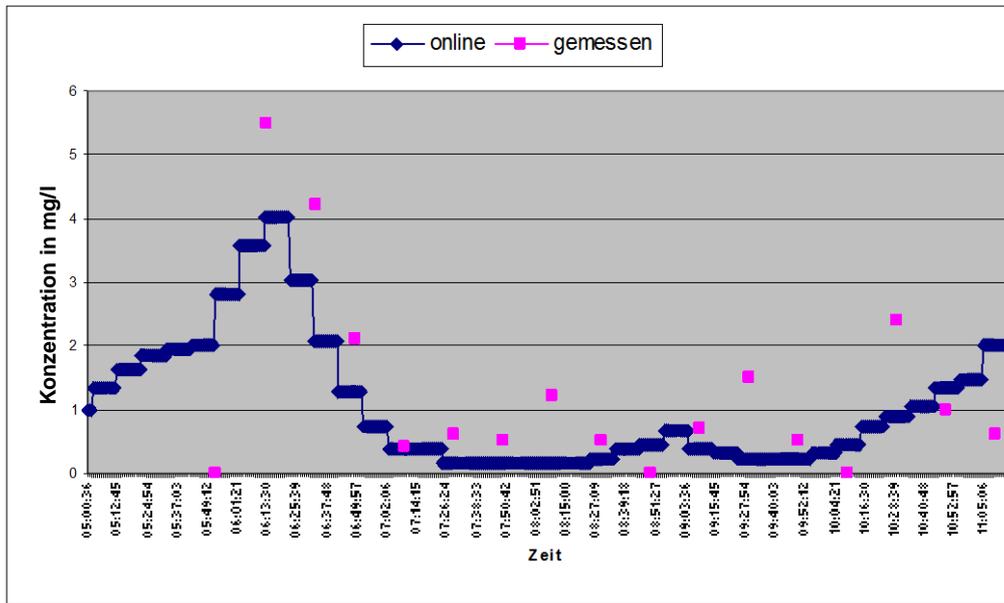


Abbildung 3-22: Vergleich der PO<sub>4</sub>-Onlinedaten im SBR2 vom 01.07.2005 ab 6:10 mit den gemessenen Daten (12min Versatz)

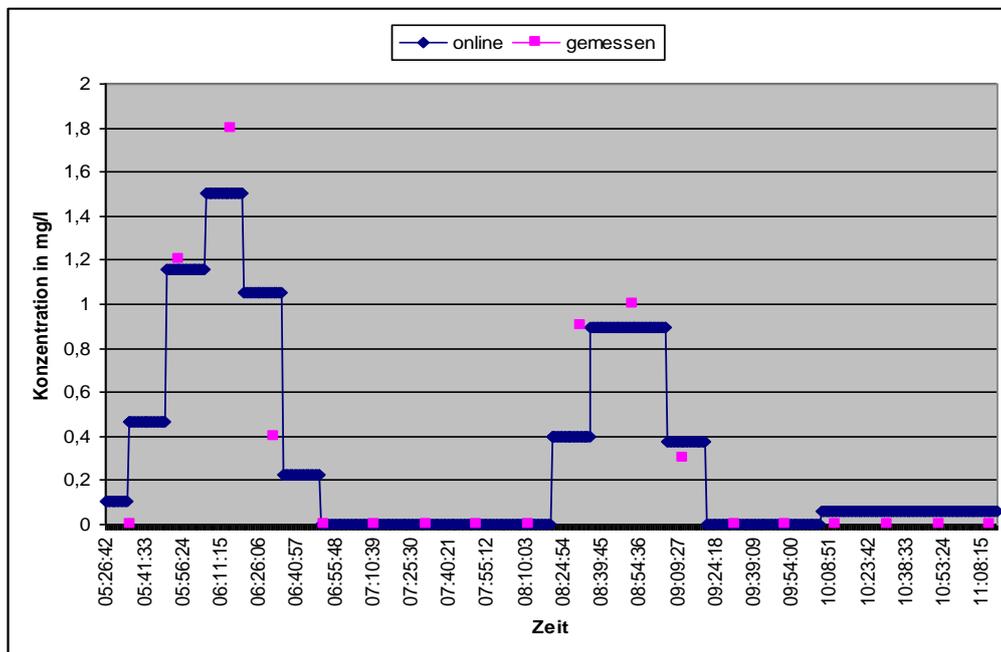


Abbildung 3-23: Vergleich der NH<sub>4</sub>-Onlinedaten im SBR2 vom 01.07.2005 ab 6:10 mit den gemessenen Daten (20min Versatz)

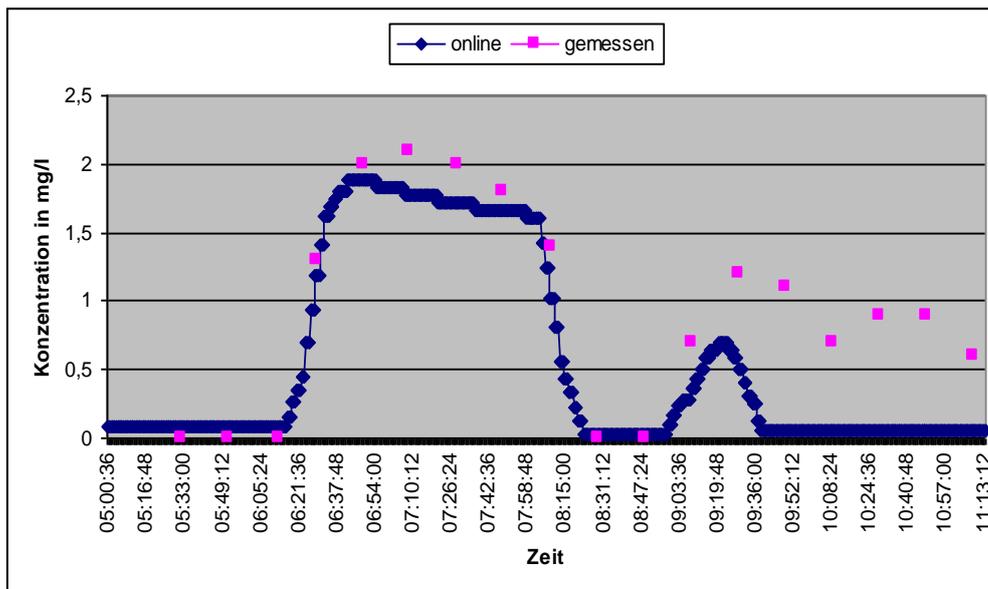


Abbildung 3-24: Vergleich der NO<sub>3</sub>-N-Online-daten im SBR2 vom 01.07.2005 ab 6:10 mit den gemessenen Daten (17min Versatz)

Während der Messkampagne wurden zweimal täglich Proben aus dem Reaktor gemessen und die Ergebnisse mit dem jeweiligen Online-Wert verglichen. Wenn die oben beschriebene Qualitätskontrolle der Online-Werte Abweichungen erbrachte, wurden die Online-Messungen einer mehrmaligen Prüfung unterzogen. Wenn diese wiederholten Prüfungen immer noch Abweichungen zeigten, wurden die Online-Messungen neu kalibriert. Alle Vorfälle, Besonderheiten und Ereignisse wurden in den Rohdaten protokolliert, so dass eine Validierung der Ergebnisse im Nachgang möglich war. Alle Rohdaten wurden archiviert.

### 3.2.3.3 Zulauf im Beschickungspumpwerk

Der Zulauf im Beschickungspumpwerk gibt Auskunft über die Eigenschaften des zu reinigenden Abwassers. Für die dynamische Simulation von Kläranlagen wird die Analyse des Zulaufs durchgeführt, um einerseits das Kanal- und Kläranlagen-Modell zu kalibrieren und andererseits für die nachfolgenden Studien eine Ausgangssituation für den Zulauf zu definieren.

Die Auswahl der zu analysierenden Parameter und deren Messwerte aus dem Zulauf in das Beschickungspumpwerk werden im Anhang gezeigt (A.1.4 Vergleich Stoffparameter Kanalnetz – Kläranlage und A.1.5 Qualitätsmessungen im Zulauf zum Beschickungspumpwerk). Aus den Messwerten der 2h-Mischproben lassen sich folgende Ableitungen machen:

Die mittleren Tageszulaufwerte liegen gerade bei Regenwetterbedingungen mit vorher länger anhaltenden Trockenperioden über dem Bemessungswert von 22.500 EW (Abbildung 3-25). Dabei verschiebt sich das Verhältnis von CSB<sub>ges</sub>/BSB<sub>5</sub> bei Regenwetter zu ungunsten von BSB<sub>5</sub>. Dies bedeutet, dass die abbaubaren Substrate bei Regenwetterbedingungen geringer sind und vor allem die Denitrifikationsleistungen vermindert werden können.

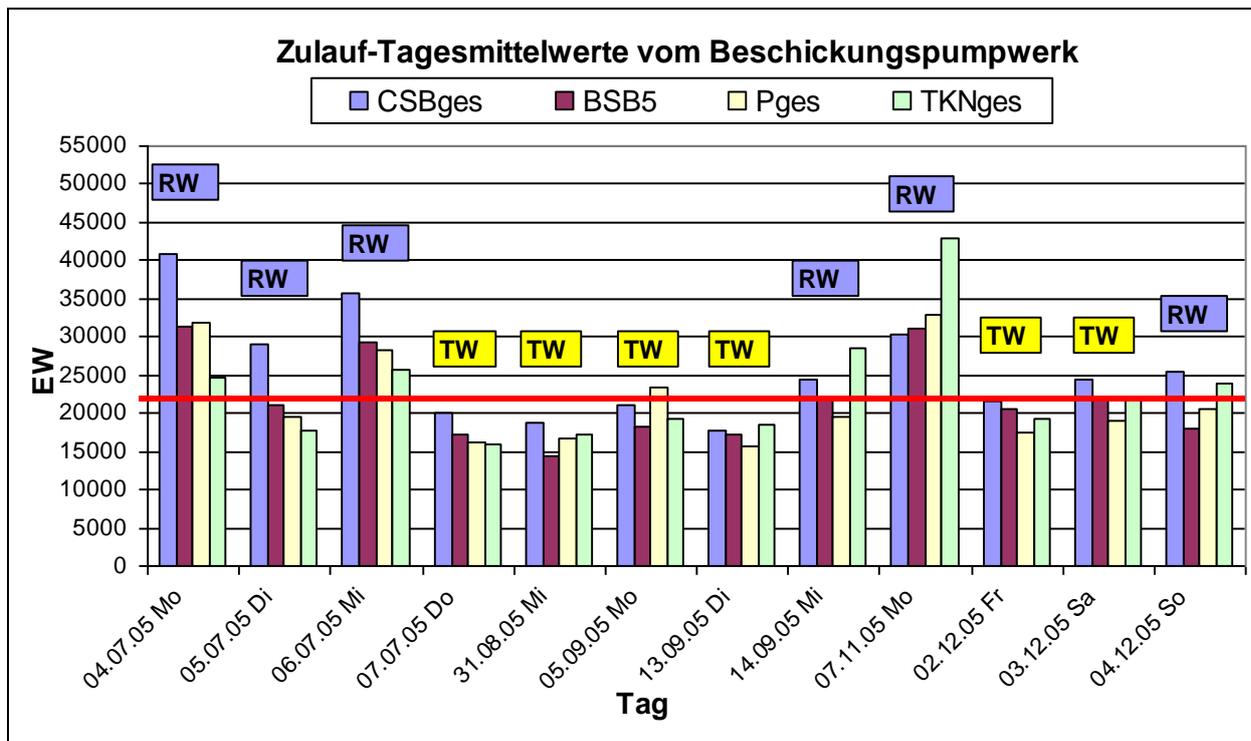


Abbildung 3-25: Zulaufbedingungen bei unterschiedlichen Wetterverhältnissen (RW=Regenwetter, TW=Trockenwetter, rote Linie= Auslegung auf 22 500 EW))

Dennoch verfügt der Belebtschlamm der KA Spenge über eine stark ausgeprägte Denitrifikationseigenschaft, die anhand der  $\text{NO}_3\text{-N}$ -Onlinewerte und den niedrigen  $\text{NO}_3\text{-N}$ -Ablaufwerten belegt wurde. Dies kann nicht an dem  $\text{CSB}_{\text{ges}}/\text{BSB}_5$ -Verhältnis liegen, das in diesem Fall eher zwischen zwei und drei liegt, also oberhalb dem günstigen Verhältnis von zwei oder kleiner (Abbildung 3-26).

In Abbildung 3-27 ist das Verhältnis von CSB zu TKN im Zulauf gezeigt. Das Verhältnis schwankt in Abhängigkeit des Tagesverlaufes ähnlich wie beim  $\text{CSB}/\text{BSB}$ -Verhältnis. Auffällig sind die hohen Werte in der ersten Messkampagne vom 04.07.-07.07.2005 nach einer langen vorherigen Trockenwetterphase, die auch hier ein ungünstiges Verhältnis signalisieren, da der Mittelwert eher oberhalb des normal, günstigen Wertes von 10,9 liegt.

Die nachgewiesenen, guten Denitrifikationseigenschaften können daher eher die Folge einer guten Denitrifikationskinetik des Belebtschlammes (Kap. 3.2.3.8) sowie vielleicht auch Folge der spezifischen hydrolysierenden Betriebsweise des Pufferbehälters 1 im DIC-SBR-Modus sein.

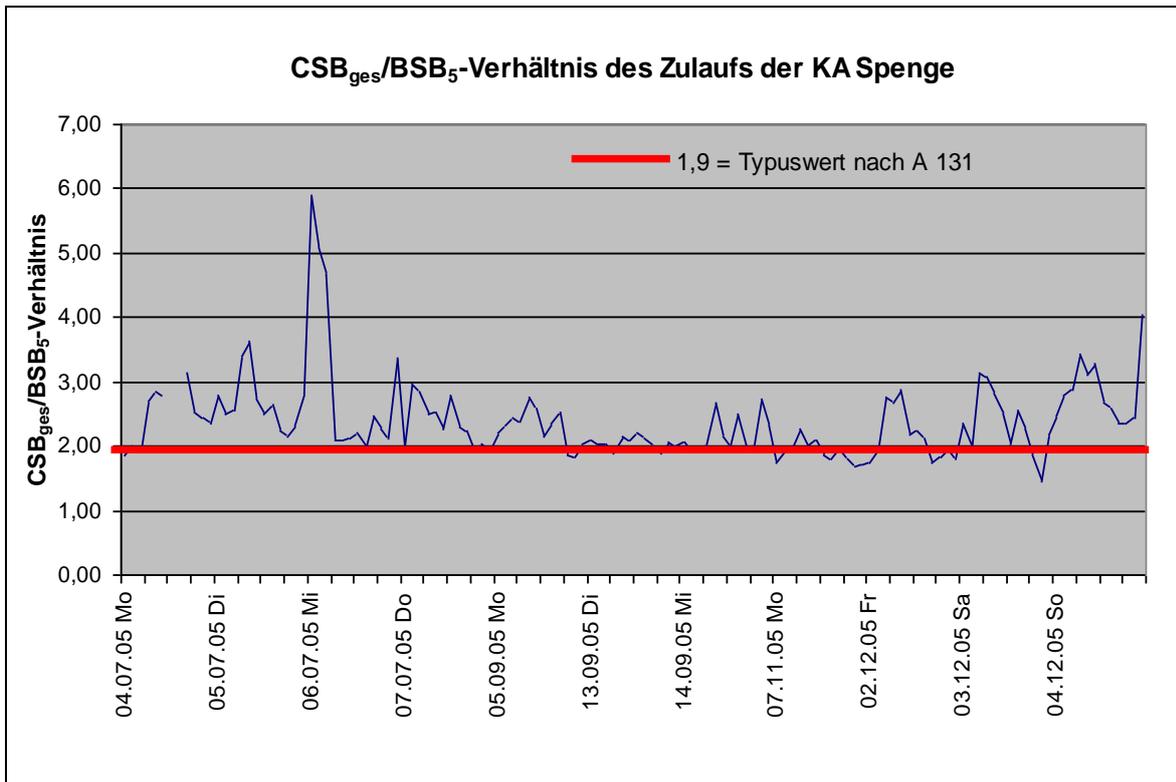


Abbildung 3-26: Verhältnis CSB<sub>ges</sub>/BSB<sub>5</sub> im Zulauf der Kläranlage Spenge

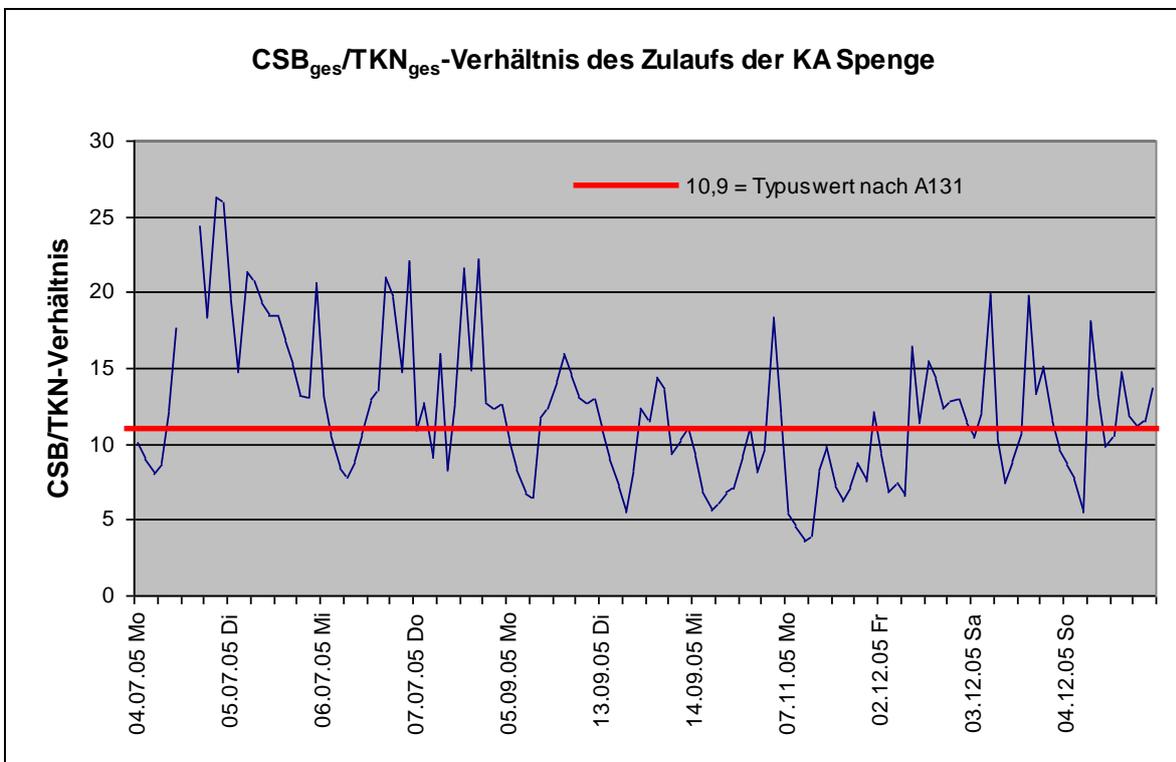


Abbildung 3-27: Verhältnis CSB<sub>ges</sub>/TKN<sub>ges</sub> im Zulauf der Kläranlage Spenge

In Abbildung 3-28 wird der charakteristische, tägliche Frachtzulauf gemessen in 2h-Mischproben der Kläranlage Spenge bei Trockenwetter sichtbar, der für kommunales Abwasser typisch ist. Zwischen 8:00 und 10:00 Uhr steigt der Frachtzulauf durch die morgendliche Aktivität in den Haushalten erstmals an und erreicht spätestens zwischen 10:00 und 12:00 Uhr das erste Maximum. Nach den Abendstunden zwischen 20:00 und 22:00 Uhr fallen die Frachtzuläufe wieder ab und erreichen in den Nachtstunden ein Minimum.

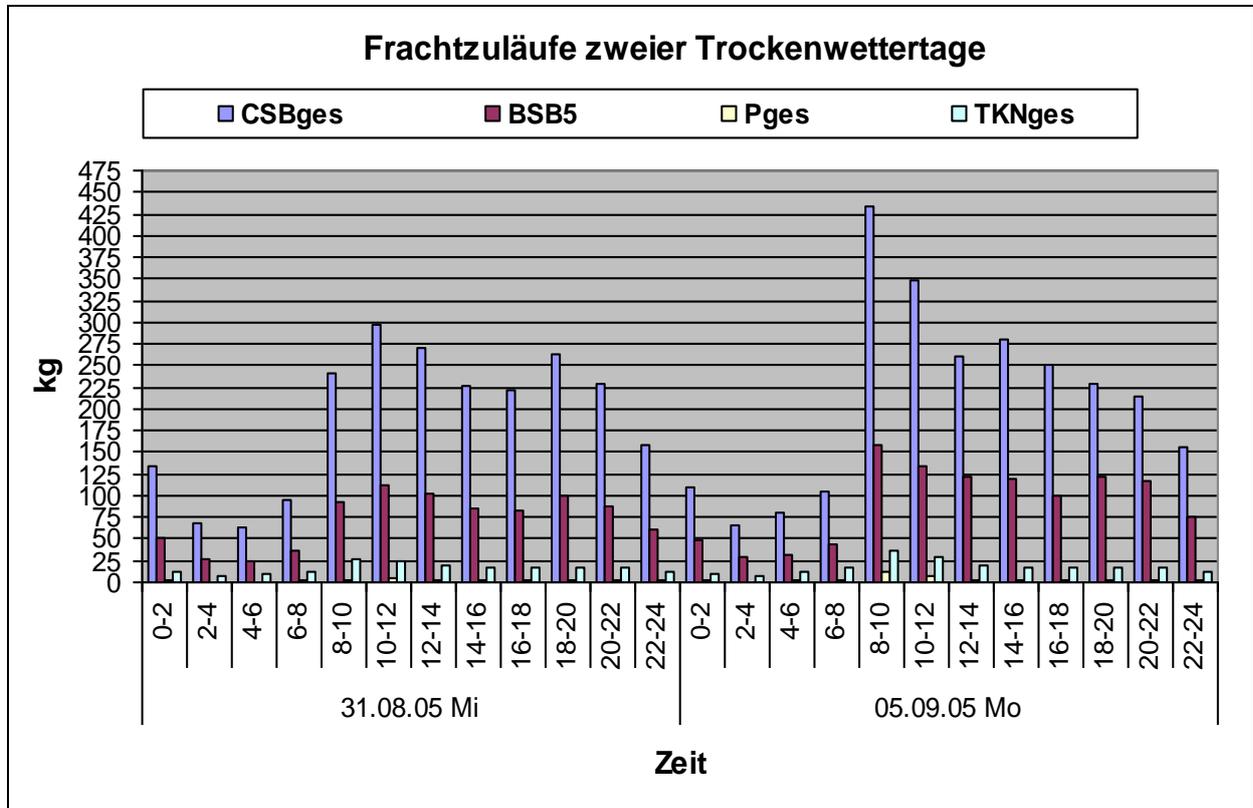


Abbildung 3-28: Frachtzuläufe im Beschickungspumpwerk bei Trockenwetter

Im Vergleich dazu sind die Zulaufmengen über zwei Stunden in Abbildung 3-29 von einigen Messtagen gezeigt. Deutlich wird ebenfalls ein charakteristischer Tagesgang, der am 02.12.05 bedingt durch die vorliegende Schneeschmelze lediglich ein höheres Niveau aufweist. Auch bei den Zulaufmengen treten die niedrigsten Werte in der Nacht auf, aber kombiniert mit hohen Sauerstoffkonzentrationen. Die Zulaufmenge steigt aber bereits ab ca. 6:00 Uhr über den Tag an und erreicht zwischen 6:00 und 12:00 Uhr das erste Maximum, begleitet mit sinkenden Sauerstoffkonzentrationen. Nach dem zweiten Maximum zwischen 18:00 und 20:00 Uhr fallen die Mengen wieder auf ein Minimum in der Nacht ab. Dieser typische Verlauf der Zulaufmengen kann strategisch für den Ausgleich des Zulaufs unter Trockenwetterbedingungen im Pufferbehälter 1 genutzt werden.

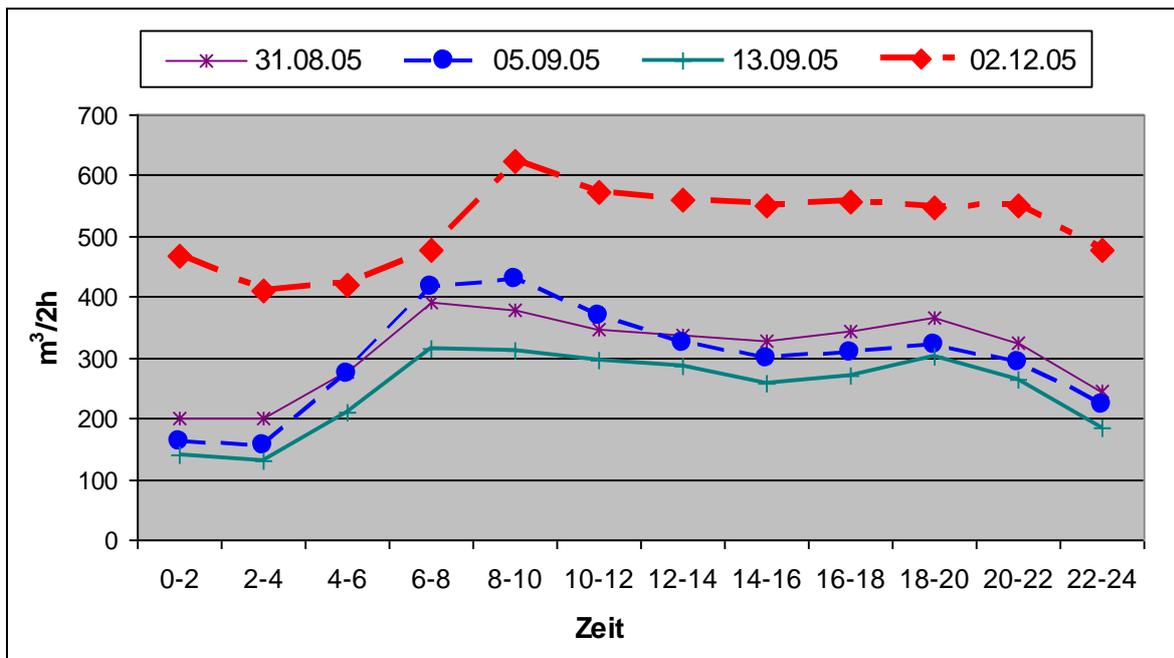


Abbildung 3-29: 2h-Zulaufmengen im Beschickungspumpwerk bei Trockenwetter

In Abbildung 3-30 wird der charakteristische, tägliche Frachtzulauf gemessen in 2h-Mischproben der Kläranlage Spenge bei Trocken- und Regenwetter gezeigt. Es wird der Einfluss des Spülvorganges im Kanal bei einem Regenereignis zwischen 8:00 und 14:00 Uhr deutlich. Alle Frachten steigen um das Zwei- bis Dreifache an. Neben der Mehrbelastung der Anlage durch den gesteigerten Frachtzulauf muss ebenfalls die gesteigerte Zulaufmenge hydraulisch verarbeitet werden.

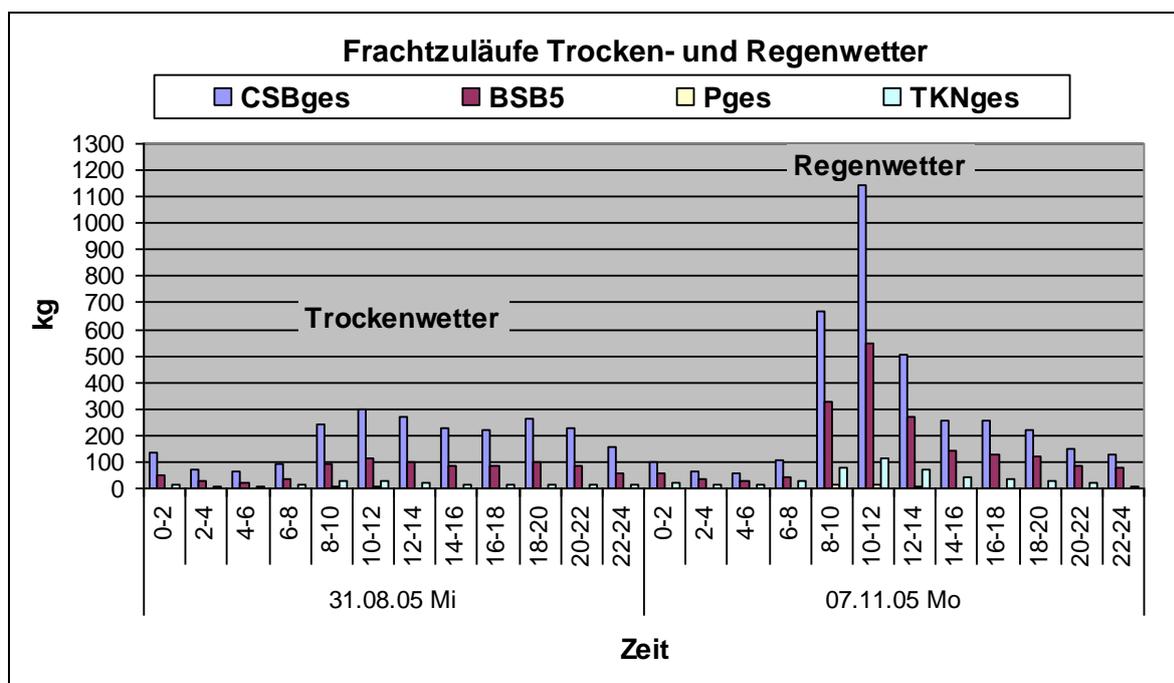


Abbildung 3-30: Vergleich Frachtzuläufe im Beschickungspumpwerk bei Trocken- und Regenwetter

Anhand der Abbildung 3-31 wird deutlich, dass die Zulaufmenge nach einem starken Regenereignis erst nach ca. 18-24 Stunden auf das Trockenwetterniveau abfällt. Die Zulaufmengen vom 03.12-04.12.05 befinden sich aufgrund von Schmelzwasserbedingungen auf einem konstant höheren Niveau.

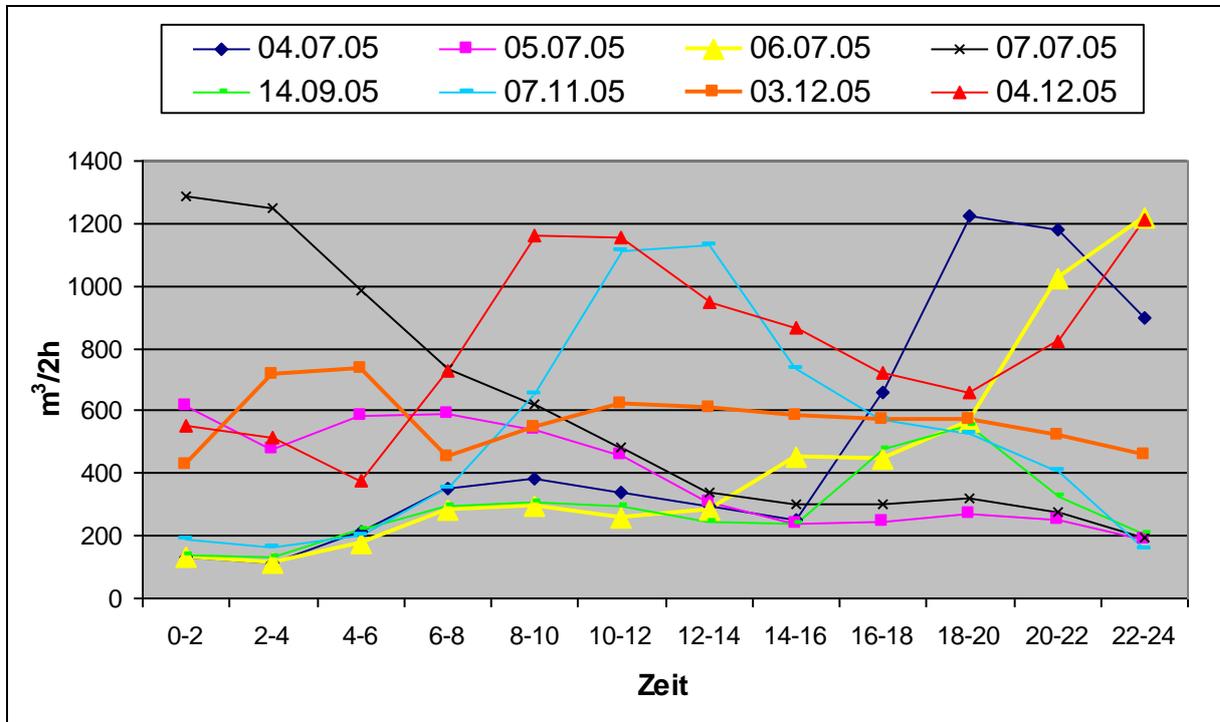


Abbildung 3-31: Vergleich der Zuläufe im Beschickungspumpwerk bei verschiedenen Regenwetterereignissen

Anhand der Grafik wird deutlich, dass jedes Regenereignis schon bei den Zulaufmengen eine unterschiedliche Charakteristik hat und darauf muss die Anlage mit Hilfe der Steuer- und Regeltechnik flexibel reagieren.

#### 3.2.3.4 Pufferbehälter 1 und 2

Die Analyse von Proben aus den Pufferbehältern diente der Kalibrierung desselben im Simulations-Modell. Die Auswahl der zu analysierenden Parameter und deren Messwerte werden im Anhang gezeigt (A.1.6). Aus den Messwerten ergeben sich folgende Ableitungen:

Abbildung 3-32 verdeutlicht die Zustände im Pufferbehälter 1, der sich aus dem DIC-SBR-Betrieb ergibt. Im nicht durchmischten Behälter bei der 1. Beschickung des Leitreaktors SBR2 sind im Überstand des Pufferbehälters 1 nur geringe CSB-Konzentrationen zu finden, während die CSB-Konzentration bei der 2. Beschickung des SBR2 durch vorheriges Rühren des Pufferinhalts stark auf ca. das zehnfache ansteigt. Dieser große Unterschied basiert darauf, dass vor der Messkampagne durch Aussetzen des Rührers im Pufferbehälter 1 die absetzbaren Stoffe angereichert wurden. Das Verhältnis dieser unterschiedlichen Bedingungen dient als Maß zur Einstellung des Pufferbehälters im Modell.

Abbildung 3-33 zeigt die Zustände im Pufferbehälter 1 bei der 6. Messkampagne im Dezember 2005. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass neben dem DIC-SBR-Betrieb auch das RS-Verfahren in Betrieb genommen wurde. Beim RS-Verfahren wird Schlamm aus den Reaktoren in den Puffer 1 zurückgeführt. Daher wäre im gerührten Modus eigentlich eine höhere  $CSB_{ges}$ -Konzentration bzw. ein höherer Aufkonzentrierungsfaktor als 4,5 zu erwarten gewesen. Da aber zum Zeitpunkt der Messkampagne Schneeschmelze auftrat und dadurch die Zulaufmenge stieg, aber nicht die Frachten, sind die niedrigen Konzentrationen zu erklären. Weiterhin plausibel ist die geringe  $CSB_{ges}$ -Konzentration im Pufferbehälter 2 während der Messkampagne, die auf ein Regenereignis zurückzuführen ist. Der Pufferbehälter 2 wurde erst gefüllt, nachdem der Puffer 1 vollständig befüllt war, so dass der Spülstoß vermutlich bereits im Puffer 1 aufgenommen wurde.

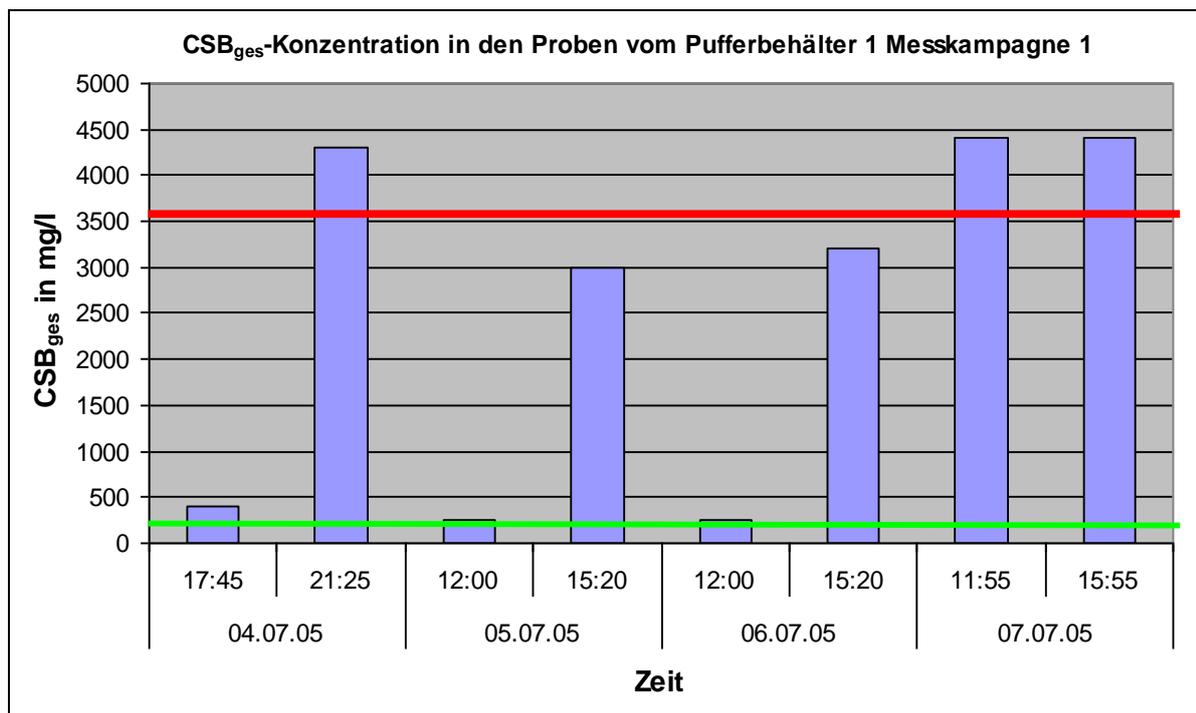


Abbildung 3-32:  $CSB_{ges}$ -Konzentration im Pufferbehälter 1 der Messkampagne 1; rote Linie= $CSB_{ges}$ -Mittelwert bei voller Durchmischung des Puffers; grüne Linie= $CSB_{ges}$ -Mittelwert Puffer ungerührt

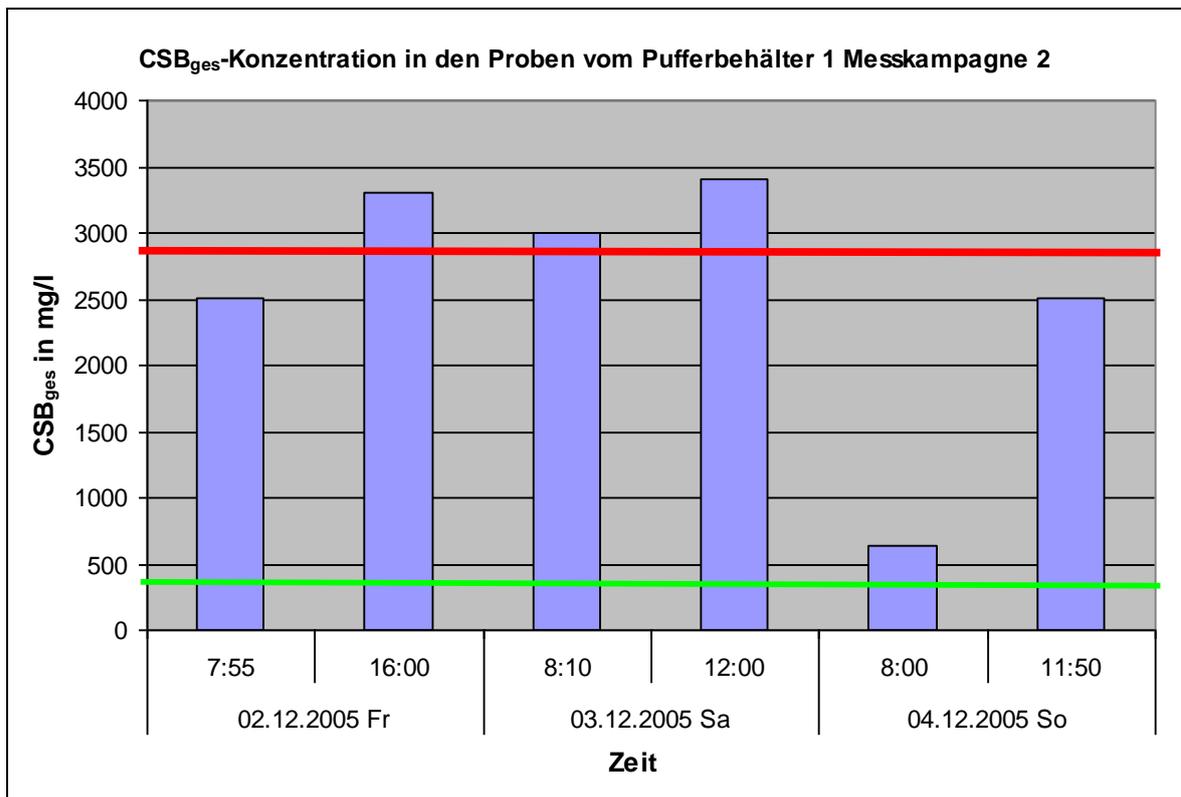


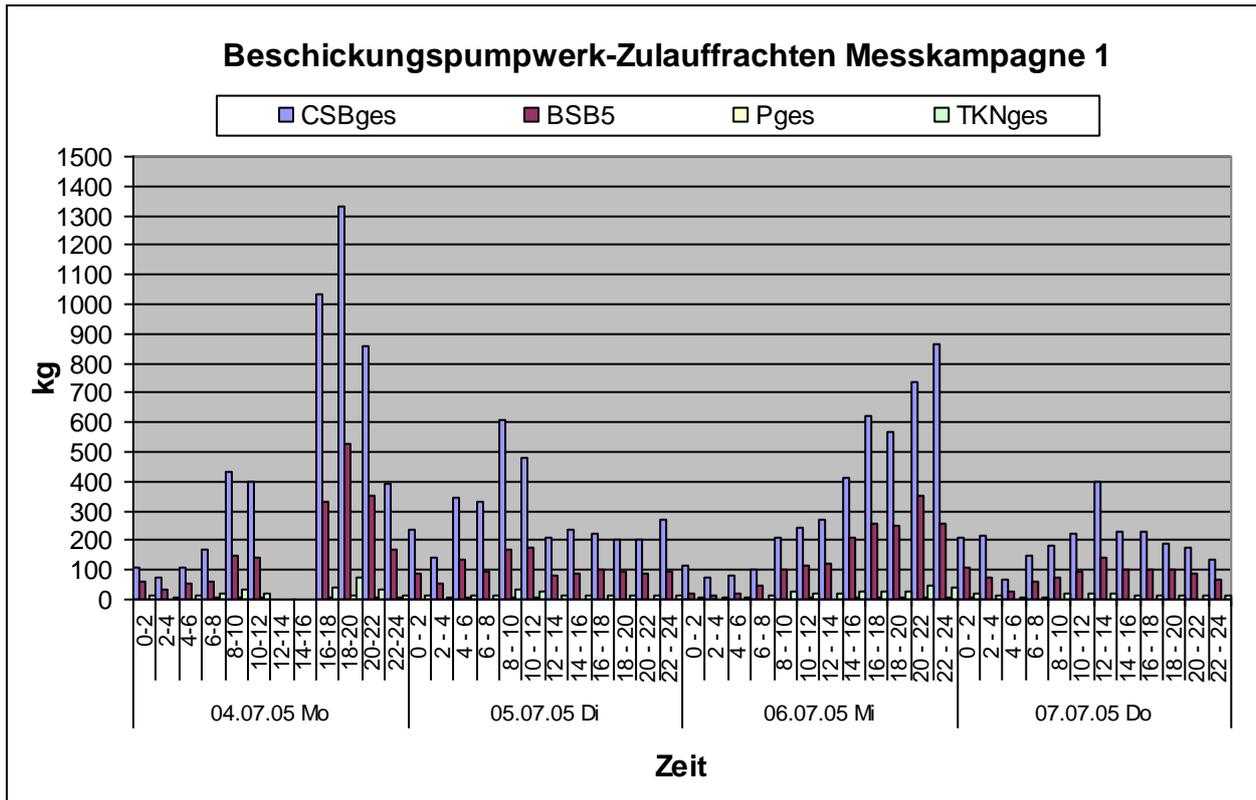
Abbildung 3-33: CSB<sub>ges</sub>-Konzentration im Pufferbehälter 1 der Messkampagne 6; rote Linie=CSB<sub>ges</sub>-Mittelwert bei voller Durchmischung des Puffers; grüne Linie=CSB<sub>ges</sub>-Mittelwert Puffer ungerührt

### 3.2.3.5 Zulauf in den Leitreaktor

Die Analyse von Proben aus dem Zulauf in den Leitreaktor SBR2 diente der Kalibrierung des Modells. Die Auswahl der zu analysierenden Parameter und deren Messwerte werden im Anhang gezeigt (A.1.7 Qualitätsmessungen im Zulauf zum Leitreaktor). In Abbildung 3-34 werden die Zulauffrachten im Beschickungspumpwerk und im Zulauf SBR2 verglichen. Die erhöhten Frachtzuläufe durch den Spülstoß bei Regenereignissen an den ersten drei Tagen der Messkampagne sind zeitgleich im Zulauf zum SBR2 nicht zu erkennen. Die erhöhten Frachtzuläufe am Anfang der Messkampagne im Zulauf des Leitreaktors wurden bewusst durch lang anhaltendes Rühren im Pufferbehälter 1 sowie vorheriger Primärschlammansammlung in diesem und Beschickung des SBR2 mit dessen Inhalt hervorgerufen. Die erhöhten Zulauffrachten der anderen Messtage im Zulauf zum SBR2 beruhen auf manuelle Beschickungsvorgänge. Bei den nicht manuell beeinflussten Beschickungen wird deutlich, dass die Frachten im Zulauf zum Reaktor im Vergleich zum Zulauf in das Beschickungspumpwerk durch den Betrieb des Pufferbehälters 1 ausgeglichen werden. Dies führt unter anderem zu den niedrigen Ablaufwerten bei SBR-Anlagen mit vorgeschaltetem Pufferbehälter und geeigneter Beschickungsstrategie.

Die Zulauffrachten Abbildung 3-35 wurden im DIC-SBR-Betrieb generiert. Die Zulauffrachten im DIC/RS-Betrieb verfügen vergleichsweise über höhere Frachten, da sich beim RS-Verfahren im Zulauf zum Leitreaktor ebenfalls Rücklaufschlamm befindet. Daher konnten bei diesen Proben auch keine BSB<sub>ges</sub>-Werte ermittelt werden. Der Anteil der Biomasse in solchen Proben und damit die Abschätzung von abbaubarem Substrat wurde mit Hilfe der OUR-Technik ermittelt (Kap. 3.2.3.8).

(a)



(b)

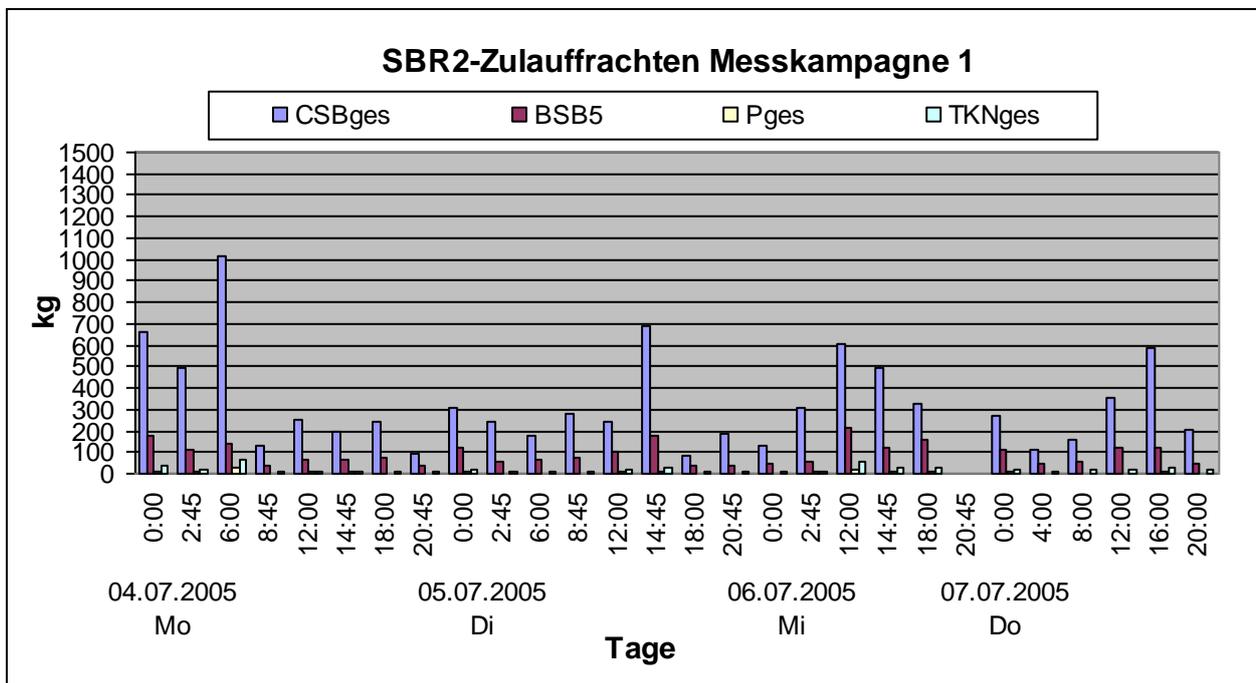


Abbildung 3-34: Vergleich der Frachten im Zulauf in das Beschickungspumpwerk (a) und in dem SBR2 (b) der Messkampagne 1

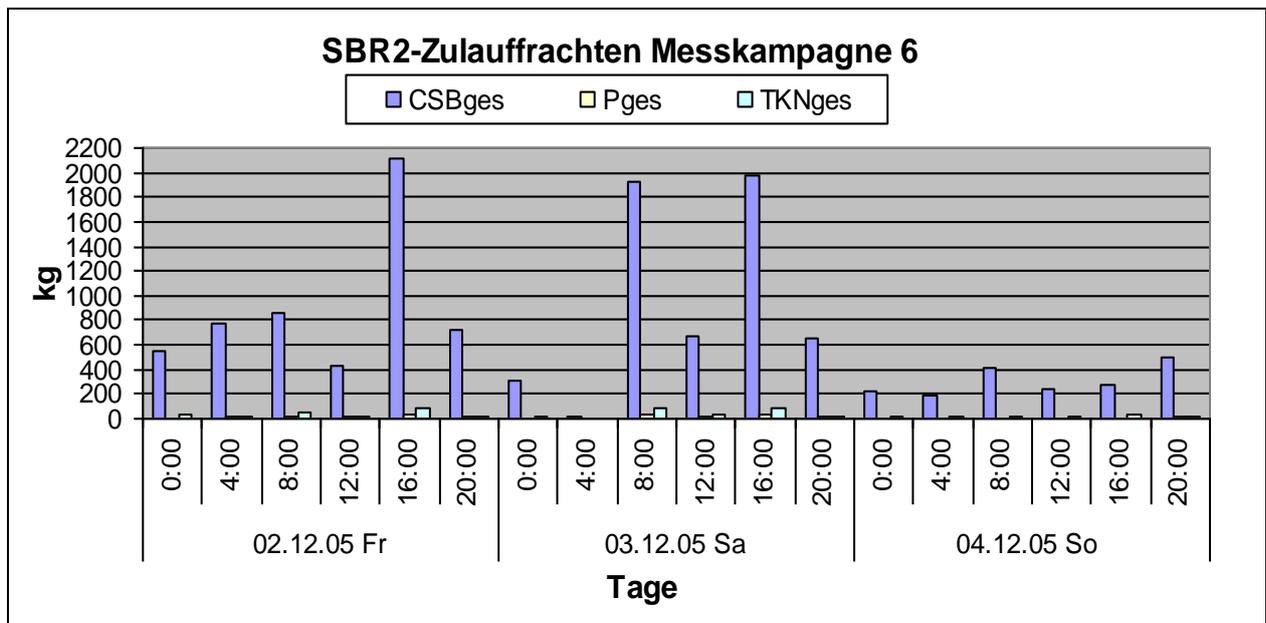


Abbildung 3-35: Frachten im Zulauf in den SBR2 der Messkampagne 6

### 3.2.3.6 $NH_4^-$ , $NO_3^-$ und $PO_4^-$ -Konzentration im Leitreaktor

Die Analyse von Proben aus dem Leitreaktor SBR2 diente der Überprüfung der  $NH_4^-$ ,  $NO_3^-$  und  $PO_4^-$ -Konzentration der Onlinedatenmessungen. Die Messwerte sind im Anhang aufgeführt (A.1.8 Qualitätsmessungen im Leitreaktor). Die Übereinstimmung der im Labor gemessenen Werte mit den Onlinemessvorrichtungen war so gut (siehe auch Abbildung 3-22, Abbildung 3-23, Abbildung 3-24), dass mit Hilfe der  $NH_4^-$ ,  $NO_3^-$  und  $PO_4^-$ -Konzentrationen im Reaktor eine Onlinedaten-Kalibrierung des Modells durchgeführt werden konnte (Kap. 6.3).

### 3.2.3.7 Ablaufmessungen

Die Analyse von Ablaufproben diente der Ermittlung der Reinigungsleistung und der Kalibrierung der SBR-Modelle. Die Auswahl der zu analysierenden Parameter und deren Messwerte werden im Anhang gezeigt (A.1.9 Qualitätsmessungen im Ablauf). In sind die mittleren Ablaufwerte der beiden Messkampagnen im Vergleich zu den erlaubten Ablaufwerten gezeigt.

Tabelle 3-10: Überwachungswerte und gemessene mittlere Ablaufwerte

Parameter in mg/l	Messkampagne 1 Juli 2005	Messkampagne 6 Dezember 2005	Überwachungswerte
CSB <sub>ges</sub>	41,0	26,0	55 (seit Mitte 2006 40)
PO <sub>4</sub> <sub>ges</sub>	0,5	0,3	1,2
N <sub>ges</sub>	4,6	3,2	5,0
NO <sub>3</sub>	1,5	2,1	-
NH <sub>4</sub>	0,7	0,1	5,0

Die Kläranlage Spenge zeichnet sich durch eine sehr gute Reinigungsleistung sowohl im Sommer als auch im Winter aus, daher hat der Betreiber im Jahre 2006 niedrigere Ablaufwerte für  $CSB_{ges}$  von 55 auf 40 und für  $N_{ges}$  von 18 auf 5,0 erklärt. Aufgrund der praktisch immer vollständigen Denitrifikation werden sehr tiefe  $N_{ges}$ -Ablaufwerte erreicht. Dadurch werden sehr gute Bedingungen für die biologische P-Elimination geschaffen. Dies bewirkt ebenfalls niedrige  $PO4_{ges}$ -Ablaufwerte. Gründe für die ausgeprägte Denitrifikation werden in den nachfolgenden Kapiteln diskutiert.

### 3.2.3.8 OUR

OUR-Versuche wurden durchgeführt, um die leicht abbaubare Abwasserfraktion  $S_S$  und die Biomasse in den Zuläufen für die Fraktionierung in den Modellen abzuschätzen. Des Weiteren ist die OUR eine wertvolle Methode, um einige der kinetischen und stöchiometrischen Parameter des Belebtschlamm zu ermitteln, die auch für das Kläranlagenmodell relevant sind und die Kalibrierung erleichtern. Viele der Untersuchungen wurden im Rahmen einer Diplomarbeit durchgeführt. Die Methoden und die Ergebnisse sind in der Diplomarbeit von Andreas Josch (2006) vollständig aufgeführt. In diesem Abschlussbericht werden nur die wichtigsten Ergebnisse nachfolgend aufgeführt.

#### ▪ Leicht abbaubare Abwasserfraktion $S_S$

Zur besseren Abschätzung der  $S_S$ -Konzentration wurden in verschiedenen Zulaufproben eine OUR durchgeführt und mit Hilfe der folgenden Formel berechnet.

$$S_S = \frac{\Delta ro}{I - Y} \cdot \frac{V_{BS} + V_{AW}}{V_{AW}}$$

$S_S$ : biologisch leicht abbaubare Abwasserbestandteile

$Y$ : Ertrag

$\Delta ro$ : berechnete Fläche

$V_{BS}$ : Volumen Belebtschlamm

$V_{AW}$ : Volumen Abwasser

Als  $S_I$ -Fraktion wurde dabei ein Wert von 24 mg/l eingesetzt. Dieser Wert wurde als Mittelwert aus allen Messkampagnen bestimmt.

Die Ergebnisse der  $S_S$ -Bestimmung von einigen vorbereitenden Versuchen können der nachfolgenden Tabelle 3-11 entnommen werden.

Tabelle 3-11: S<sub>S</sub>-Konzentrationen aus vorbereitenden Versuchen

Versuch Nr.	CSB <sub>ges</sub>	CSB <sub>mf</sub>	CSB <sub>mf-Si</sub>	S <sub>S</sub> aus OUR	S <sub>S</sub> aus OUR /(CSB <sub>mf-Si</sub> )
	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	%
71		80,5	56,5	17,9	32
73		114	90	34,3	38
75	895	114	90	20,3	23
80		61,5	37,5	3,1	8
119	895	182	158	36,4	23
120	895	182	158	24,4	15
121	448	91	67	11,5	17
122	448	91	67	22,4	33
123	224	46	22	8,4	38
124	224	46	22	9,5	43
125	224	46	22	10	45
126	294	48	24	9,2	38
127		182	158	23	15
128	448	91	67	18,1	27

Es wird deutlich, dass die S<sub>S</sub>-Konzentration aus den OUR-Versuchen geringer ist, als die S<sub>S</sub>-Konzentration, die nach STOWA aus dem CSB im Membranfiltrat berechnet wurde. Als Mittelwert der bestimmten Fraktion S<sub>S</sub> aus den OUR-Vorversuchen im Rohabwasser/Filtrat wurde ein Wert von 28 % von der S<sub>S</sub>-Konzentration ermittelt, die nach STOWA aus dem CSB im Membranfiltrat berechnet wurde.

Für die Beschickungs- und Pufferproben wurden während der Messkampagne 6 die S<sub>S</sub>-Konzentrationen nach STOWA und aufgrund des zu hohen Zeitaufwandes stichprobenartig auch durch die OUR ermittelt. Aufgrund der Datenmenge wird auf die Diplomarbeit von Andreas Josch (2006) verwiesen. Die Ergebnisse waren aber mit denen von den Vorversuchen vergleichbar. Der Mittelwert der S<sub>S</sub>-Konzentration aus den OUR-Versuchen betrug 35 %. Daher wurde bei der späteren Fraktionierung nach STOWA für die Berechnung der S<sub>S</sub>-Konzentration nur 30% vom CSB-Membranfiltrat (abzüglich der S<sub>I</sub>-Konzentration) eingesetzt. Die Unterschiede in der S<sub>S</sub>-Konzentration beider Methoden lassen sich einerseits dadurch erklären, dass auf Grund der Filterporengröße und der Vakuum- oder Druckfiltration auch kolloidale Anteile ins Membranfiltrat gelangen, die eigentlich der X<sub>S</sub>-Fraktion zugeordnet werden müssen. Andererseits gibt es bisher keine komplett inerten Membranfilter, so dass ein Teil dieser kolloidalen Fraktion aus dem Filter selbst stammen könnte, wie einige kürzlich durchgeführten Negativver-

suche mit CSB-freiem Wasser zeigten. Solange aber die  $CSB_{ges}$ -Menge bei der Fraktionierung nicht verändert wird, bleibt die Gesamtbilanzierung unbeeinträchtigt, da nach STOWA der  $X_S$ -Anteil aus der Subtraktion von  $BSB_{ges}$  und  $S_S$  berechnet wird. Zudem zeigten Simulationsversuche mit unterschiedlichen  $S_S$ -Konzentrationen im Zulauf keine nennenswerten Unterschiede bei den internen Vorgängen und den Ablaufwerten, so dass die  $S_S$ -Fraktion als eine unsensitive Fraktion betrachtet werden kann (Kap. 6.3.2).

#### ▪ Biomasse

Für die Validierung des Kläranlagenmodells mit dem Kalibrierungsreaktor (Kap. 6.3.2), war es notwendig den Biomasseanteil im Zulauf zum SBR2 abzuschätzen. Dies wurde mit Hilfe von OUR-Versuchen bewerkstelligt.

Zunächst wurde eine Kalibriergerade für die Bestimmung der Biomasse erstellt. Zu diesem Zweck wurden unterschiedliche Verdünnungen eines über Nacht belüfteten Belebtschlammes hergestellt und mit den als ausreichend ermittelten Mengen an DIN-Medium und ATH versetzt. Die Belebtschlämme wurden mit Ablaufwasser verdünnt, da hier keine Biomasseaktivität nachweisbar war. Bei der Kalibrierung der Biomassebestimmung wurde der gemessene Sauerstoffverbrauch gegen den Gesamt-CSB im Belebtschlamm aufgetragen. Die dabei entstehende Kalibriergerade kann der Abbildung 3-36 entnommen werden.

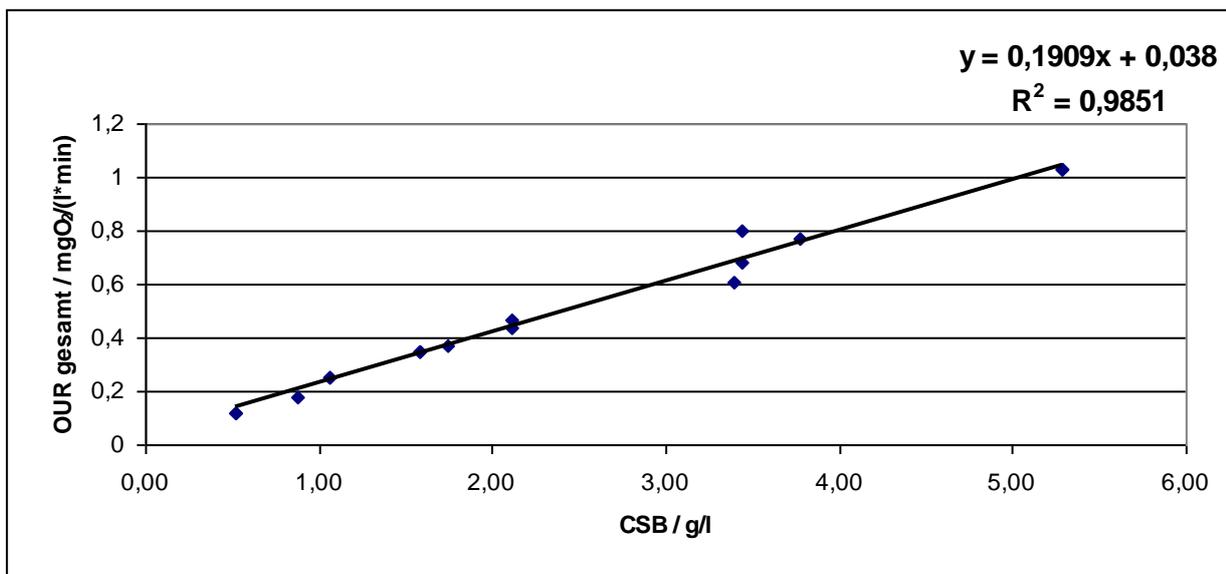


Abbildung 3-36: Kalibrierung des  $CSB_{ges}$  gegen Gesamt-OUR

Es konnte ein linearer Zusammenhang zwischen aktiver Biomasse und Sauerstoffaufnahme ermittelt werden.

Die in der Messkampagne ermittelten Werte wurden mit Hilfe eines Korrekturfaktors verringert. Dieser Korrekturfaktor ( $k = 0,7875$ ) war notwendig, da die Atmungsaktivität der MO mit DIN-Medium und Abwasser höher ist als mit DIN-Medium als alleinigem Substrat. Die Korrektur ist also notwendig, weil die Kalibrierung nur mit DIN-Medium erfolgte. Der Korrekturfaktor wurde an Hand von zwei Versuchen ermittelt. Die maximale Atmungsrate mit DIN-Medium wurde ins Verhältnis mit der maximalen Atmungsrate gesetzt, die entsteht, wenn Belebtschlamm mit einer

Mischung aus Abwasser und DIN-Medium versetzt wird. Die maximale OUR mit DIN-Medium betrug 0,63 mg/(l\*min) und die maximale OUR mit dem Gemisch betrug 0,8 mg/(l\*min). Der Quotient aus diesen beiden beträgt  $k = 0,7875$ .

Bei der Biomasseberechnung wird der gemessene OUR-Level nach Korrektur mit dem bereits erwähnten Korrekturfaktor  $k = 0,7875$  in die Gleichung der Ausgleichsgeraden  $y = 0,1909 x + 0,038$  (siehe Abbildung 3-36) eingesetzt und somit der Gesamt-CSB berechnet. Die Biomasse in diesem Gesamt-CSB wird mit Hilfe des in der Simulation ermittelten Anteils der heterotrophen Biomasse von 36 % anteilig berechnet. Die Ergebnisse dieser Berechnungen können im Anhang (A.1.10 Übersicht der Biomassebestimmungen in Proben aus dem Zulauf des SBR2 (S) und dem Pufferbehälter 1 (P1) aus der Messkampagne 6 vom 02.12.2005 bis 04.12.2005) eingesehen werden. Die so ermittelten Biomasse-CSB-Äquivalente wurden bei der Fraktionierung des Zulaufs in den SBR2-Proben zu Grunde gelegt (Kap. 6.3.1).

#### ▪ Sterberaten

Für die Kalibrierung des Kläranlagen-Modells wurden die Sterberaten ermittelt. Dabei erfolgte die Bestimmung der Sterberate unter Verwendung von graphischen Hilfsmitteln. Nach Marais und Ekama (1976) kann aus der Abnahme der endogenen Atmung mit der Zeit, die Sterberate der Sauerstoff verbrauchenden Mikroorganismen bestimmt werden. Dieser Annahme liegt folgende linearisierte Gleichung zu Grunde (Avcioglu *et al.*, 1998).

$$\ln OUR = \ln \left[ \left( 1 - f_E \right) \cdot b_H X_{H0} \right] - b_H t$$

$X_{H0}$ : Biomasse zum Zeitpunkt  $t = 0$

$f_E$ : inerte Biomassefraktion

$b_H$ : Sterberate

Für die Bestimmung der Sterberate nach Marais und Ekama wurden in unterschiedlichen Zeitabständen Versuche mit gealtertem Schlamm durchgeführt, dabei wurde diesen Ansätzen aber kein Substrat zugesetzt. Die dabei ermittelten Respirationsraten können dem Anhang (A.1.11 Datensammlung zur Bestimmung der Sterberaten) entommen werden).

Als Alternative wurde von Avcioglu *et al.* (1998) ein Vorgehen vorgeschlagen, bei dem die Sterberate nicht an Hand der endogenen Atmung bestimmt wird, sondern mit Hilfe der maximalen Atmungsrates. Die Betrachtungen von Avcioglu *et al.* erbringen folgenden linearen Zusammenhang zwischen OUR und Sterberate.

$$\ln OUR_{I(t)} = \ln \left[ \frac{1 - Y_H}{Y_H} \hat{\mu} + \left( 1 - f_E \right) \cdot b_H \right] \cdot X_{H0} - b_H t$$

Das Vorgehen zur Ermittlung der Sterberate nach diesem Ansatz entsprach dem der Biomassebestimmung, allerdings mit dem Unterschied, dass gealterter Belebtschlamm Verwendung fand.

Zur Bestimmung der Sterberaten war es notwendig in gleichmäßigen Bereichen der jeweiligen OUR-Kurve aus verschiedenen Messpunkten den Mittelwert zu bilden. Die Zeiträume der Mit-

telwertbestimmung aus den unterschiedlichen OUR-Messungen können ebenfalls dem Anhang (A.1.11 Datensammlung zur Bestimmung der Sterberaten) entnommen werden.

Die Unterscheidung nach heterotrophen und autotrophen Mikroorganismen wurde mit Hilfe einer ATH-Zugabe getroffen. Bei der Bestimmung der heterotrophen Sterberaten wurde ATH hinzugegeben, um den Sauerstoffverbrauch durch autotrophe Mikroorganismen zu hemmen. Bei der Bestimmung der autotrophen Sterberaten muss der Sauerstoffverbrauch durch die heterotrophen Mikroorganismen von dem der autotrophen abgezogen werden. Die Werte der OUR-Messungen wurden nach der folgenden Tabelle 3-12 ausgewertet.

Tabelle 3-12: Angabe der unterschiedlichen Sterberatebestimmungen.

Versuchsansatz	Auswertung
$b_{H+BioP,aerob}$ mit DIN-Medium (Avcioglu <i>et al.</i> , 1998)	Werte unverändert verwendet
$b_{H+BioP,aerob}$ endo (Ekama <i>et al.</i> , 1976)	Werte unverändert verwendet
$b_{A,aerob}$ mit DIN-Medium (analog Avcioglu <i>et al.</i> 1998)	von den Messwerten den OUR-Level der heterotrophen Mikroorganismen mit DIN-Medium abgezogen
$b_{A,aerob}$ endo (analog Ekama <i>et al.</i> , 1976)	von den Messwerten den OUR-Level der endogenen Respiration der heterotrophen Mikroorganismen abgezogen
$b_{A,aerob}$ mit $NH_4Cl$ (Spanjers und Vanrolleghem, 1995)	von den Messwerten den OUR-Level der endogenen Respiration der autotrophen Mikroorganismen abgezogen

Die nach obigem Vorgehen berechneten OUR-Werte wurden in einen Stundenwert umgerechnet und aus diesen dann der natürliche Logarithmus gebildet. Diese Werte wurden gegen die Zeit aufgetragen, die der Belebtschlamm gealtert war. Durch die unterschiedlichen Werte wurde eine Ausgleichsgerade gelegt. Die Steigung dieser Geraden repräsentiert die Sterberate des jeweiligen Ansatzes.

Für die unterschiedlichen Versuchsansätze wurden die in folgender Tabelle aufgeführten Sterberaten bestimmt. Die Ermittlung dieser Sterberaten werden in der Abbildung 3-37 bis Abbildung 3-41 gezeigt.

Tabelle 3-13: Ergebnisse der Sterberatebestimmungen

Parameter	Wert in 1/d
$b_{H+BioP,aerob}$ mit DIN-Medium	<b>0,1094</b>
$b_{A,aerob}$ mit DIN-Medium	0,0578
$b_{H+BioP,aerob}$ endo	0,1217
$b_{A,aerob}$ endo	-----
$b_{A,aerob}$ mit $NH_4Cl$	0,0941

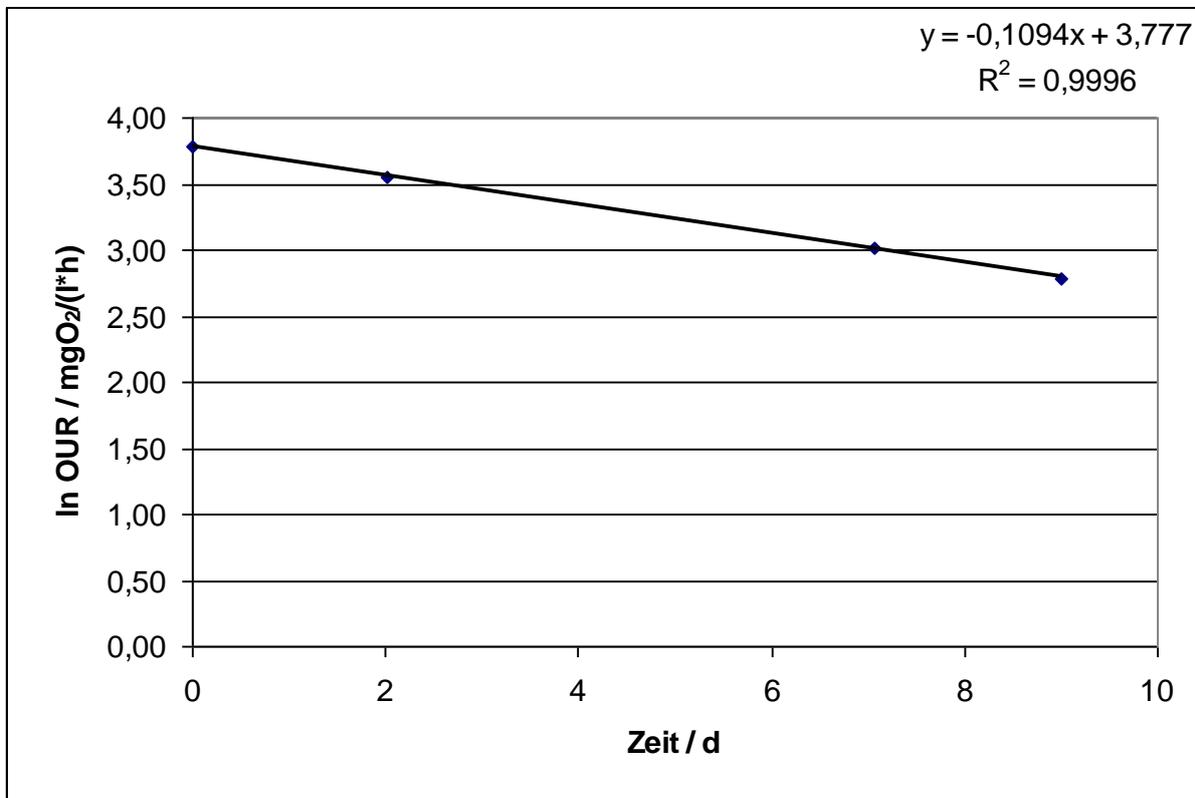


Abbildung 3-37: Bestimmung der Sterberate der heterotrophen Mikroorganismen mit DIN-Medium

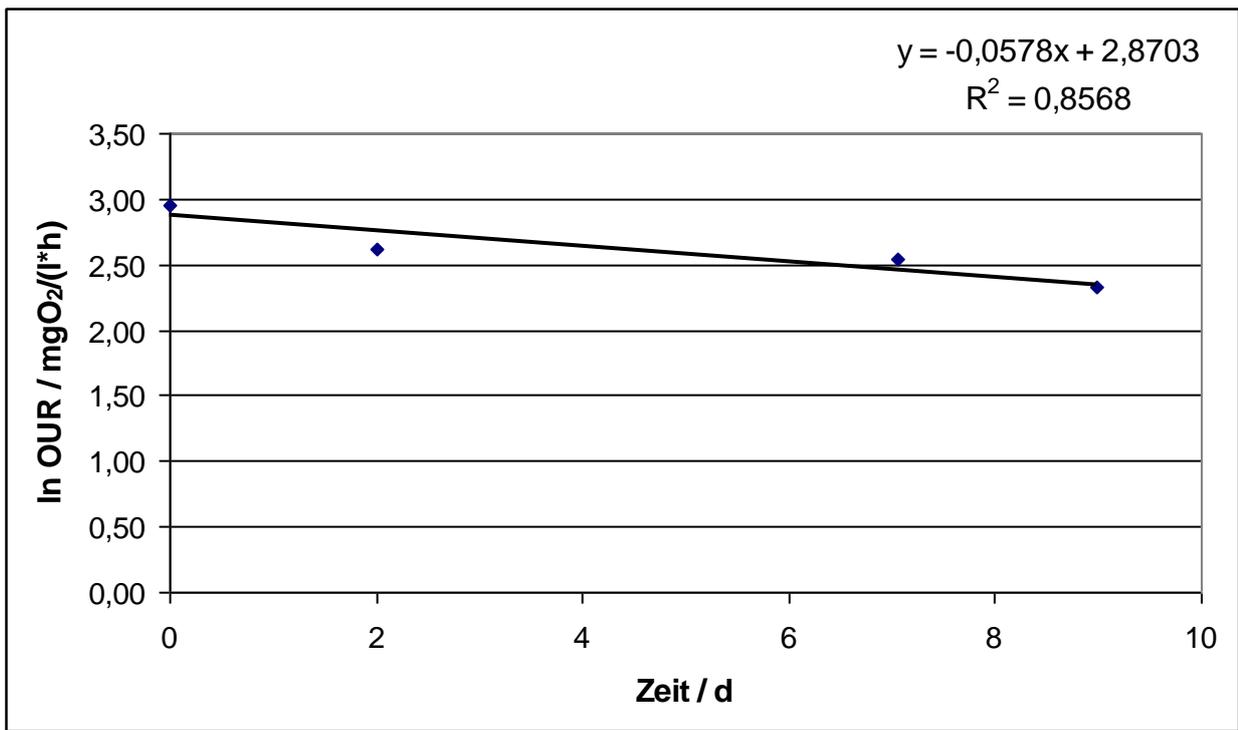


Abbildung 3-38: Bestimmung der Sterberate der autotrophen Mikroorganismen mit DIN-Medium

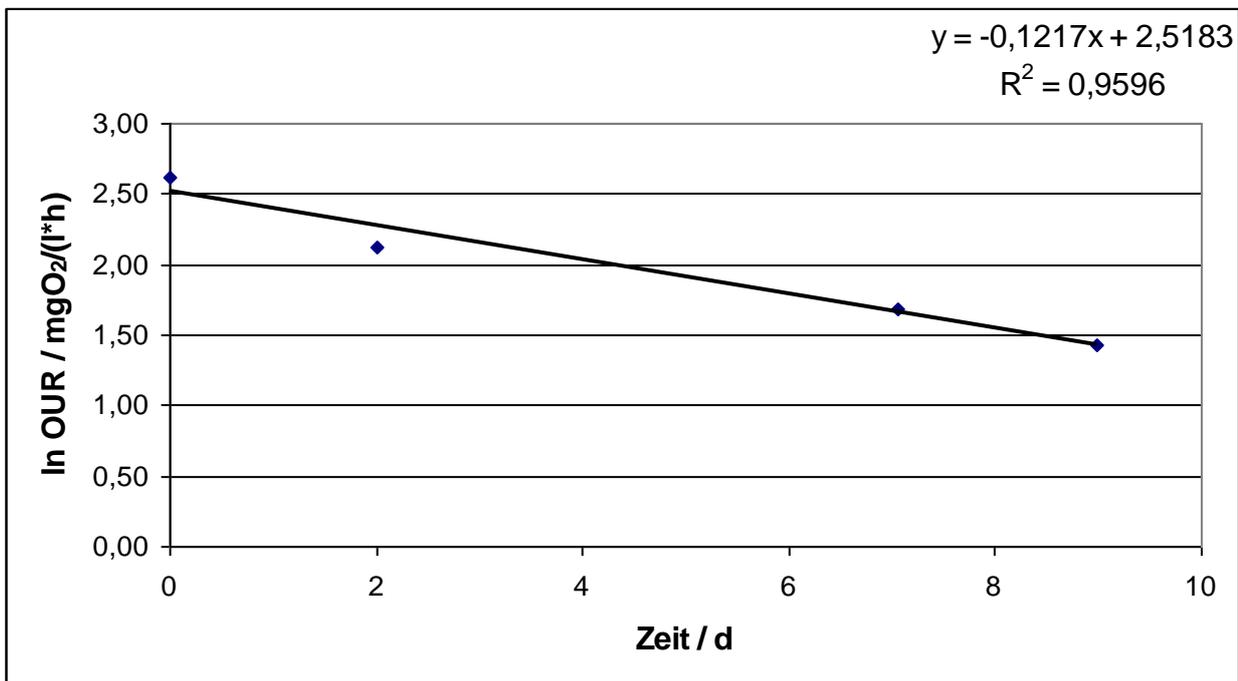


Abbildung 3-39: Bestimmung der Sterberate der heterotrophen Mikroorganismen mittels des endogenen Ansatzes

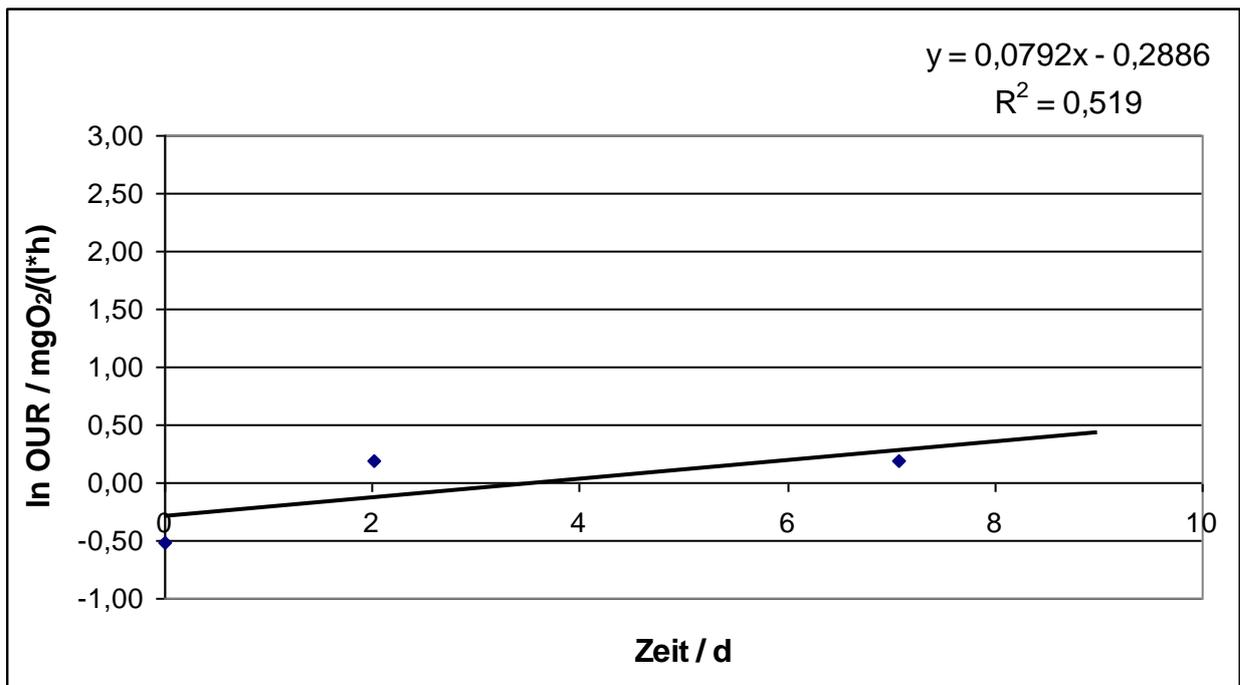


Abbildung 3-40: Bestimmung der Sterberate der autotrophen Mikroorganismen mit Hilfe des endogenen Ansatzes

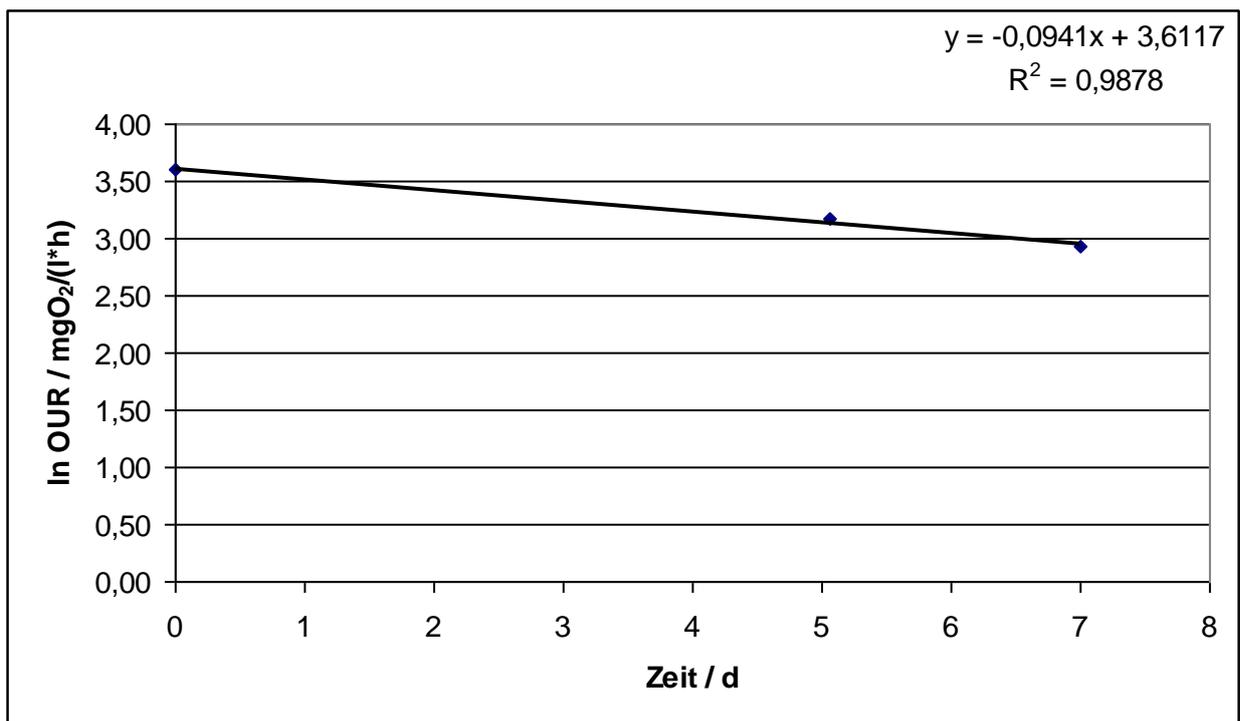


Abbildung 3-41: Bestimmung der Sterberate der autotrophen Mikroorganismen mit NH<sub>4</sub>Cl als Substrat

Die in der Literatur auffindbaren Werte für die Sterberate der heterotrophen MO bewegen sich bei einer Bestimmungstemperatur von 20 °C um den Wert 0,24 1/d (Avcioglu *et al.*, 1998), andere Literaturwerte bewegen sich in einem Bereich von 0,05 bis 1,6 (Hulsbeek *et al.*, 2001; Bornemann *et al.*, 1998). Die im Rahmen dieser Diplomarbeit bestimmten Sterberaten der heterotrophen MO,  $b_H$  liegen bei 0,11 1/d und 0,12 1/d, und damit in einem Bereich der durch die

Literaturdaten abgesteckt wird. Da diese Werte auf zwei unterschiedlichen Methoden basieren erhöht dies die Zuverlässigkeit der gemessenen Sterberaten. Die geringen Sterberaten könnten die gute Reinigungsleistung der heterotrophen MO erklären.

Die Bestimmung der Sterberate der autotrophen Biomasse unter maximaler Wachstumsrate wurde unter Verwendung von zwei verschiedenen Medien vorgenommen. Bei der Nutzung von DIN-Medium zur Bestimmung von  $b_A$  ergab sich ein Wert von 0,06 1/d und bei der Verwendung von  $\text{NH}_4\text{Cl}$  ein Wert von 0,09 1/d. Auch diese beiden Werte liegen nicht sehr weit auseinander. Der mit Ammoniumchlorid bestimmte Wert liegt im Bereich des von Spanjers und Vanrolleghem (1994) ebenfalls mit  $\text{NH}_4\text{Cl}$  bestimmten Wertes von 0,11 1/d. Der Bereich, der durch die Literaturwerte abgesteckt wird, liegt zwischen 0,01 und 0,2 (Hulsbeek *et al.*, 2001; Bornemann *et al.*, 1998). Die Werte, die hier bestimmt wurden, liegen also auch im Literaturbereich. Auf Grund der Ergebnisse ist die Bestimmung der Sterberate mit Hilfe des DIN-Mediums zu bevorzugen, da mit diesem Medium sowohl die heterotrophe, als auch die autotrophe Sterberate bestimmt werden können. Die niedrigen Sterberaten der autotrophen MO könnte die ausgeprägte Nitrifikationsrate begründen.

Die Kläranlagenmodelle wurden in Anlehnung an die ermittelten Sterberaten kalibriert und validiert.

#### ▪ Erträge

Die zur Bestimmung der Erträge durchgeführten Versuche können in der Diplomarbeit von Andreas Josch (2006) eingesehen werden.

Für den Versuch 71 wurde eine Aufteilung der Flächen durchgeführt. Das bedeutet, dass eine Differenzierung getroffen wurde hinsichtlich der Tatsache welches Substrat,  $S_S$  oder  $X_S$ , welche Fläche hervorgerufen hat. Dabei wurde durch den langsamer abfallenden Teil der OUR-Kurve eine Ausgleichsgerade gelegt.

Der nächste Schritt bestand darin, eine waagerechte Gerade so zu verschieben, dass die Flächen links und rechts vom Schnittpunkt ungefähr gleich groß waren. Die Fläche oberhalb der waagerechten Linie wurde dem leicht abbaubaren Substrat  $S_S$  zugeordnet und die Fläche unterhalb der waagerechten Linie dem langsam abbaubaren Substrat  $X_S$ . Die Fläche, die auf diese Weise dem leicht abbaubaren Substrat zugeordnet werden konnte, betrug  $\approx 30\%$  der Gesamtfläche und die dem langsam abbaubaren Substrat zugeordnete Fläche  $\approx 70\%$  der Gesamtfläche.

Aus diesem Ansatz wurde gefolgert, dass das leicht abbaubare Substrat etwa 30 % des gesamten zugeführten Substrates ausmacht. Die folgende Abbildung 3-42 zeigt die Aufteilung der Flächen.

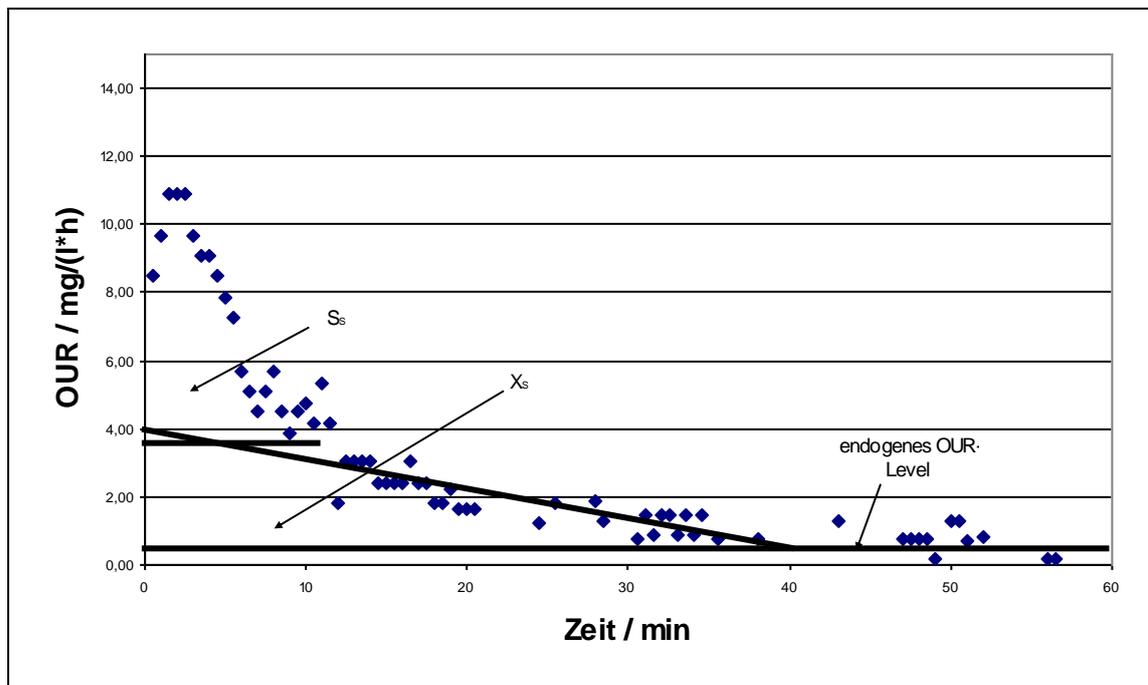


Abbildung 3-42: Aufteilung der Flächen nach leicht abbaubarem und schwer abbaubarem Substrat

Für die weitere Auswertung wurde davon ausgegangen, dass die Flächen, welche als  $S_s$  bestimmt werden, ebenfalls ca. 30 % der Gesamtfläche ausmachen und damit ca. 30 % des im Ansatz vorhandenen  $CSB_{mf}-S_I$  sind.

Die Flächenbestimmung der Versuche, die zur Bestimmung des Ertrags ausgewertet wurden, mussten wo eine Differenzierung der OUR-Kurve nach  $S_s$  und  $X_s$  möglich war ebenfalls nach dem oben beschriebenen Verfahren durchgeführt werden. Die auf die oben beschriebene Weise begrenzten Flächen wurden mit Hilfe der Trapezmethode berechnet. Der Ertrag der heterotrophen MO wurde nach folgender Formel errechnet (Petersen *et al.*, 2003):

$$Y_{H+BioP} = \frac{0,3 \cdot CSB_{abb} - Fläche}{0,3 \cdot CSB_{abb}}$$

Die einzelnen Berechnungsdaten für die Erträge mit Rohabwasser/Filtrat können der nachfolgenden Tabelle 3-14 entnommen werden.

Als Mittelwert aus diesen Versuchen ergibt sich für den heterotrophen Ertrag ein Wert von

$$Y_{H+BioP} = 0,8$$

Tabelle 3-14: Daten zur Berechnung des Ertrages mit Abwasser

Versuch Nr.	berechnete Fläche mgO <sub>2</sub> /l	0,3*CSB <sub>abb</sub> mg/l	Ertrag
71	0,388	1,74	0,78
75	2,5	11,50	0,78
120	3,63	22,80	0,84
122	1,56	9,70	0,84
126	0,89	3,90	0,77
145	4,25	18,30	0,77
156	0,61	3,10	0,80

Außerdem wurden einige Versuche ausgewertet, bei denen Natriumacetat (NaAc) als Substrat zugegeben wurde. Da dieses Substrat leicht abbaubar ist, muss keine Differenzierung vorgenommen werden.

Der Ertrag wurde dementsprechend nach folgender Formel berechnet.

$$Y_{H+BioP} = \frac{CSB_{abb} - Fläche}{CSB_{abb}}$$

Für Acetat als leicht abbaubares Substrat wurde ein Ertrag von

$$Y_{H+BioP} = 0,84$$

bestimmt (Tabelle 3-15).

Tabelle 3-15: Daten zur Berechnung des Ertrages mit NaAc

Versuch	berechnete Fläche mg/l	CSB <sub>abb</sub> mg/l	Ertrag
83	4,93	25,1	0,8
84	2,24	12,5	0,82
93	1,97	12,5	0,84
94	1,61	12,1	0,87
95	3,96	24,6	0,84
96	13,66	89,2	0,85
			MW
			0,84

Der Ertrag der autotrophen Mikroorganismen wurde mit Hilfe des Versuchs 150 ermittelt (Tabelle 3-16). Die Formel zur Berechnung des Ertrages lautet (Petersen *et al.*, 2003):

$$Y_A = \frac{4,57 \cdot S_{NH} - Fläche}{S_{NH}}$$

$S_{NH}$  ist hierbei die Ausgangskonzentration an Ammonium.

Tabelle 3-16: Daten zur Berechnung des autotrophen Ertrags

Versuch	$S_{NH}$ mg/l	Fläche
150	4,8	20,77

Nach Einsetzen der oben zu sehenden Werte in die Formel zur Berechnung des Ertrages ergibt sich für den Parameter  $Y_A$  ein Wert von  $Y_A = 0,24$ .

Die für den Belebtschlamm der KA Spenge ermittelten Erträge liegen bei  $Y_{H+BioP,aerob} = 0,8$  für Abwasser und bei 0,84 für NaAc als Substrat. Der höhere Wert für NaAc als leicht abbaubarem Substrat lässt vermuten, dass dieses unter erhöhtem Sauerstoffverbrauch gespeichert und dann veratmet oder in Biomasse umgewandelt wird. Ein Indiz für diese Annahme ist, dass die Atmungsrate der MO nach dem ersten großen Peak nicht auf den OUR-Level der endogenen Atmung zurückgeht, sondern auf einem höheren Niveau weitergeht. Hier findet wahrscheinlich die Veratmung der vorher angelegten Speicherprodukte statt. Das Problem der Verwendung von Acetat als alleinigem Substrat wurde bereits von Petersen *et al.* beschrieben. Die Literaturwerte befinden sich in einem Bereich von 0,36 bis 0,75 (Hulsbeek *et al.*, 2001; Bornemann *et al.*, 1998). Der hier ermittelte Ertrag mit Abwasser liegt höher, da bei der OUR-Methode die Abschätzung des abbaubaren Substrats schwierig ist und das Ende der  $X_S$ -Fraktion nicht eindeutig zu bestimmen ist. Da NaAc für den Belebtschlamm ein künstliches Substrat darstellt, darf der Ertrag trotz eindeutiger Mengenabschätzung allenfalls als richtungsweisend gelten.

Der Ertrag, der für die autotrophen MO bestimmt wurde beträgt  $Y_A = 0,24$ . Dieser Wert beruht auf der Auswertung von nur einem Versuch. Da die Substratkonzentration von Ammonium aber sehr gut einzuschätzen ist, kann dieser Wert als relativ zuverlässig angesehen werden. Der Wert für den autotrophen Ertrag befindet sich in dem Bereich, der auch durch Literaturwerte abgesteckt ist. Diese reichen von 0,07 bis 0,28, (Hulsbeek *et al.*, 2001; Bornemann *et al.*, 1998). Der hier bestimmte autotrophe Ertrag liegt beim Standardwert von allen Simulationsmodellen.

Bei der Bestimmung der Parameter  $Y_{H+BioP,aerob}$  und  $Y_{H+BioP,anox}$  muss auf die Problematik der Abschätzung der  $S_S$ -Konzentration hingewiesen werden, die eine exakte Bestimmung der Erträge erschwert.

Die hier ermittelten Erträge wurden bei der Kalibrierung und Validierung auf ihre Eignung im Kläranlagenmodell überprüft.

▪ **Wachstumsraten**

Die OUR-Messungen, die zur Ermittlung der Wachstumsraten durchgeführt wurden, können in der Diplomarbeit von Andreas Josch (2006) eingesehen werden.

Für die Bestimmung der maximalen autotrophen Wachstumsrate  $\mu_{max,A}$  wurden zwei Versuche ausgewertet. Der Versuch 150 wurde mit  $NH_4Cl$  als Substrat durchgeführt und Versuch 155 mit Abwasserfiltrat. Die für die Berechnung zu Grunde liegende Formel lautet (Petersen *et al.*, 2003):

$$\mu_{max,A} = \frac{r_{O,ex} \cdot Y_A \cdot (K_{NH} + S_{NH})}{(4.57 - Y_A) \cdot S_{NH} \cdot X_A}$$

Der autotrophe Ertrag  $Y_A$  beträgt  $Y_A = 0,24$ . Der Anteil der autotrophen Biomasse am Gesamt-CSB wurde über die Simulation zu 1,7 % bestimmt. Der  $K_{NH}$  wurde mit Hilfe der OUR (siehe nachfolgendes Kapitel) auf 0,6 ermittelt.  $S_{NH}$  ist die  $NH_4^+$ -Konzentration im Versuchsansatz. Der Parameter  $r_{o_{ex}}$  kann aus der graphischen Auswertung des Versuches abgelesen werden. Der abgelesene Wert wurde auf einen Stundenwert umgerechnet.

Tabelle 3-17: Daten zur Berechnung der maximalen autotrophen Wachstumsrate  $\mu_{max,A}$

Versuch	$Y_A$	$X_A$ mg/l	$S_{NH}$ mg/l	$K_{NH}$	$r_{o_{ex}}$ mg/(l*h)
150	0,24	79,4	4,8	0,6	45
155	0,24	58,6	5	0,6	36

Die in oben stehender Tabelle angegebenen Daten wurden in die Formel zur Berechnung der maximalen Wachstumsrate eingesetzt. Für Versuch 150 ergibt sich die folgende Beispielrechnung.

$$\mu_{max,A} = \frac{45 \text{ mg/(l}\cdot\text{h)} \cdot 0,24 \cdot (0,6 \text{ mg/l} + 4,8 \text{ mg/l})}{(4,57 - 0,24) \cdot 4,8 \text{ mg/l} \cdot 79,4 \text{ mg/l}} \cdot 24 \text{ h/d}$$

$$\mu_{max,A} = 0,85 \text{ 1/d}$$

Tabelle 3-18: Ergebnis der  $\mu_{max,A}$  Berechnung

Versuch	$\mu_{max,A}$ 1/h	$\mu_{max,A}$ 1/d
150	0,0353	0,85
155	0,0382	0,92

Als Mittelwert aus diesen beiden Bestimmungen ergibt sich für die maximale Wachstumsrate  $\mu_{\max,A}$  ein Wert von  $\mu_{\max,A} = 0,89$  1/d (Tabelle 3-18).

Für die Bestimmung der maximalen Wachstumsrate der heterotrophen MO  $\mu_{\max,H+BioP}$  wurden mehrere Versuche ausgewertet. Dabei wurden zwei unterschiedliche Formeln zur Berechnung herangezogen.

Die erste Formel nach Novák *et al.* (1994) lautet:

$$\mu_{\max,H+BioP} = \frac{OUR_{\max,H+BioP} \cdot Y_{H+BioP}}{(1 - Y_{H+BioP}) \cdot f_{X_{H+BioP}}}$$

$OUR_{\max,H+BioP}$ : spezifische maximale Atmungsrate

$f_{X_{H+BioP}}$ : Anteil der aktiven Biomasse am TS-Gehalt des Ansatzes

$Y_{H+BioP}$ : Ertrag der heterotrophen MO

Die zweite Formel nach Henze *et al.* (2000) lautet:

$$\mu_{\max,H+BioP} = \frac{Y_{H+BioP}}{1 - Y_{H+BioP}} \cdot OUR_{\max,H+BioP}$$

$OUR_{\max,H+BioP}$ : spezifische maximale Atmungsrate

$Y_{H+BioP}$ : Ertrag der heterotrophen MO

Die spezifische maximale Atmungsrate wird bestimmt indem die maximale Atmungsrate auf die im Ansatz vorhandene aktive Biomasse bezogen wird.

$$OUR_{\max,H+BioP} = \frac{r_{O_{ex,max}}}{X_{H+BioP}}$$

Der Ertrag  $Y_{H+BioP}$  wurde mit  $Y_{H+BioP} = 0,8$  bereits unter Kapitel 3.2.3.8 Unterkapitel Erträge ermittelt. Der nachfolgenden Tabelle 3-19 können die verschiedenen Werte, die zur  $\mu_{\max}$ -Berechnung genutzt wurden, entnommen werden.

Tabelle 3-19: Daten zur Berechnung der maximalen heterotrophen Wachstumsrate  $\mu_{\max,H+BioP}$

Versuch Nr.	$OUR_{\max,H+BioP}$ g/(gCSB*d)	$Y_{H+BioP}$	$f_{X_{H+BioP}}$
101	0,658	0,8	0,36
104	0,658	0,8	0,36
106	0,651	0,8	0,36
118	0,652	0,8	0,36
154	0,545	0,8	0,36

In die erste Formel nach Novák eingesetzt ergibt sich für Versuch 101 folgende Beispielrechnung:

$$\mu_{max,H+BioP} = \frac{0,658 \text{ g/(gCSB}\cdot\text{d)} \cdot 0,8}{(1 - 0,8) \cdot 0,36}$$

$$\mu_{max,H+BioP} = 7,31 \text{ 1/d}$$

In die zweite Formel nach Henze eingesetzt, ergibt sich für Versuch 101 folgende Beispielrechnung

$$\mu_{max,H+BioP} = \frac{0,8}{(1 - 0,8)} \cdot 0,658 \text{ g/(gCSB}\cdot\text{d)}$$

$$\mu_{max,H+BioP} = 2,63 \text{ 1/d}$$

Als Ergebnis der durchgeführten Berechnungen wurden die aus der folgenden Tabelle 3-20 zu entnehmenden Werte ermittelt.

Tabelle 3-20: Ergebnis der  $\mu_{max,H+BioP}$  Berechnung.

Versuch Nr.	$\mu_{max,H+BioP}$ 1/d	
	nach Novák <i>et al.</i>	nach Henze <i>et al.</i>
101	7,31	2,63
104	7,31	2,63
106	7,24	2,61
118	7,24	2,61
154	6,06	2,18
	MW	MW
	7,03	2,53

Die nach den unterschiedlichen in der Literatur gefundenen Formeln berechneten Werte für die maximale Wachstumsrate der heterotrophen Biomasse weichen stark voneinander ab. Die nach Novák *et al.* (1994) berechneten Werte für die maximale Wachstumsrate liegen im Mittel bei 7 1/d, dem gegenüber stehen die nach Henze *et al.* (2000) berechneten Werte, die im Mittel bei 2,5 1/d liegen.

Der Wert nach der Berechnung von Novák liegt zwischen den beiden von Novák ermittelten Werten. Dieser fand Werte von 4 1/d und 10 1/d. Der letzte Wert wurde mit einem einfachen Batch-Ansatz ermittelt und der Wert von  $\mu_{\max,H+BioP} = 4$  1/d mit einer kombinierten Methode aus Simulation und Batch-Ansatz. Der hier gezeigte Wert nach Novák  $\mu_{\max,H}=7$  1/d ist ebenfalls mit dieser kombinierten Methode ermittelt worden. Die in der Literatur feststellbaren Werte für die maximale Wachstumsrate der heterotrophen Biomasse bewegen sich von 0,6 1/d bis 13,2 1/d (Hulsbeek *et al.*, 2001; Bornemann *et al.*, 1998). Die von Kappeler und Gujer (1992) gefundenen Werte reichen von 1 1/d bis 7 1/d. Die beiden in dieser Arbeit bestimmten Werte liegen innerhalb des Bereiches, der durch Literaturwerte abgesteckt wird.

Die maximale Wachstumsrate der autotrophen Mikroorganismen wurde an Hand von zwei Versuchen berechnet. Sie basieren also auf einer begrenzten Datenbasis. Der Mittelwert der Berechnung von  $\mu_{\max,A}$  liegt bei 0,89 1/d und damit auch innerhalb der von den Literaturwerten gesetzten Grenzen von 0,2 1/d bis 1,04 1/d (Hulsbeek *et al.*, 2001; Bornemann *et al.*, 1998). Die Ergebnisse nach Novák fanden hier keine Anwendung, da die Plausibilität der Ergebnisse nicht gegeben war.

Trotz der oben genannten Problematik sollen die hier ermittelten Wachstumsraten als Richtwerte bei der Kalibrierung und Validierung des Kläranlagenmodells eingestetzt werden und deren Sensitivität im Modell überprüft werden.

#### ▪ Halbsättigungskoeffizient

Die zur Bestimmung der Halbsättigungskoeffizienten durchgeführten OUR-Versuche können der Diplomarbeit von Andreas Josch (2006) entnommen werden.

Für die Bestimmung der Halbsättigungskoeffizienten wurden die maximalen Atmungsraten gegen die jeweilige im Ansatz vorhandene Konzentration des jeweiligen Substrates aufgetragen (Tabelle 3-21, Abbildung 3-43).

Tabelle 3-21: Daten für die Bestimmung des  $K_S$  mit Acetat

Versuch	Substrat	$S_S$ im Ansatz	TS	OUR
		mg/l	g/l	mg/(l*h)
		0		0
94	NaAc	12	2,74	22,8
95	NaAc	25	2,74	24,6
96	NaAc	90	2,74	30,6
86	NaAc	130	2,17	31,8

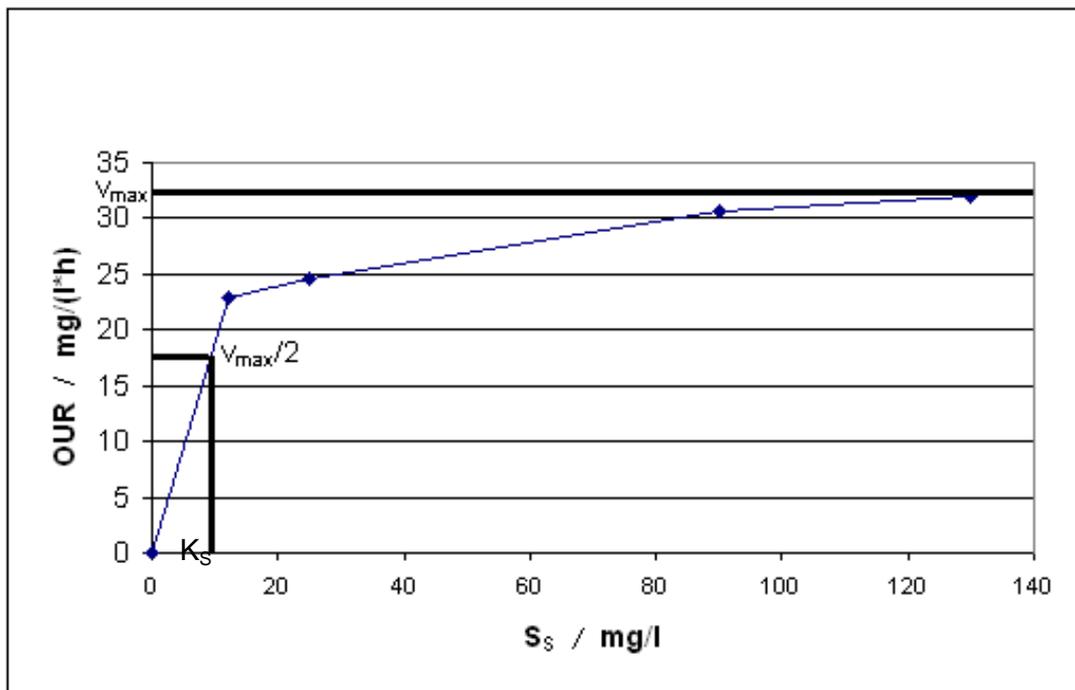


Abbildung 3-43: Graphik zur Bestimmung des K<sub>S</sub> mit Acetat

Der K<sub>S</sub> wurde für Acetat mit Hilfe des oben zu sehenden Diagramms auf K<sub>S</sub> = 10 abgeschätzt (Abbildung 3-43).

Der K<sub>S</sub> wurde für das DIN-Medium mit Hilfe des in Abbildung 3-44 zu sehenden Diagramms auf K<sub>S</sub> = 5 abgeschätzt (Messwerte siehe Tabelle 3-22). Der Mittelwert für K<sub>S</sub> aus beiden Abschätzungen beträgt demnach K<sub>S</sub> = 7,5.

Tabelle 3-22: Daten für die Bestimmung des K<sub>S</sub> mit DIN-Medium

Versuch	Substrat	S <sub>S</sub> im Ansatz mg/l	TS g/l	OUR mg/(l*h)
97	DIN-Medium	10	3,1	36
98	DIN-Medium	20	3,1	40
100	DIN-Medium	32	3,1	41
99	DIN-Medium	45	3,1	39
101	DIN-Medium	95	3	43
104	DIN-Medium	135	3	45

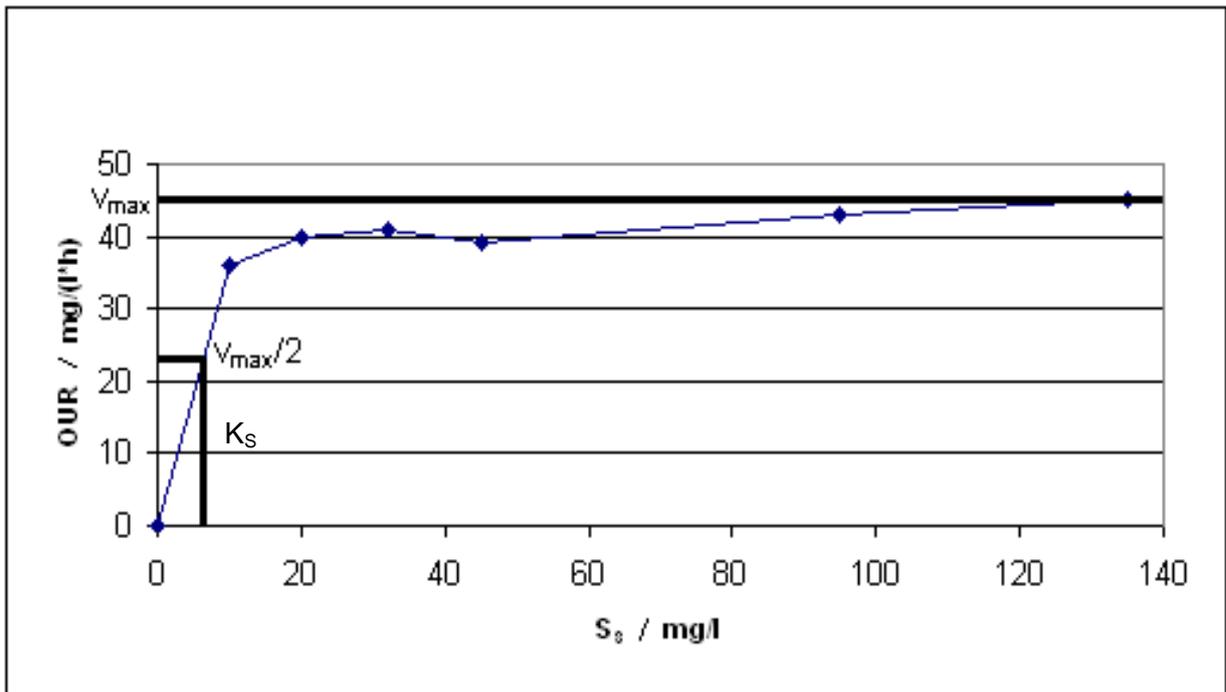


Abbildung 3-44: Graphik zur Bestimmung des  $K_S$  mit DIN-Medium

Der  $K_{NH}$  wurde gemäß der Tabelle 3-23 und der Abbildung 3-45 auf  $K_{NH} = 0,6$  abgeschätzt.

Tabelle 3-23: Daten für die Bestimmung des  $K_{NH}$  mit  $NH_4Cl$

Versuch	Substrat	$NH_4$ im Ansatz mg/l	TS g/l	OUR mg/(l*h)
149	$NH_4Cl$	1	3,7	34,2
148	$NH_4Cl$	3	3,7	47,4
150	$NH_4Cl$	5	3,7	46,8
147	$NH_4Cl$	7	3,6	42

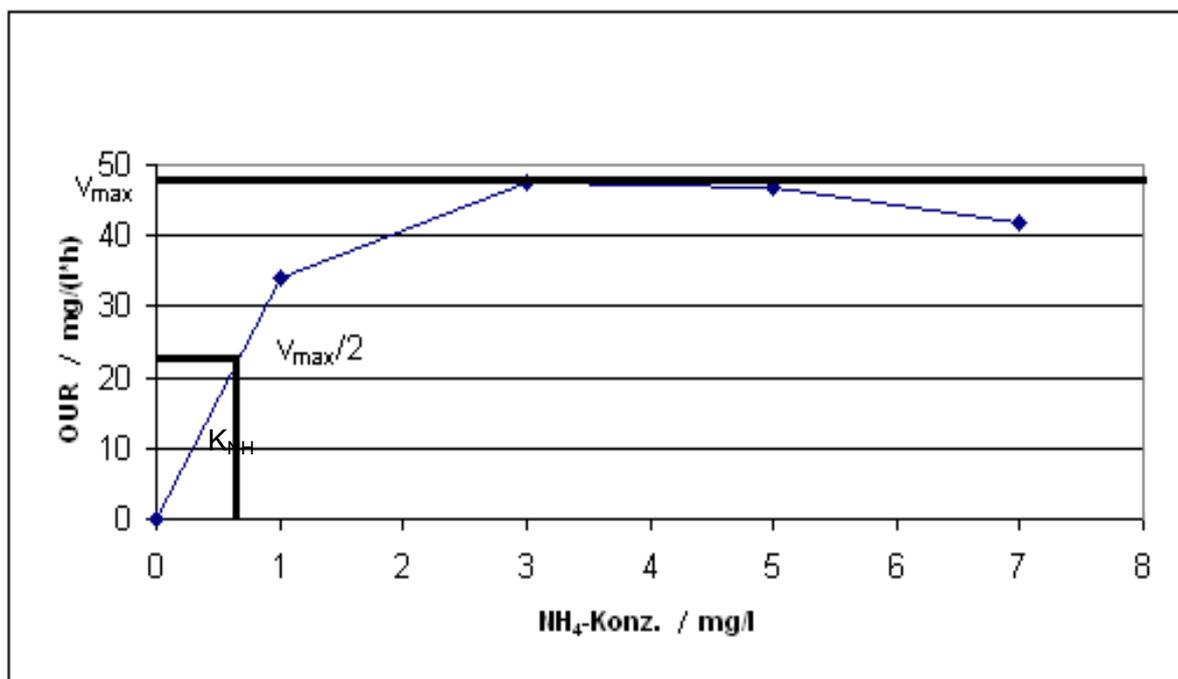


Abbildung 3-45: Graphik zur Bestimmung des  $K_{NH}$  mit  $NH_4Cl$

Die Literaturwerte für den Parameter  $K_S$ , den Halbsättigungskoeffizienten reichen von 5-225 (Hulsbeek *et al.*, 2001; Bornemann *et al.*, 1998). Der Mittelwert der hier bestimmten Werte liegt bei 7,5 und damit am unteren Rand der durch die Literaturwerte gesetzten Skala.

Auf Grund der geringen  $S_S$ -Konzentration im Zulauf der ZKA Spenge war es auch bei der Bestimmung der Halbsättigungskoeffizienten notwendig auf synthetische Medien zurückzugreifen. Beim Einsatz von Acetat wurde ein höherer  $K_S$  von 10 abgeschätzt, während bei der Nutzung von DIN-Medium ein geringerer  $K_S$  von 5 gefunden wurde. Diese Diskrepanz kann mit der Benutzung von synthetischen Medien begründet werden, wobei die Speicherung von Acetat eine Ursache sein kann. Aus diesem Grund wurde der  $K_S$  für die Simulation lediglich als richtungsweisend betrachtet.

Der  $K_{NH}$  wurde mit 0,6 als sehr tief abgeschätzt. Die Literaturwerte reichen von 0,75 bis 2 (Hulsbeek *et al.*, 2001; Bornemann *et al.*, 1998). Ein Grund kann die Ungenauigkeit der OUR-Messungen sein. Der  $K_{NH}$  ist in der Simulation sehr sensitiv und muss daher auf jeden Fall im Rahmen der Simulationskalibrierungen überprüft werden.

### 3.2.3.9 NUR

Nitrataufnahmeraten werden gemessen, um die anoxische Sterberate und die Erträge im anoxischen Milieu zu bestimmen. Die anoxische Sterberate ist ein kinetischer Parameter und die anoxischen Erträge sind stöchiometrische Parameter, die auch in den Kläranlagenmodellen vorkommen. Daher wurde diesen Parameter ermittelt, um die Kalibrierung des Kläranlagenmodells zu unterstützen und zu erleichtern.

### ▪ Anoxische Sterberate

Die Messwerte, die zur Bestimmung der anoxischen Sterberate aufgenommen wurden, können in der Diplomarbeit von Andreas Josch (2006) nachgeschlagen werden.

Zur Bestimmung der anoxischen Sterberate wurde im Abstand von fünf Tagen jeweils ein Versuch zur Bestimmung der Nitrataufnahmerate (NUR) durchgeführt.

Zur Bestimmung der NUR wurde eine Ausgleichsgerade durch einen Bereich der Messwerte gelegt, der eine möglichst lineare Abnahme der Nitrat-N-Konzentration aufwies. Die Steigung dieser Gerade ist die Nitrataufnahmerate. Analog zum Vorgehen bei der Bestimmung der aeroben Sterberate konnte nun der natürliche Logarithmus der Nitrataufnahmeraten gegen die Zeit aufgetragen werden und somit die anoxische Sterberate bestimmt werden.

Aus Versuch 1 wurde die in Abbildung 3-46 zu entnehmende Steigung ermittelt und aus Versuch 2 konnte die Abbildung 3-47 erstellt werden.

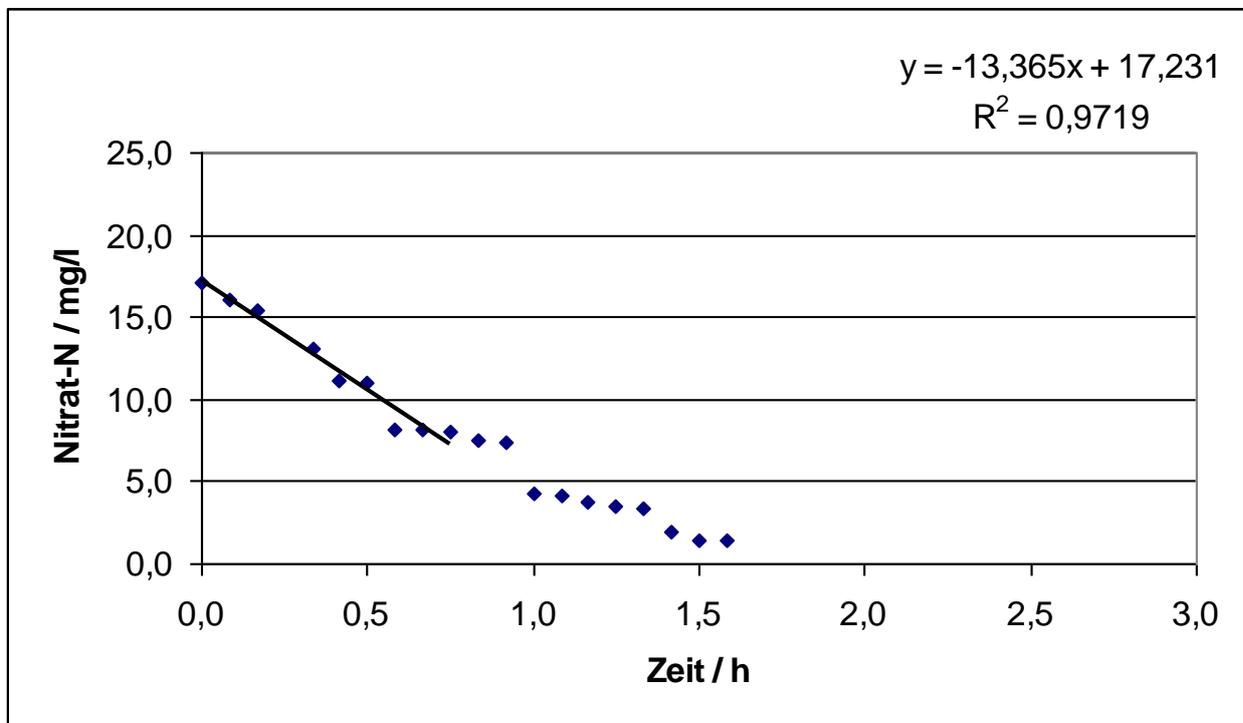


Abbildung 3-46: Bestimmung der NUR am 16.12.2005

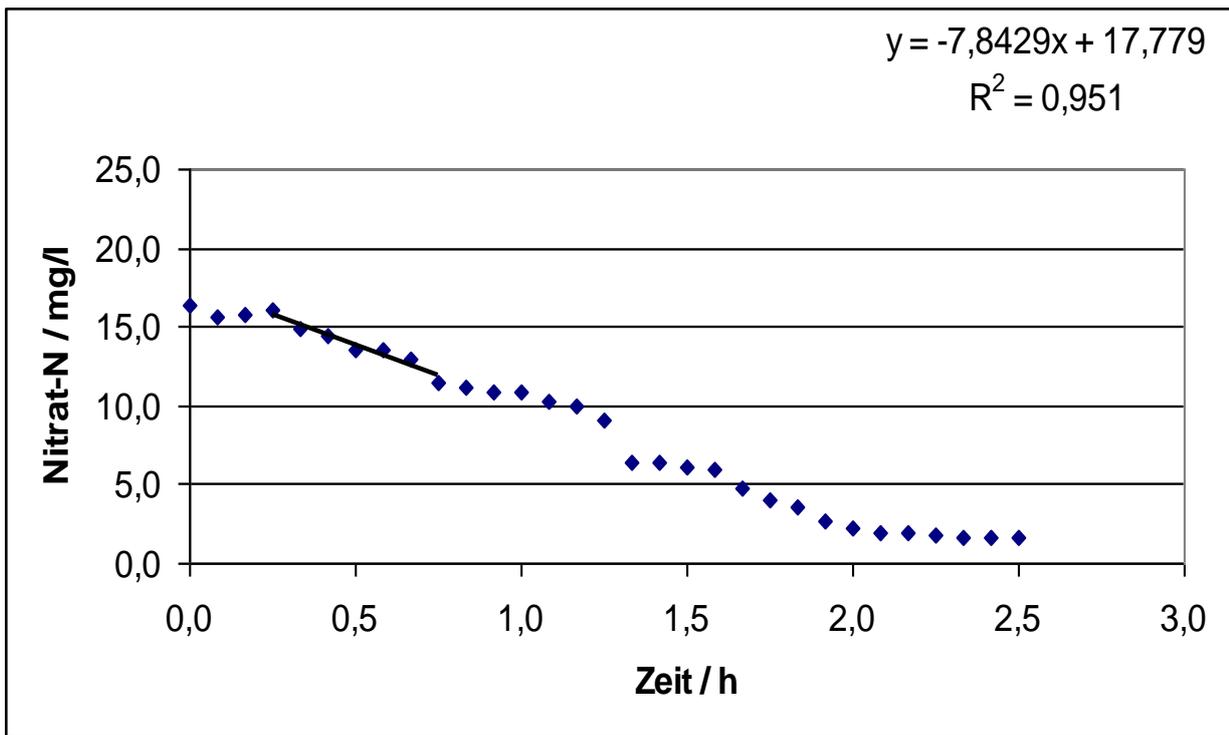


Abbildung 3-47: Bestimmung der NUR am 21.12.2005

Es wurden die in Tabelle 3-24 zu sehenden Steigungen bestimmt. Werden nun die Logarithmenwerte der Steigungen gegen das Schlammalter aufgetragen, kann man an der Steigung der Ausgleichsgeraden die Sterberate ablesen (Abbildung 3-48). Die mit Hilfe dieser graphischen Methode bestimmbare anoxische Sterberate beträgt  $b_{\text{anox}} \approx 0,11$  1/d.

Tabelle 3-24: Daten zur Bestimmung der anoxischen Sterberate

Versuch	Zeit in d	Steigung mg/(l*h)	ln Steigung
1	0	13,365	2,5926
2	5	7,8429	2,0596

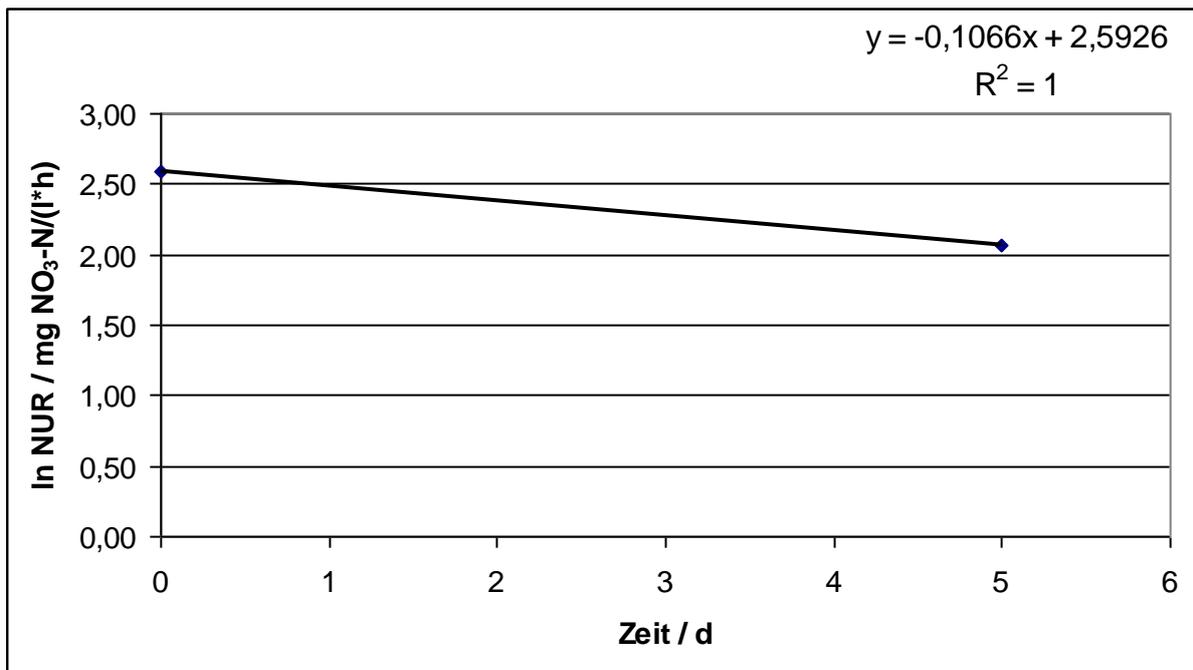


Abbildung 3-48: Bestimmung der anoxischen Sterberate mittels NUR-Messungen

Die anoxische Sterberate von 0,11 1/d deckt sich zwar mit einem von Siegrist *et al.* (1999) gefundenen Wert von 0,1 1/d, muss aber dennoch mit Einschränkungen als zuverlässig eingeschätzt werden, da der Wert auf einer Zweipunktmessung beruht. Um diesen Wert sicherer bestimmen zu können, müssten mehrere Versuche durchgeführt werden. Dennoch sollte dieser Wert bei der Kalibrierung und Validierung des Kläranlagenmodells berücksichtigt werden.

#### ▪ Anoxische Erträge

Für die Bestimmung des anoxischen Ertrages wurde der Versuch 1 zur Ermittlung der Nitrat-aufnahme vom 16.12.2005 ausgewertet (Abbildung 3-49). Die Berechnung des Ertrages erfolgte nach folgender Formel (Hulsbeek und Kunst, 1994):

$$Y_{H-PAO, \overline{ano}} I - \left( \frac{2,86 \cdot \text{Fläche}}{S_S} \right)$$

$S_S$ : Konz. des leicht abbaubaren Substrates in mg/l

Fläche: berechnete Fläche in mg/l

Die Fläche wurde mit Hilfe der Trapezformel berechnet. Die Ausgleichsgerade stellt dabei die untere Begrenzung der Fläche dar und die Messwerte die oberen Begrenzungspunkte dieser Fläche.

$$A_n = \left[ \frac{(Y_n - P_n) + (Y_{n+1} - P_{n+1})}{2} \right] \cdot (X_{n+1} - X_n)$$

- $A_n$ : berechnete Fläche  
 $Y_n$ : NUR-Messwert zum Zeitpunkt n  
 $Y_{n+1}$ : NUR-Messwert zum Zeitpunkt n+1  
 $P_n$ : Wert der Ausgleichsgerade zum Zeitpunkt n  
 $P_{n+1}$ : Wert der Ausgleichsgerade zum Zeitpunkt n+1  
 $X_n$ : Anfangszeitpunkt n der Teilflächenberechnung  
 $X_{n+1}$ : Endzeitpunkt n+1 der Teilflächenberechnung

Die so ermittelten Teilflächen mussten zu einer Gesamtfläche aufsummiert werden. Die Gesamtfläche wurde nach der untenstehenden Formel berechnet.

$$A_{total} = \sum_{n=0}^{n=m} A_n, n=0,1,2...m$$

Dabei entspricht die Teilfläche  $A_{n=0}$  der ersten zum Startzeitpunkt berechneten Fläche und die Teilfläche  $A_{n=m}$  der letzten bis zum Schnittpunkt der Geraden berechneten Teilfläche.

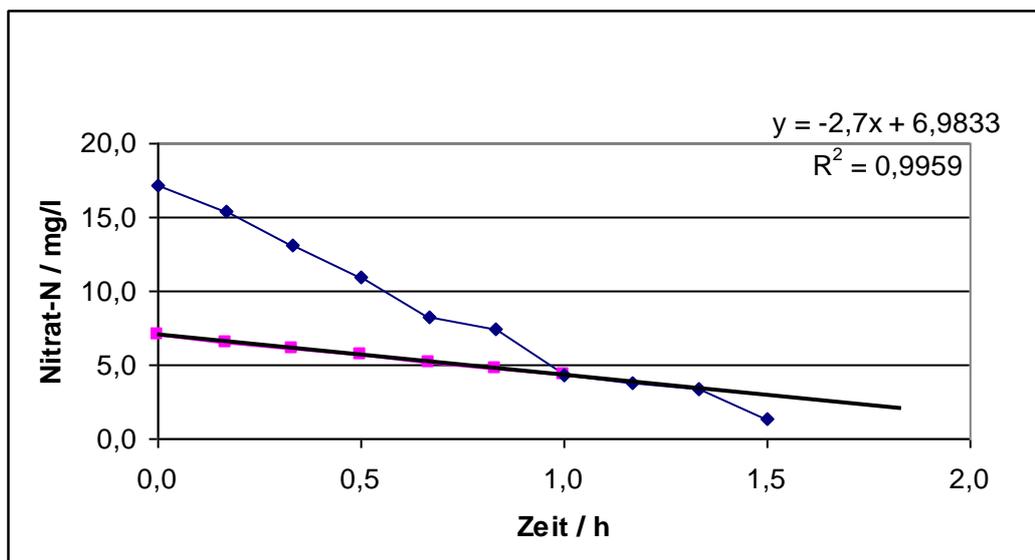


Abbildung 3-49: Versuch zur Bestimmung des anoxischen Ertrags  $Y_{H,anox}$

Der  $CSB_{mf}$  der Lösung betrug 32 mg/l. Von diesem wurde ein inerter Anteil von 24 mg/l abgezogen. Der leicht abbaubare Teil des Abwassers wurde mit 30 % angesetzt. Damit ergab sich durch das Abwasser ein  $S_S$ -Anteil von 2,4 mg/l. Damit ausreichend Substrat vorhanden war, wurde der CSB mit Hilfe von 33,8 mg Acetat aufgestockt. Mit einem theoretischen CSB von 1,066 gCSB/gAcetat ergibt sich ein CSB durch Acetat von 36 mg. Auf das Versuchsvolumen von 0,53 l bezogen konnte ein CSB von 67,9 mg/l ermittelt werden. Als Gesamt-CSB aus  $S_S$  und Acetat war somit eine Summe von 70,3 mg/l  $\approx$  70 mg/l bestimmbar.

$$Y_{H,anox} = 1 - \left( \frac{2,86 \cdot 5,35 \text{ mg/l}}{70 \text{ mg/l}} \right)$$

$$Y_{H,anox} = 1 - \left( \frac{15,301 \text{ mg/l}}{70 \text{ mg/l}} \right)$$

$$Y_{H,anox} = 1 - 0,218$$

$$Y_{H,anox} = 0,782 \approx 0,78$$

Werden die berechnete Fläche und die  $S_S$ -Konzentration in die Formel zur Berechnung des Ertrages eingesetzt ergibt sich für den anoxischen Ertrag  $Y_{H,anox} = 0,78$ .

Für die Bestimmung des anoxischen Ertrages  $Y_{H+BioP,anox} = 0,78$  ist die gute Abschätzbarkeit des Substrates nicht gegeben und daher ist der Wert nicht im gleichen Maße zuverlässig wie der autotrophe Ertrag. Die Werte für den Parameter  $Y_{H+BioP,anox}$  liegen über den in der Literatur auffindbaren Werten. Die Werte für den anoxischen Ertrag reichen von 0,44 bis 0,57 (Spérandio *et al.*, 1999). Die bei Orhon *et al.* (1996) gezeigten Werte reichen von 0,5 bis 0,61. Der hier bestimmte Wert für den anoxischen Ertrag liegt also ebenso wie die Werte des aeroben Ertrages über denen in der Literatur zu findenden Werten. Dies kann darauf zurückzuführen sein, dass das zu verwertende Substrat nicht genau genug abgeschätzt werden konnte oder die NUR nicht bis zum endgültigen Ende des Substratabbaus vollzogen wurde. Dennoch sollte die Wirkung des Parameters im Modell überprüft werden

### 3.2.3.10 PUR

Da bei der Kläranlagensimulation die Bio-P-Elimination berücksichtigt werden sollte, wurden zur Vereinfachung der Kalibrierung des Modells Phosphataufnahme- und Rücklöseversuche gemacht. Die Messwerte sind in der Diplomarbeit von Andreas Josch (2006) zu finden. Während der Rührphase wurde eine Rücklösung stimuliert, indem Substrat in den Ansatz zudosiert wurde.

Als Ergebnis der Phosphatrücklöse- und Aufnahmeversuche können die im Folgenden präsentierten Diagramme in den Abbildung 3-50 und Abbildung 3-51 gezeigt werden.

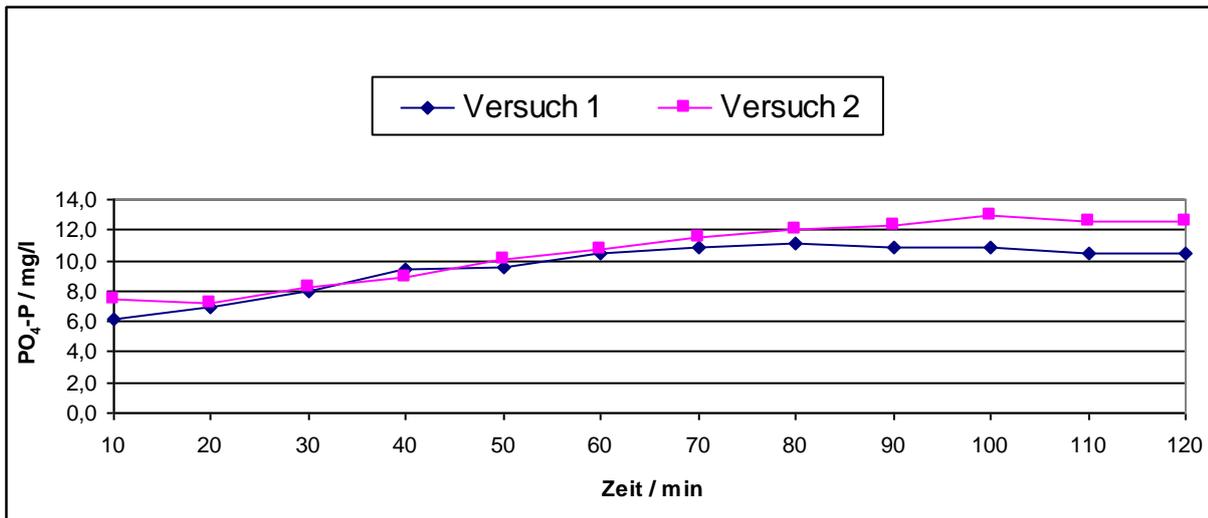


Abbildung 3-50: Zeitlicher Verlauf der PO<sub>4</sub>-P-Konzentration während der Rührphase

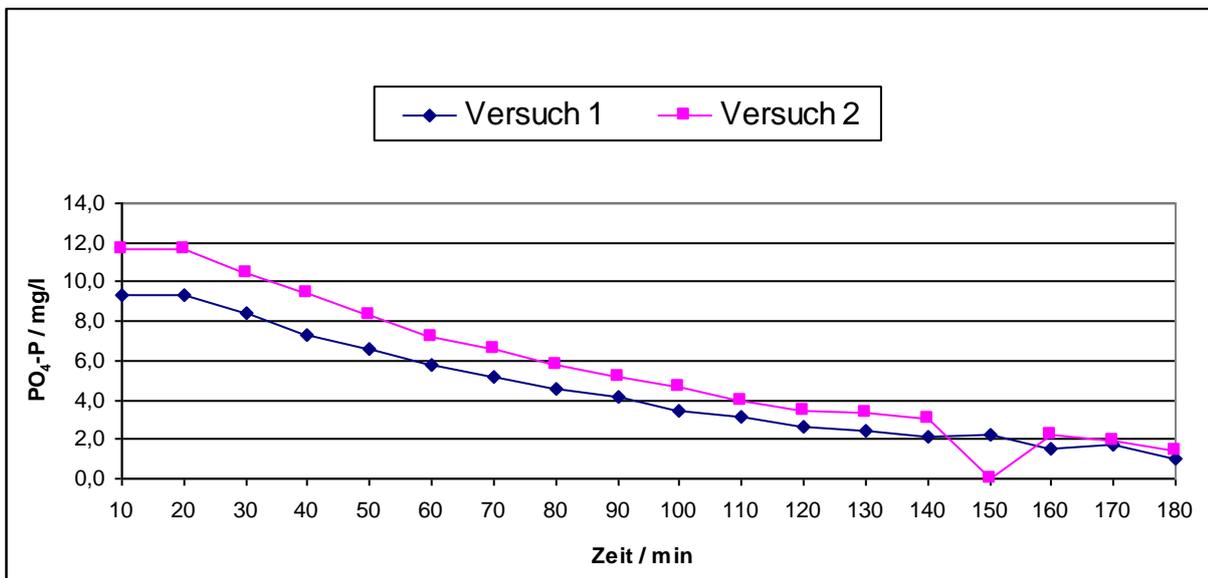


Abbildung 3-51: Zeitlicher Verlauf der PO<sub>4</sub>-P-Konzentration während der Belüftungsphase

Die Messwerte der beiden Versuche korrelieren sehr gut. Das unterschiedliche Niveau basiert auf unterschiedliche Phosphat-Konzentrationen am Beginn der Versuche. Die Steigungen und die Gefälle sind ein Maß für die Aktivität der Bio-P-Organismen im Belebtschlamm.

### 3.3 Weitere verwendete Unterlagen und Daten

#### 3.3.1 Daten zu Kanalisation

Von der Stadt Spenge wurden zur Bearbeitung des Forschungsprojektes im Wesentlichen die nachstehenden Unterlagen zur Verfügung gestellt.

Detailfragen wurden per Email, Fax oder fernmündlich mit der Stadt Spenge erörtert.

#### *Einzugsgebietsdaten*

- CAD-Daten Kanaldatenbank
- Daten aus vorliegender Kanalnetz- und Schmutzfrachtberechnung (Bockermann und Fritze), Stand 99 und Aktualisierungen

#### *Kanalnetzdaten*

- CAD-Daten der Kanaldatenbank
- Kanalnetz-Daten aus hydraulischer Berechnung (HYSTEM-EXTRAN-Formate)

#### *Sonderbauwerksdaten*

- Lage der Sonderbauwerke
- Bestandspläne einiger Sonderbauwerke
- Detailinformationen Sonderbauwerken (Stadt Spenge)
- Erläuterungsbericht - Untersuchung des Einzugsgebietes Spenger Mühlenbach gemäß BWK M3, Stadt Spenge (BFI)
- Erläuterungsbericht – Hydraulische Sanierung der Mischwasserkanalisation, Stadt Spenge (BFI)

### **3.3.2 Daten zur Kläranlage Spenge**

In der Bedienungs- und Wartungsanleitung im Kapitel technische Dokumentation, die von der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH während der Bauphase erstellt wurde, konnten alle Daten entnommen werden, die zur Erstellung der Modelle notwendig waren.

#### *3.3.2.1 Behälter*

In Tabelle 3-25 sind alle relevanten Daten der Behälter zur Modellierung der Kläranlage aufgelistet.

Tabelle 3-25: Daten der Behälter der Kläranlage Spenge

Behälter	Durchmesser m	Fläche m <sup>2</sup>	Höhe m	Nutzvolumen m <sup>3</sup>	max. Wasserspiegel m	SVI
Pufferbehälter 1	24	452,4	3,5	1580	3,0	100*
Pufferbehälter 2	28	616,6	2,8	1300	2,6	100*
SBR 1-3	26	531,0	6,0	2920	5,5	80

\* nur Modelleinstellungen

### 3.3.2.2 Aggregate

In Tabelle 3-26 sind alle relevanten Daten der Aggregate zur Modellierung der Kläranlage aufgelistet.

Tabelle 3-26: Daten der Aggregate der Kläranlage Spenge

Behälter	Anzahl Aggregate	Leistung in m <sup>3</sup> /d pro Aggregat	Stromverbrauch in kWh/d pro Aggregat
Beschickungspumpen	4	8535,4	217,44
Rührer Pufferbehälter 1	2	-	60
Rührer Pufferbehälter 2	2	4147,2	10
Rührer SBR 1-3	3	-	55,2
Fällmittelpumpe	1	2	8,88
Belüftung SBR 1-3	3	46916 Hochlast 23458 Niedriglast	1128 Hochlast 564 Niedriglast
Überschussschlammpumpe	3	1264	30,48
Dekanter SBR 1-3	3	28800	2,88

### 3.3.3 Daten zum Trockenwetterabfluss

Im Einzelnen standen zur EDV-Gerechten Aufbereitung des Trockenwetterabflusses folgende Daten zu Verfügung:

- Messungen zum Tagesgang vom 01.05.05 bis 15.11.05 (Messkampagne)
- Betriebstagebücher - Jahre 2003 – 2006
- Zusammenstellung der Wassermengen – Wasserverbrauch (Stadtwerke Spenge)

### 3.3.4 Weitere Messdaten

Des Weiteren wurden von der Stadt Spenge zur Bearbeitung des Forschungsprojektes die nachstehenden Unterlagen zur Verfügung gestellt.

PLS-Daten

- jeweils letzter Stand der Zyklusstrategien
- jeweils letzter Stand der Beschickungsstrategie
- jeweils letzter Stand der Belüftungsstrategie
- jeweils letzter Stand der Fällmittelstrategie
- jeweils letzter Stand der Dekantierstrategie
- jeweils letzter Stand der Zyklussprungstrategien
- jeweils letzter Stand sonstiger Strategien

#### Onlinedaten

- Zulauf- und Niederschlagsmengen, temporäre SAK- und TS-Mengen im Zulauf, Sauerstoffgehalt, pH, Leitfähigkeit
- Höhenstände und Temperaturen der Behälter
- $\text{NH}_4^-$ ,  $\text{NO}_3^-$ ,  $\text{PO}_4^-$ , TS- und  $\text{O}_2$ -Konzentrationen der Reaktoren, Temperaturen
- Belüftungs- und Dekanterstatus der Reaktoren
- Fällmittelmengen
- Ablaufmengen, Trübung, pH und Temperatur Ablauf

#### Betriebsdaten

- Acron-Daten mit 2h-Zulaufmengen, Zulauf- und Ablaufwerte, Temperaturen
- Stromverbrauch
- Fällmittelverbrauch
- Schlammeindickung

### **3.4 Zwischenfazit**

Im Rahmen der vorangegangenen Abschnitte wurde das Projektgebiet bzw. die Kläranlage Spenge ausführlich dargestellt. Insbesondere wurde auf die Konfiguration, die Bemessungswerte, verwendeten Unterlagen und Daten und Ausstattung der Kläranlage eingegangen. Das umfangreiche Messprogramm wurde vorgestellt und die Ergebnisse diskutiert. Diese lieferten wichtige Grundlagen für die folgenden Arbeitsschritte.

## 4 FREMDWASSERPROBLEMATIK

### 4.1 Vorbemerkung

Fremdwasser in Kanalisationen und Kläranlagen ist schon seit längerer Zeit Thema in der Siedlungsentwässerung. Erhöhte Fremdwasserabflüsse wirken sich nachteilig auf den Betrieb der Kanalnetze und Kläranlagen aus, und zwar unter wirtschaftlichen und ökologischen Gesichtspunkten.

Ein hoher Fremdwasseranteil führt beispielsweise zu

- erhöhten Betriebskosten für Pumpwerke und Abwasserreinigung,
- einer Verringerung des Wirkungsgrades der Abwasserreinigung,
- häufigeren Entlastungen und erhöhten Entleerungszeiten von Regenbecken,
- unzulässigem Austritt von Schmutzwasser aus Trennsystemen (Abschläge ins Gewässer),
- hydraulischen Überlastungen von Kanälen und Kläranlagen

und damit in der Folge auch zu spürbar negativen Auswirkungen auf die Gewässer (ATV-DVWK, 2003A).

Zur Ermittlung des Fremdwassers in der Kanalisation sind im Laufe der Zeit mehrere Methoden entwickelt worden z.B.

- Methode des Gleitenden Minimums (ATV-DVWK, 2003A),
- Dreiecksmethode (ATV-DVWK, 2003A),
- Nachtminimumsmethode (ATV-DVWK, 2003A),
- Chemische Methode (TMLNU., 2005)

und andere, die je nach Einzugsgebietscharakteristik mehr oder minder gut geeignet sind. Grundlage dafür sind umfangreiche Messungen, die in den verschiedenen Teileinzugsgebieten so detailliert wie möglich durchgeführt werden sollten. Als Basis für eine Fremdwasserbestimmung für das gesamte Einzugsgebiet der Kläranlage kann der meist routinemäßig erstellte Tagesgang im Zulauf der Kläranlage dienen. Dabei kann jedoch keine Aussage über die Herkunft des Fremdwassers im Entwässerungssystem getroffen werden (Ubrig et al. 2002).

Dittmer et al. (1998) berichten über negative Auswirkung des Fremdwassers auf fast alle Bereiche der Abwasserentsorgung. Es wurden die Auswirkungen von Fremdwasser auf die Gesamtemissionen, hier am Beispiel des chemischen Sauerstoffbedarfs (CSB), auf einzelne Entlastungsereignisse sowie auf die Bemessung von Regenentlastungsbauwerken aufgezeigt. Insgesamt zeigte sich ein erheblicher Fremdwassereinfluss auf die Entlastungssituation und die Kläranlage, wobei bei einer Jahresbetrachtung die CSB-Emissionen aus der Kläranlage wesentlich höher sind als diejenigen aus dem Entwässerungssystem.

Sitzmann (2000) geht davon aus, dass ein „Grundaufkommen“ bis 0,1 l/(s·ha) normal ist. Liegt der Fremdwasseranfall höher, so sind qualitative und quantitative Untersuchungen in Teileinzugsgebieten sinnvoll. Werden Fremdwasserspenden von 0,15 l/(s·ha) überschritten, so besteht nach ATV A128 (1992) Sanierungsbedarf. Nach dem ATV A131 (2000) sollten ab 0,18 l/(s·ha) konkrete Maßnahmen erfolgen (Ubrig et al. 2002).

Popp et al. (2002) haben auf der Basis eines durchgeführten Projekts das Fremdwasseraufkommen im Einzugsgebiet der Kläranlage Erlangen bestimmt. Insgesamt wurden Sondermessungen an 47 Messstellen durchgeführt, wobei jeweils sowohl der Volumenstrom als auch die Verschmutzung erfasst wurden. Dabei konnten zuverlässige Aussagen über das quantitative Fremdwasseraufkommen je Messstelle erhalten werden. Es wurde empfohlen, das Fremdwasseraufkommen rechnerisch über die Summe der Fremdwasserwerte an den einzelnen Messstellen und nicht im KA-Zulauf zu ermitteln. Der Aufwand der Messungen ist hierbei allerdings sehr hoch.

Pecher (2002) zeigt anhand realer Beispiele auf, wie sich Fremdwasserabflussmessungen in der Kanalisation durchführen und auswerten lassen. Je nach Aufgabenstellung kann es dabei sinnvoll sein, vor einem umfangreichen und aufwendigen Messprogramm Orientierungsmessungen durchzuführen oder vorhandene Betriebs- und Messdaten für die Herleitung von ersten Tendenzen heranzuziehen. Es lassen sich beispielsweise bereits anhand der aufgezeichneten täglichen Kläranlagenzuflüsse, die in einer Vielzahl von Fällen vorliegen, grundsätzliche Aussagen über die tatsächlichen Fremdwasserhältnisse im Entwässerungssystem herleiten. Bei den beschriebenen Beispielen wurde auch deutlich, dass der Fremdwasseranfall sehr stark von der Jahreszeit abhängt. Besonders in den Wintermonaten sind größere Fremdwasserzuflüsse zu erwarten als in den Sommermonaten. Weiter ist vom Autor festgestellt worden, dass der Fremdwasseranteil in der Schmutzkanalisation wegen zusätzlicher Regenzuflüsse größer als in der Mischkanalisation ist. Unter Umständen kann ein ganz erheblicher Anteil der befestigten Fläche an den Schmutzwasserkanal angeschlossen sein und zu entsprechenden Belastungen oder gar Überlastungen des Kanalnetzes und der Kläranlage führen.

Lucas (2004) berichtet über Einflüsse der Fremdwasserbelastung auf die Entlastungstätigkeit von Regenbecken innerhalb eines Entwässerungsnetzes. An einem Untersuchungsgebiet mit vorbildlicher messtechnischer Ausrüstung werden die entsprechenden Analysen exemplarisch durchgeführt. Die Auswertung der Entlastungstätigkeiten aller Regenbecken im Untersuchungsgebiet signalisiert insgesamt eine außergewöhnlich starke Fremdwasserbelastung. Die Kläranlage am Endpunkt des Entwässerungsnetzes weist im Landesvergleich jedoch lediglich durchschnittliche Fremdwasserzuschläge auf. Dies legt die Vermutung nahe, dass eine nennenswerte Anzahl weiterer Entwässerungsnetze mit zumindest ähnlich starken Entlastungstätigkeiten von Regenbecken existieren.

Jardin und Hinzmann (2002) beschreiben detaillierte Untersuchungen des Abflussgeschehens im Kanalsystem des Einzugsgebiets der KA Plettenberg, wo sich gezeigt hat, dass der Fremdwasseranfall eine hohe räumliche und örtliche Variabilität aufweist. Zur Verbesserung des Betriebsverhaltens der Niederschlagswasserbehandlung wurden umfangreiche Optimierungsuntersuchungen mit einem kalibrierten Schmutzfrachtmodell durchgeführt. Hierbei wurde der Fremdwasserabfluss modelltechnisch abgebildet. Im Ergebnis ist festzustellen, dass die Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage sowie die Verminderung des Fremdwasseranfalls die höchsten Reduzierungspotentiale im Hinblick auf die entlastete Wassermenge und die in Gewässer eingetragene CSB-Schutzfracht erwarten lassen. Aufgrund der gleichzeitig vorgenommenen Identifizierung der maßgeblichen Fremdwasserquellen erscheint eine Verringerung des Fremdwasseranfalls um etwa 30% kurz- bis mittelfristig realisierbar zu sein.

Es ist deutlich, dass in vielen Regionen Fremdwasserprobleme vorliegen, allerdings erst wenige Untersuchungen in der Literatur dokumentiert sind. Die Studien befassen sich primär mit der

zuverlässigen Ermittlung des Fremdwasseranfalls, erst wenige dokumentieren eine systematische Reduzierung des Fremdwasseranfalls.

## 4.2 Charakterisierung der Fremdwassersituation in Spenge

Im Vordergrund der Untersuchung des Fremdwasseranfalls steht zunächst die systematische Eingrenzung des Problems und damit einhergehende Charakterisierung des Fremdwasseranfalls nach Häufigkeit, zeitlicher Verteilung und Qualität. Hierzu wurden die Betriebstagebücher und Aufzeichnungen des Zulaufschreibers der KA Spenge ausgewertet.

Zur Charakterisierung der Fremdwassersituation im Einzugsgebiet der Kläranlage Spenge und zur Kalibrierung des Schmutzfrachtmodells wurde ein Messprogramm im Kanalisationsnetz und an den Sonderbauwerken, sowie auch die Auswertung der maßgeblichen Trocken- und Fremdwasserabflüsse für die Jahre 2003 – 2006 auf der Grundlage von Betriebstagebüchern durchgeführt.

### 4.2.1 Zeitliche Variabilität des Fremdwasserabflusses

Bei der Analyse der Messreihen wird deutlich, dass der Fremdwasseranteil im Trockenwetterabfluss nicht allein als Basisanteil vorliegt. Vielmehr ist festzustellen, dass ein zweiter, niederschlagsabhängiger Anteil als „Fremdwassernachlauf“ das Abflusssystem zusätzlich beeinflusst. Dieser Nachlauf ist zeitverzögert über einen meist mehrtägigen Zeitraum zu beobachten und gerade in den Wintermonaten besonders ausgeprägt (Abbildung 4-1).

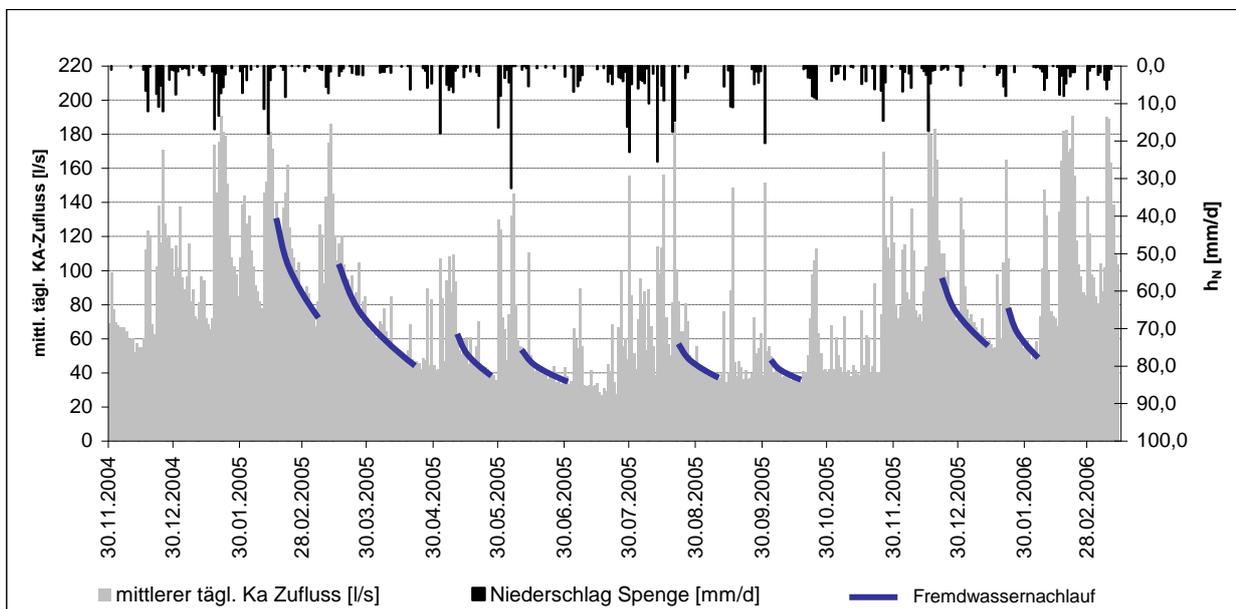


Abbildung 4-1: Fremdwassernachlauf für den Zeitraum Dezember 2004 bis August 2005

Eine direkte und exakte Ermittlung des Fremdwasserabflusses in einem Entwässerungssystem ist nicht möglich, weil sich das Fremdwasser im Kanal sofort mit dem restlichen Abfluss vermischt. Es kann also nur näherungsweise bestimmt werden. Die größtmögliche Genauigkeit bei der Bestimmung des tatsächlichen Fremdwasseranfalls kann dabei theoretisch durch eine genaue Bilanzierung aller Abflüsse und der rechnerischen Ermittlung des Fremdwasserabflusses aus der Differenz von Gesamtabfluss minus Schmutzwasserabfluss und Niederschlagsabfluss erreicht werden. Dazu wäre allerdings eine exakte und detaillierte Ermittlung des Schmutzwasserabflusses sowie eine genaue Bestimmung des Niederschlagsabflusses erforderlich (ATV-DVWK- Arbeitsbericht Arbeitsgruppe ES-1.3, 2003).

Die genauen Kenntnisse der qualitativen und quantitativen saisonalen Schwankungen des Fremdwasseranfalls sind für die späteren Optimierungsstrategien im Kanalnetz und auf der Kläranlage erforderlich.

Bei der Bestimmung des Fremdwasserabflusses in Spenge wurde wie folgt vorgegangen:

1. Zur Charakterisierung der Fremdwassersituation im Einzugsgebiet der Kläranlage Spenge wurde eine Auswertung der maßgeblichen Trocken- und Fremdwasserabflüsse zunächst für das Jahr 2005 während der Intensivmessphase durchgeführt (mehrere Messstellen im Einzugsgebiet der Kläranlage Spenge). Der Fremdwasserabfluss wurde als Differenz zwischen Gesamtabfluss zur KA und Schmutzwasserabfluss sowie Niederschlagsabfluss berechnet. Die mittleren täglichen Trockenwetterabflüsse wurden nach ATV-DVWK-A 198 als 21-Tage-Minima ermittelt (Methode des gleitenden Minimums). Der mittlere Schmutzwasserabfluss, berechnet nach den Wasserverbrauchszahlen nach Auskünften des Wasserwerks, beträgt ca. 21 l/s und wurde als konstant über das ganze Jahr angenommen. Ein Beispiel der Fremdwasserganglinie mittels des gleitenden Minimums im Jahr 2005 ist in Abbildung 4-2 dargestellt.
2. Aus den Messdaten, die von der KA Spenge zur Verfügung gestellt wurden, wurden ebenfalls nach der Methode des gleitenden Minimums die mittleren täglichen Fremdwasserabflüsse in [l/s] für die Jahre 2003 -2006 ermittelt.
3. Für eine genauere Bestimmung der zeitlichen Variabilität des Fremdwasserabflusses wurden nach der Methode des gleitenden Minimums (MgM) auch die mittleren monatlichen Fremdwasserabflüsse in [l/s] für die Jahre 2003 -2006 ermittelt.
4. Die Ergebnisse wurden nach:
  - Dreiecksmethode ( $\Delta M$ ),
  - Nachtminimumsmethode (NaMinM)
  - und chemischer Methode (chM)

verifiziert.

In den Wintermonaten beträgt der Fremdwasseranfall gegenüber den Sommermonaten teilweise mehr als das Doppelte. Um die monatlichen Schwankungen des Fremdwasseranfalls zu analysieren wurden die mittleren monatlichen Fremdwasserabflüsse für die Jahre 2003-2006 berechnet. Alle Ergebnisse sind in Tabelle 4-1 dargestellt. Es ist deutlich, dass die monatlichen Fremdwasseranteile im Jahr 2005 (Zeit der intensiven Messkampagne) geringer sind als in den Jahren 2003 und 2004.

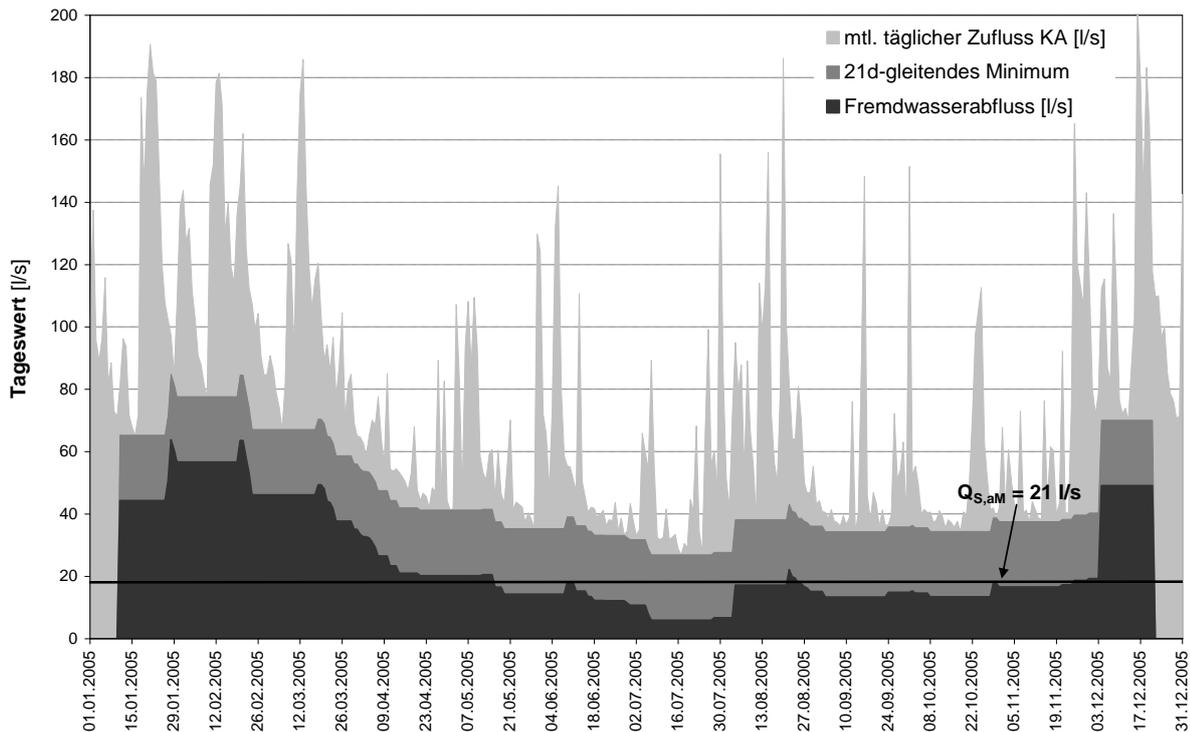


Abbildung 4-2: Beispiel der Fremdwasserganglinie der Stadt Spenge mittels Methode des gleitenden Minimums im Jahr 2005.

Tabelle 4-1: Mittlere monatliche Fremdwasseranfälle 2003-2006

Monat	Fremdwasserabfluss				Fremdwasseranteil in % $Q_T$				Fremdwasserzuschlag in %			
	$Q_{FmM}$ [l/s]				$FWA_{mM}$				$FWZ_{mM}$			
	2003	2004	2005	2006	2003	2004	2005	2006	2003	2004	2005	2006
1	76,0	64,2	45,2	28,1	78,4	75,4	68,3	57,2	361,9	305,8	215,3	133,9
2	46,9	59,1	52,9	35,6	69,1	73,8	71,6	62,9	223,3	281,5	251,9	169,3
3	32,1	45,3	41,4	57,4	60,5	68,3	66,4	73,2	152,9	215,9	197,4	273,5
4	20,7	35,9	21,6	-	49,6	63,1	50,7	-	98,4	170,9	102,6	-
5	17,0	23,3	15,1	-	44,7	52,6	41,8	-	81,0	111,1	72,0	-
6	9,1	13,3	11,4	-	30,3	38,8	35,3	-	43,4	63,5	54,5	-
7	5,1	13,8	4,6	-	19,6	39,6	17,8	-	24,3	65,6	21,7	-
8	0,4	9,4	13,9	-	2,1	31,0	39,8	-	2,1	45,0	66,1	-
9	1,8	11,0	11,6	-	7,8	34,4	35,5	-	8,5	52,4	55,0	-
10	-	14,1	11,8	-	-	40,2	35,9	-	-	67,2	56,1	-
11	2,7	13,6	14,8	-	11,3	39,2	41,3	-	12,7	64,6	70,4	-
12	13,0	22,1	42,6	-	38,2	51,3	67,0	-	61,9	105,3	202,6	-

Bei der Betrachtung der mittleren monatlichen Fremdwasseranteile für die Jahre 2003-2006 haben sich zwei Bereiche ergeben:

- 1) Fremdwasser im Bereich von ca. 37 [l/s] (Wintermonate), entspricht ca. 0,1 l/(s·ha)
- 2) Fremdwasser im Bereich von ca. 12 [l/s] (Sommermonate), entspricht ca. 0,04 l/(s·ha)

Als Wintermonate können hierbei die Monate von Anfang November bis Ende April (01.11 – 30.04) bezeichnet werden, während Sommermonate als Zeitraum von Anfang Mai bis Ende Oktober (01.05 – 31.10) gewählt sind. Diese Kenntnisse der saisonalen Schwankungen des Fremdwasseranfalls wurden für die spätere Einschätzung der Verschmutzungsparameter bei Trockenwetter im Schmutzfrachtmodell erforderlich (Kap. 6.2).

Die Ergebnisse des mittleren jährlichen Fremdwasseranteils in den Jahren 2003-2005 (nach der Methode des gleitenden Minimums (MgM) berechnet) wurden mittels der Dreiecksmethode ( $\Delta M$ ) überprüft (Tabelle 4-2). Zur Berechnung mittels Dreiecksmethode tragen nicht nur Trockenwettertage, sondern alle Tagesabflüsse bei. Aussagen über einen zeitlichen Verlauf (Saisonalität) des Fremdwasserabflusses sind jedoch mit der Dreiecksmethode nicht möglich. Die zwei Methoden liefern Fremdwasserabflüsse in einer gleichen Größenordnung, Abweichungen sind jedoch zu sehen.

Tabelle 4-2: Vergleich der Dreiecksmethode und der Methode des gleitenden Minimums 2003-2005 für Spenge

Jahr	Fremdwasseranfall $Q_F$ [l/s]		Fremdwasseranteil in %	
	MgM	$\Delta M$	MgM	$\Delta M$
2003	20,3	14,8	49,1	35,8
2004	26,9	16,6	56,2	35,1
2005	23,8	19,3	53,1	43,1

Neben den beiden Methoden wurde der Fremdwasseranfall auch mittels der so genannten „chemischen“ Methode ermittelt. Diese Methode basiert auf der Verringerung der Schmutzstoffkonzentrationen des Abwassers aufgrund von Fremdwasser. Diese Methode konnte aufgrund der Datenlage nur für zwei Situationen, am 05.09. und 13.09.2005 angewendet werden. Die berechneten Fremdwasserabflusswerte nach dieser Methode würden 12,65 [l/s] (05.09.05) und 9,97 [l/s] (13.09.05) betragen. Nach dem Vergleich mit dem monatlichem Mittelwert 11,6 [l/s] (aus September 2005) nach der Methode des gleitenden Minimums könnte man sagen, dass die Ergebnisse gut miteinander übereinstimmen.

Als letzte Überprüfung wurden die Ergebnisse mit der Ermittlung nach der Methode des Nachtsminimums verglichen. Die Abbildung 4-3 stellt die Vergleichskurve der Jahresganglinien des mittleren monatlichen Fremdwasserabflusses dar. Die Abbildung zeigt, dass die beiden Jahresganglinien fast parallel verlaufen. Es gibt allerdings deutliche Differenzen zwischen den beiden Jahresganglinien. Der Nachteil der Nachtsminimums-Methode ist, dass nur Trockenwettertage in die Fremdwasserbestimmung eingehen und nur wenige Tage eindeutig als Trockenwettertage definiert werden. Das könnte ein Grund sein, warum die Differenz entsteht. Nach beiden Methoden sind die Fremdwasseranteile der Wintermonate deutlicher größer als während der Sommermonate.

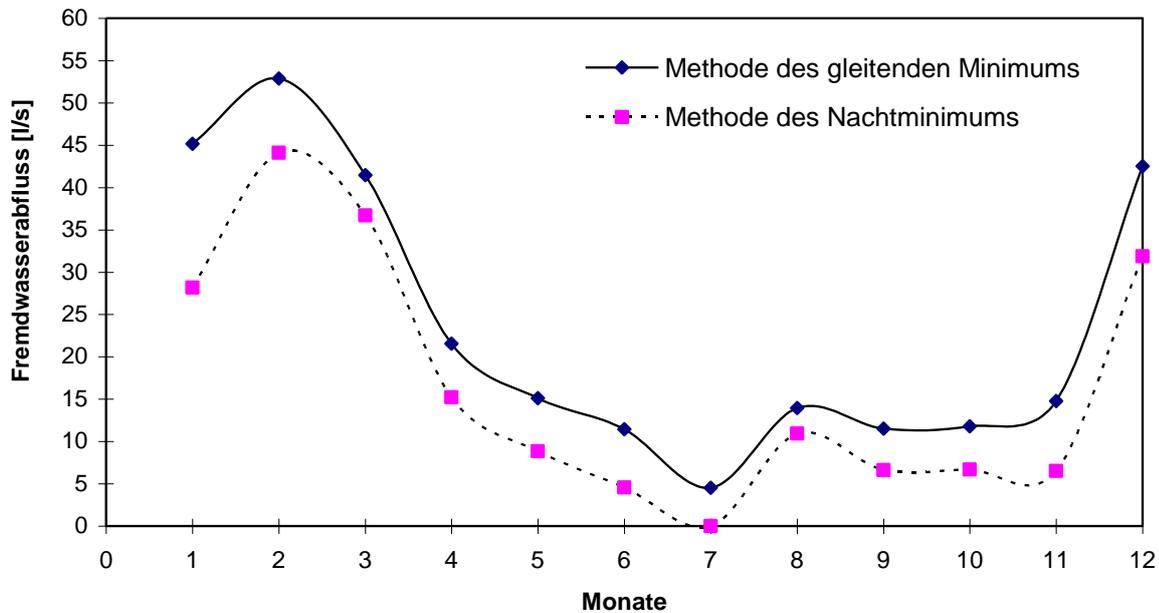


Abbildung 4-3: Vergleichskurve der Methode des Nacht- und gleitenden Minimums für Jahr 2005 in der Stadt Spenge.

#### 4.2.2 Örtliche Variabilität des Fremdwasserabflusses

Neben der zeitlichen Variabilität des Fremdwasseranfalls wurde auch versucht, einen regionalen, örtlichen Unterschied des Fremdwasseraufkommens zu erkennen. Aufgrund der zeitlichen Veränderung des Fremdwasseranfalls sollten bei flächendeckenden Untersuchungen in größeren Einzugsgebieten die Messungen an einzelnen Stellen möglichst zeitnah zueinander erfolgen, idealerweise zeitgleich. Wegen der hohen Anschaffungskosten bzw. Mietpreise der entsprechenden Messeinrichtungen sind Messungen an verschiedenen Stellen im Kanalnetz sehr teuer. Hinzu kommt das Problem der Zeitplanung, da nur bei Trockenwetter gemessen werden kann, sowie die allgemeine Störanfälligkeit der Messgeräte. Zur genaueren Lokalisierung der Fremdwasserherkunftsquellen konnten deshalb nur einige der Durchflussmessstellen (Kap. 3.2.2.1) als „repräsentative“ Messstellen ausgewählt werden, für die der Fremdwasseranfall in bestimmten Fließabschnitten und Teileinzugsgebieten ermittelt wurde (Tabelle 4-3).

Tabelle 4-3: „Repräsentative“ Messstellen für die Bestimmung der örtlichen Variabilität des Fremdwasserabflusses

Messstelle	Messzeitraum	Einwohner im Einzugsgebiet der Messstelle	$Q_T$ [l/s]
M10	28.04.05 – 21.06.05	110	2,84
M28	28.06.05 – 02.08.05	4436	7,57
M30	30.06.05 – 03.08.05	420	0,48
M31	04.08.05 – 08.11.05	7092	13,78
M33	05.08.05 – 29.08.05	1334	3,90

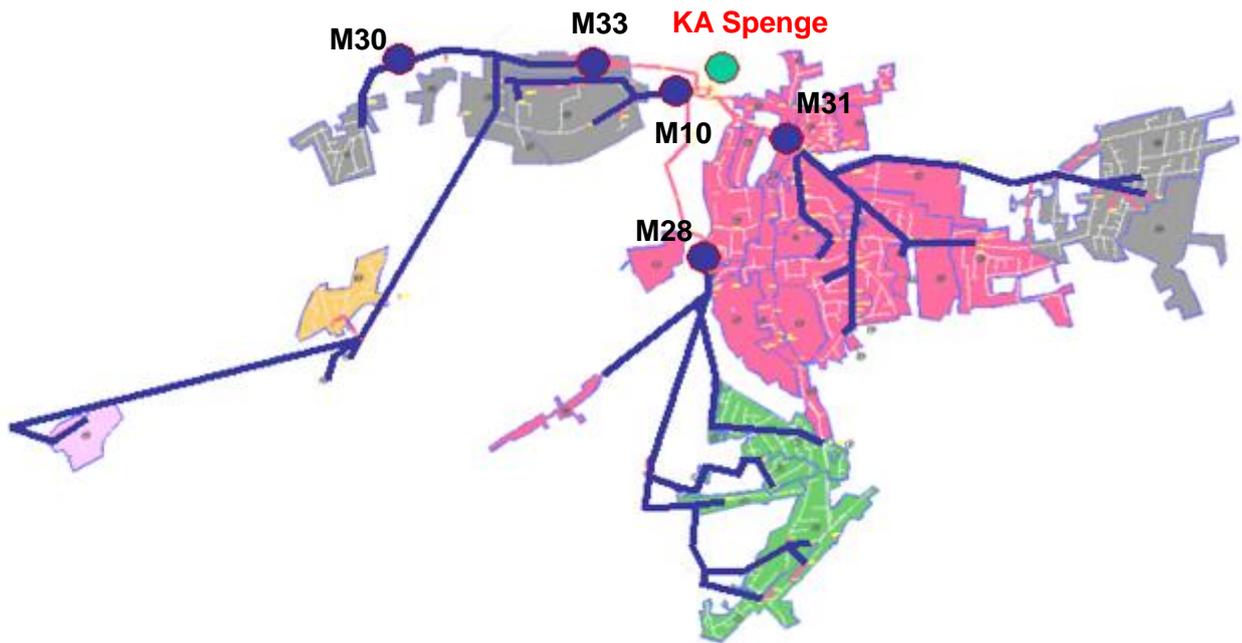


Abbildung 4-4: „Repräsentative“ Messstellen

Aus diesen Messdaten wurde versucht, das Fremdwasser an verschiedenen Stellen zu ermitteln. Für die Messstellen M10 und M30 war allerdings trotz guter Datenlage keine Fremdwasserermittlung möglich. Bei M10 befindet sich ein größeres Gewerbegebiet im Einzugsgebiet, deswegen konnte der Wert für  $Q_s$  nicht plausibel berechnet werden. Für M30 liegt der Schmutzwasserabfluss, bei einer Berechnung über Einwohnerdichte und mittleren Wasserverbrauch, bei 0,58 l/s. Die gemessenen Trockenwetterabflüsse befinden sich aber meist unter diesem Wert. Das kann einerseits eine geringere Einwohnerdichte oder einen niedrigeren Wasserverbrauch in diesem Einzugsgebiet bedeuten, was aber nicht nachgeprüft werden konnte. Andererseits sind die Messwerte der Durchflussmessungen bei geringen Wasserständen nicht immer plausibel bzw. mit großen Ungenauigkeiten behaftet. Für die anderen Messstellen M28, M31 und M33 konnte der Fremdwasseranfall ermittelt werden. Die resultierenden Einzelwerte wurden mit dem Fremdwasser im KA-Zufluss verglichen und die Ergebnisse in Tabelle 4-4 dargestellt.

Tabelle 4-4: Fremdwasserzuflüsse an verschiedenen Messstellen im Vergleich zu Fremdwasserabfluss der Kläranlage

Messzeitraum	Fremdwasser $Q_F$ [l/s]		prozent. Fremdwasseranteil der Messstellen am Fremdwasserzufluss zur Kläranlage
	Messstelle	KA-Zufluss	
28.06.05 – 02.08.05	1,42 (M28)	7,91	18,0 (M28)
04.08.05 – 08.11.05	3,93 (M31)	16,31	24,1 (M31)
05.08.05 – 29.08.05	2,05 (M33)	23,47	8,7 (M33)

Die prozentualen Anteile der untersuchten Teileinzugsgebiete am Gesamtfremdwasseraufkommen betragen für Teilgebiet Lenzinghausen 18,0 %, für Teilgebiet Spenge-Stadtmitte 24,1 % und für Teilgebiete Hengstenberg und Mantershagen zusammen ca. 9 %. Der flächenmäßige Anteil am Gesamteinzugsgebiet beträgt bei Messstelle 31 ca. 40 %, während der „Fremdwasseranteil“ mit knapp 25 % geringer ausfällt. Bei Messstelle 28 sind etwa 12 % des Gebietes und bei Messstelle 33 rund 15 % angeschlossen. Die Unterschiede ergeben sich also nicht rein teileinzugsgebietsanteilig, was auf einen örtlich variablen Anfall des Fremdwassers schließen lässt. Weil die Messkampagne an verschiedenen Stellen nicht zeitgleich durchgeführt wurde und zusätzlich das Fremdwasser nicht in allen Teilen des Einzugsgebiets ermittelt wurde, bzw. zu wenige Durchflussmessungen durchgeführt wurden, sind die Ergebnisse allerdings weniger anschaulich. Es wird aber dennoch deutlich, dass es zahlenmäßig vor allem aus dem Stadtteil Spenge-Stadtmitte zu hohem Fremdwasserzutritt zur Kanalisation kommt. Die Ansätze zur Reduzierung des Fremdwasseranfalls sollten also in diesem Bereich beginnen, z.B. durch das Aufspüren von Kanalundichtigkeiten oder erkennbaren punktuellen Fremdwasserzuflüssen (einzelne Drainagezuflüsse, Quell- oder Brunneneinleitungen etc.).

Die Auswertung von Höhenstrandmessungen in den Regenüberlaufbecken zeigte augenscheinlich nur beim Becken RÜB-11 Hengstenberg lange Einstaudauern. Hier ist eine Beeinflussung des Betriebs durch Fremdwasserzuflüsse – wahrscheinlich Außengebietszuflüsse aus Gebieten oberhalb des Einzugsgebietes des Beckens – erkennbar.

### **4.3 Modelltechnische Abbildung des Fremdwasserseinflusses**

Der Fremdwasseranteil führt zu einem erhöhten Trockenwetterzulauf zur Kläranlage, einer Verdünnung des Schmutzwassers und zu einer Senkung der Abwassertemperatur.

Aus der Bestimmung der saisonalen Unterschiede des Fremdwasserabflusses hat sich ergeben, dass in den Wintermonaten der Fremdwasseranfall gegenüber den Sommermonaten teilweise mehr als das Doppelte beträgt. Nach diesem Wissen wurde geprüft, ob sich diese Unterschiede auch in der Abwasserverschmutzung bemerkbar machen. Die Daten der Betriebstagebücher und der Messkampagne wurden bzgl. der Konzentrationen bei verschiedenen Fremdwasserzuflüssen an Trockenwettertagen ausgewertet.

Hierbei wurde festgestellt, dass der Fremdwasseranteil (FWA) im Winter 2005 weniger als 50% betragen hat (Tabelle 4-5). Der Mittelwert des Fremdwasseranteils berechnet nach der Methode des gleitenden Minimums beträgt allerdings 62%.

Tabelle 4-5: Gemessene Konzentrationen und entsprechende Fremdwasseranteile am Trockenwettertagen

Datum	BSB5	CSB	NH4-N	P ges.	KA-Zufluss	Q <sub>f</sub>	FWA	FWZ
	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	l/s	l/s		
24.3.2005	45	172	15	5,2	69,7	31,84	45,68	151,62
30.3.2005	75	143	17	2,9	61,17	29,24	47,80	139,24
13.4.2005	100	171	34	4,4	49,06	18,95	38,63	90,24
21.4.2005	310	541	44	7,7	39,95	16,11	40,33	76,71
19.5.2005	145	378	29	5,6	39,29	10,78	27,44	51,33
23.5.2005	185	578	35	7,6	39,46	10,78	27,32	51,33
12.5.2005	95	230	21	3,3	34,59	16,4	47,41	78,10
8.6.2005	240	543	23	8,6	52,82	10,78	20,41	51,33
16.6.2005	290	589	32,5	9,5	36,56	10,02	27,41	47,71
23.6.2005			41	7,7	34,39	8,87	25,79	42,24
14.7.2005	170	382	38	6,7	29,25	3,23	11,04	15,38
2.8.2005	150		34	11,4	37,8	3,93	10,40	18,71
1.9.2005	180	458	32,6	7,9	39,86	11,5	28,85	54,76
5.9.2005		598	34,5	8,3	37,27	9,94	26,67	47,33
4.10.2005	230	421	41	8,6	44,41	11,07	24,93	52,71
11.10.2005	260	458	39	8,5	36,95	10	27,06	47,62
27.10.2005	190	381	30	6,7	46,08	10	21,70	47,62
23.11.2005	200	461	33	2,3	36,28	13,47	37,13	64,14
16.11.2005	140	289	28,6	3,5	39,69	12,82	32,30	61,05
2.12.2005		410			64,75	15,28	23,60	72,76
Mittelwert-Sommer MS	194,1	456,0	33,1	7,7	39,1	9,8	25,1	46,6
Mittelwert-Winter MW	145,0	312,4	28,6	4,3	51,5	19,7	37,9	93,7

 Winter
  Sommer

Das bedeutet, dass während der Messkampagne der Fremdwasseranteil ungewöhnlich gering war. Da in Rahmen des Projektes eher von ungünstigsten Belastungssituationen für die Kläranlage ausgegangen werden sollte, wurden die Konzentrationen für Winterereignisse wie für einen Fremdwasseranteil von 62% angesetzt. Weiterhin wurde festgelegt, dass die Konzentrationen im Trockenwetterabfluss im Sommer genau so viel betragen, wie während der Messkampagne gemessen wurde. Für die Winterzeit wurden die Konzentrationen bei Trockenwetter durch einen Verdünnungsfaktor berechnet.

In der Simulation wird der Einfluss des Fremdwassers auf die Trockenwetterkonzentrationen so berücksichtigt, dass die Konzentration im Trockenwetterabfluss im Sommer und im Winter unterschiedlich vorgegeben wird. Dieser Effekt wurde in der Schmutzfrachtsimulation berücksichtigt (Tabelle 4-6), indem z.B. die CSB-Konzentration von 700 mg/l im Sommer auf 370 mg/l für die Wintermonate reduziert wurde.

Der Parameter „TW-Anteil“ ist ein fiktiver Parameter zur Bestimmung des Mischverhältnisses aus Trockenwetterabfluss-Anteil und Regenwetteranteil im Mischwasserabfluss.

Durch die geringen Informationen über die örtliche Verteilung des Fremdwasseranfalls wurde in der Schmutzfrachtberechnung von einem einheitlichen Fremdwasseranfall im Einzugsgebiet ausgegangen. Auch die Verschmutzungen wurden als einheitlich für das gesamte Einzugsgebiet vorgegeben.

Tabelle 4-6: Parameter zur Verschmutzung des Trockenwetterabflusses

<b>Parameter</b>	<b>Sommerzeitraum</b> (01. Mai – 31. Oktober)	<b>Winterzeitraum</b> (01. November – 30. April)
CSB (mg/l)	700	370
CSB <sub>i</sub> (mg/l)	20	11
NH <sub>4</sub> -N (mg/l)	32	17
NO <sub>3</sub> -N (mg/l)	0,31	0,17
P <sub>ges</sub> (mg/l)	10	5
BSB <sub>5</sub> (mg/l)	296	157
AFS (mg/l)	288	153
TKN (mg/l)	43	24
PO <sub>4</sub> -P (mg/l)	6	3
CSB <sub>mf</sub> (mg/l)	63	34
SAK (mg/l)	70	40
TW-Anteil -	1000	1000

#### 4.4 Zwischenfazit

Die detaillierte Untersuchung des Abflussgeschehens im Kanalsystem des Einzugsgebiets der KA Spenge hat gezeigt, dass der Fremdwasseranteil im Zufluss zur Kläranlage im Jahresmittel bei ca. 50 % liegt. Die hohen Unterschiede zwischen dem Fremdwasserabfluss im Winter und Sommer sollten bei der Entwicklung von Steuerstrategien für einen integrierten Betrieb von Kanalnetz und Kläranlage berücksichtigt werden.

Insgesamt ist nach Auswertung der Ergebnisse der intensiven Messkampagne festzustellen, dass die genauen Ursachen des Fremdwasseranfalls nicht geklärt werden konnten. Auch eine genauere Zuordnung zu einzelnen Örtlichkeiten punktueller oder lokal begrenzt besonders hoher Fremdwasserzuflüsse konnte aus dem gewonnenen Datenmaterial nicht sicher abgeleitet werden.

Die aus den Messungen gewonnenen Erkenntnisse zum jahreszeitlich stark unterschiedlichen Fremdwasseraufkommen wurden in der Modellbildung bzw. in den Simulationsrechnungen detailliert berücksichtigt.

## 5 ERSTELLUNG DES KANALNETZMODELLS ZUR SCHMUTZFRACHTBERECHNUNG

### 5.1 Grundlagen und Methodik

Die Schmutzfrachtberechnung beschreibt für ein vorgegebenes Niederschlagsereignis bzw. eine Folge von Niederschlagsereignissen den resultierenden Abfluss und seine Verschmutzung (Schmutzfracht) an markanten Punkten einer Kanalisation, insbesondere an den Regenentlastungsbauwerken. Hier wird die Aufteilung in die Teilströme

- weiterführender Abfluss,
- Speicherung und
- Entlastung

entsprechend den baulichen und hydraulischen Bauwerksmerkmalen rechnerisch vollzogen.

Die Bilanzierung dieser Teilströme erlaubt den Nachweis der Wirksamkeit der Einzelbauwerke und des Gesamtsystems für die zugrunde gelegte Systembelastung. Schmutzfrachtmodelle mit detaillierter Berechnung des Kanalabflusses – wie das hier angewendete und nachstehend beschriebene Schmutzfrachtmodell KOSMO – erfassen insbesondere auch die Kanalvolumenaktivierung durch wirklichkeitsnahe Beschreibung des tatsächlichen Abfluss- und Entlastungsverhaltens eines Kanalnetzes.

Die Schmutzfrachtberechnung mit Langzeitsimulation und Betrachtung der zeitlichen Abfolge der Niederschläge liefert ferner Hinweise zur Häufigkeit von Entlastungen bestimmter Größe sowie zur Variabilität der einzelnen Entlastungsereignisse. Durch die differenzierte Betrachtung der Gegebenheiten an den Einzelbauwerken im Einzugsgebiet (Relation Trockenwetterabfluss-Niederschlagsabfluss, Verschmutzung der Abflusskomponenten) kann die jeweilige bauwerkspezifische Entlastungssituation ausgewiesen und beurteilt werden.

Die Schmutzfrachtberechnung orientiert sich an der funktionalen Untergliederung eines städtischen Entwässerungsnetzes mit den Teilsystemen:

- Oberfläche,
- Kanalelemente,
- Entlastungsbauwerke,
- Kläranlage,
- Gewässer.

### 5.2 Beschreibung der verwendeten Software KOSMO

Für die Simulation und Modellerstellung des Kanalnetzes der Stadt Spenge wurde das detaillierte Schmutzfrachtmodell KOSMO (**K**ontinuierliche **S**chmutzfracht**M**odellierung), welches im Rahmen mehrerer wissenschaftlicher und planungspraktischer Projekte mit Erfolg eingesetzt wurde, verwendet. Hierbei handelt es sich um ein hydrologisch-hydrodynamisch-deterministisches Modell (Schmitt, 1994).

Das Schmutzfrachtmodell KOSMO berechnet die Abflussbildung nach der Grenzwertmethode und die Abflusskonzentration mit dem Ansatz der Linearspeicherkaskade. Die Verschmutzung des Niederschlagsabflusses wird durch die Schmutzstoffansammlung („Akkumulation“) wäh-

rend der niederschlagsfreien Zeiten sowie den Stoffabtrag und Stofftransport bei Niederschlag („Abtrag“) phänomenologisch nachgebildet. In der Kanalisation erfolgt die Vermischung mit dem Trockenwetterabfluss, der wahlweise mit zeitlich konstanten Kennwerten oder vorgegebenen Tagesgängen (Abfluss und Fracht) – ggf. differenziert nach Werktagen, Samstag, Sonntag – angesetzt wird.

Der Kanalabfluss kann hydrologisch oder hydrodynamisch berechnet werden. Aufgrund der örtlichen Verhältnisse in Spenge mit flachen, rückstaubeinflussten Kanalabschnitten, wurde die hydrodynamische Berechnungsweise gewählt, um Ein- und Aufstauprozesse realitätsnah abzubilden. Der Kanalabfluss wird dann für alle abgebildeten Haltungen auf Grundlage der vollständigen Saint-Venant-Gleichungen berechnet, wobei die Regentlastungsbauwerke und sonstigen abflussrelevanten Sonderbauwerke in den hydrodynamischen Berechnungsablauf eingebunden sind.

Die Berechnungsweise stützt sich auf die Erstellung eines Grobnetzes, in dem die Hauptkanäle und Sammler mit Zuordnung der Abflussflächen sowie alle relevanten Sonderbauwerke in ihren tatsächlichen Abmessungen und Verknüpfungen enthalten sind.

In der Schmutzfrachtberechnung werden sämtliche Niederschlagsereignisse der angewendeten Jahresniederschlagsreihe in ihrer tatsächlichen zeitlichen Aufeinanderfolge betrachtet, um insbesondere die nachstehenden, entlastungsrelevanten Prozesse zu erfassen.

- Entleerung der Netzspeicherräume nach Ende eines Abflussereignisses bzw. verbleibende Restfüllung der Speicher für nachfolgende Niederschlagsereignisse
- Veränderung der Abflussbereitschaft der Abflussflächen während niederschlagsfreier Zeiten (jahreszeitabhängige Rückbildung des Verlustpotenzials infolge Verdunstung)
- Schmutzstoffakkumulation auf der Oberfläche und als Kanalablagerungen während der Trockenperiode
- Abflussbildung und Abflusskonzentration (Oberflächenabfluss)
- Stoffabtrag und Stofftransport infolge Niederschlagsabfluss
- Nachbildung der Absetzwirkung in Durchlaufbecken (optional)

Das Schutzfrachtmodell KOSMO ist in einer Modellbeschreibung detailliert beschrieben (Schmitt, 2004).

## **5.3 Erstellung und Verifizierung des Schmutzfrachtmodells**

### **5.3.1 Grobnetzbildung und Abbildung der Sonderbauwerke**

#### *5.3.1.1 Erstellung des Grobnetzes*

In der Schmutzfrachtberechnung interessiert in erster Linie das Abfluss- und Entlastungsverhalten an den Entlastungsbauwerken. Deshalb werden die relevanten Bauwerke (Regenüberläufe, Regenüberlaufbecken, Stauraumkanäle, Trennbauwerke zur Beschickung von Speicher- und Entlastungsbauwerken) mit ihren tatsächlichen Abmessungen und ihrer Höhenlage in Relation zu den Kanälen detailliert nachgebildet. Dagegen ist es im Allgemeinen ausreichend, die Struktur und das Abflussverhalten des Kanalnetzes selbst näherungsweise über ein Grobnetz für die Modellierung darzustellen. Dabei werden kleinere Kanalquerschnitte vernachlässigt und gleich-

artige Kanalhaltungen zu längeren Berechnungsstrecken zusammengefasst. Die Flächen und sonstigen abflussrelevanten Kennwerte der Haltungsflächen werden dabei aufsummiert und den gebildeten Berechnungsstrecken ortsgerecht zugeordnet.

Die Kennwerte des Grobnetzes sind in Tabelle 5-1 zusammengestellt. Aufgelistet sind bei Anzahl der Haltungen und Kanalvolumen die Kennzahlen des tatsächlich zum Mischwasserabfluss beitragenden Systems. Anhand des spezifischen Kanalvolumens von 85,2 [m<sup>3</sup>/ha] erkennt man das große und bei stärkeren Regenereignissen aktivierbare Kanalspeichervolumen.

Tabelle 5-1: Kennzahlen des Grobnetzes

Kennzahlen Grobnetz	Einheit	
Anzahl der Haltungen	-	302
Kanalvolumen insgesamt	m <sup>3</sup>	14.423
spezifisches Kanalvolumen	m <sup>3</sup> /ha	85,2
Anzahl der Sonderbauwerke	-	30
Anzahl Regenbecken	-	17
Anzahl Regenüberläufe, Trennbauwerke	-	9
Anzahl Pumpwerke	-	4

### 5.3.1.2 Implementierung der Sonderbauwerke

Die im Einzugsgebiet vorhandenen Sonderbauwerke wurden mit ihren tatsächlichen Bauwerksabmessungen und hydraulischen Kennwerten in den Datensatz des Grobnetzes übernommen. Die Sonderbauwerke sind mit ihren Flächen- und Abflusskennwerten sowie wichtigen Bauwerkskenngrößen in Tabelle 5-2 (Regenbecken), Tabelle 5-4 (Regenüberläufe, Trennbauwerke) und Tabelle 5-5 (Pumpwerke) zusammengestellt.

Da im Schmutzfrachtmodell KOSMO der Kanalabfluss in hydrodynamischer Berechnungsweise ermittelt wird, ergibt sich die Größe des weiterführenden Abflusses an Sonderbauwerken mit Rohrdrossel wirklichkeitsnah und belastungsabhängig aus den Daten zur Netzgeometrie und den momentanen Wasserständen im „Ober- und Unterwasser“.

Bei den Becken ist als Drosselabfluss entweder die maximale Leistung des Entleerungspumpwerkes vorgegeben oder der vorgegebene Wert entspricht dem weiterführenden Abfluss des Trennbauwerks, bei dessen Unterschreiten die Beckenentleerung des im Nebenschluss befindlichen Beckens mit  $Q_{ab,Becken} = Q_{krit} - Q_{ab,TB}$  beginnt. Ist kein Wert vorgegeben, wird der Abfluss aus den Wasserständen im Becken und den Abmessungen der Rohrdrossel berechnet („Q-h-Beziehung“).

Abflusswerte von Überfallschwellen berechnen sich nach dem momentanen Wasserstand vor und hinter der Schwelle – für freien oder unvollkommenen Überfall – nach POLENI bzw. bei überstauter Auslassöffnung nach TORICELLI.

Die Überlaufwerte von Trennbauwerken, die in nachgeschaltete Regenbecken geleitet werden, oder von fiktiven Regenüberlaufbecken und Trennbauwerken werden in der Schmutzfrachtberechnung nicht als Entlastungswerte bilanziert.

Tabelle 5-2: Abwassertechnische Kenndaten der Regenbecken

Nr.	Bauwerk		$Q_{T,aM}$	$A_{E,b}$	Volumen	$Q_{ab}$
	Kennung	BW-Bez.	[l/s]	[ha]	[m <sup>3</sup> ]	[l/s]
1	RUEB-1	RUEB-1 Tiefenweg	0,7	2,0	380	10
2	RUEB-2	RUEB-2 ehem. KA Lenzin- ghausen	8,1	14,0	200	10
3	RUEB-3	RUEB-3 Mühlenburg	1,2	9,1	200	10
4	RUEB-4	RUEB-4 Bielefelder Straße	0,2	1,9	202	7
5	RUEB-5	RUEB-5 Friedhof	13,9	57,5	1.650	65
6	RUEB-6	RUEB-6 Westerenger	2,9	18,0	1.036	30
7	RUEB-7	RUEB-7 Mantershagen	0,7	4,3	162	10
8	RUEB-8	RUEB-8 Kirche Wallenbrück	1,5	5,0	125	22
9	RUEB-9	RUEB-9 Wallenbrück IV	0,9	11,5	1.173	10
10	RUEB-10	RUEB-10 KA Spenge	41,5	133,4	925	30
11	RUEB-11	RUEB-11 KA Hengstenberg	0,3	3,3	80	7
12	fik.RUEB*	fik. RUEB Hengstenberg	-	4,0	200	10
13	RKB-1	RKB-1 Ragenbusch	0	3,4	186	25
14	RKB-2	RKB-2 Ohsener Straße	0	2,9	105	20
15	RRB-5	RRB-5 Schäferwiese	-	-	11.000	80
16	RRB-2	RRB-2 ehem. KA Lenzin- ghausen	-	-	651	20
17	HRB6	HRB-6 Westerenger	-	-	-	40

\* fiktives Becken im Einzugsgebiet des RÜB11 Hengstenberg, um Außengebietszuflüsse abzubilden

Tabelle 5-3: Abwassertechnische Kenndaten der Pumpwerke

Nr.	Kennung	$Q_{T,aM}$	$A_{E,b}$	$Q_P$
		[l/s]	[ha]	[l/s]
1	PW_RUEB2	8,6	16,1	35
2	PS_RUEB3	1,0	0,0	5
3	PW_RUEB7	2,5	11,6	10
4	PW_KA2	4,1	18,8	50

Tabelle 5-4: Abwassertechnische Kenndaten der Regenüberläufe und Trennbauwerke

Nr.	Bauwerk		$Q_{T,aM}$	$A_{E,b}$	$Q_{ab}$
	Kennung	BW-Bez.	[l/s]	[ha]	[l/s]
1	RUE-1	RUE-1 Am Schützenwäldchen	2,3	4,2	175
2	RUE-2	RUE-2 Am Schürhof	1,1	8,3	139
3	TB-1	TB-1 Sarntalerstraße	15,3	25,2	45
4	TB-2	TB-2 Martinsweg	2,6	16,5	15
5	TB-3	TB-3 Neuenkirchener Straße	3,4	3,8	15
6	TB-5	TB-5 Friedhof	13,9	57,5	65
7	fi.TB-KA <sup>1)</sup>	fiktiver TB KA	41,5	133,4	250
8	fi.TB2 <sup>2)</sup>	fiktiver TB2 Ohsener Straße	4,1	15,9	-
9	fi.TB3 <sup>2)</sup>	fiktiver TB3 Ragenbusch	4,0	16,5	-
10	TB-RUEB7	TB-RUEB7 Koestersholz	0,7	4,3	10
11	TB-RUEB1	TB-RUEB1 Tiefenweg	0,4	2,0	10
12	TB-RUEB9	TB-RUEB9 Wallenbrueck IV	0,9	11,5	10

1) Abbildung Zuflussschieber Kläranlage

2) zur Steuerung der Entleerung der RKB

Die Bauwerke wurden im Rahmen der Schmutzfrachtmodellierung mit den entsprechenden Sollwerten bei den Drosselabflüssen abgebildet. Einzig das Trennbauwerk TB-3 wurde, da bekannt ist, dass die Drossel unzuverlässig funktioniert, für die Verifizierung des Modells inderart abgebildet, dass bis zu einem gewissen Wasserstand bis zu 50 l/s weitergeleitet werden können und erst bei länger andauerndem stärkeren Regen auf den Sollwert von 15 l/s gedrosselt wird. Im Rahmen der Durchflussmesskampagne im Kanalnetz (s. Kapitel 3.2.2.1) und der Sichtung der vorhandenen Messdaten an Sonderbauwerken hat sich allerdings gezeigt, dass auch an weiteren Bauwerken die Drosseleinrichtungen oder Entleerungspumpwerke zeitweise nicht auf die Soll-Werte drosseln, die Entleerung von Becken „von Hand“ vorgenommen wurde oder aber Becken über längere Zeiträume gar nicht entleert wurden. Diese „Fehlfunktionen“ konnten

und sollten im Modell nicht nachgebildet werden. Die Abbildung des IST-Zustandes stellt also einen idealisierten Betriebszustand dar.

### **5.3.2 Berücksichtigung ungleichmäßiger Niederschlagsbelastung**

Zur Berücksichtigung der räumlichen Verteilung des Niederschlags wurden bei der Schmutzfrachtsimulation für das Jahr 2005 die Niederschlagsdaten von verschiedenen Niederschlagsstationen (siehe 3.2.1) berücksichtigt.

Die Zuordnung der Abflussflächen zu den Niederschlagsstationen wurde in Anlehnung an das Thiessen-Verfahren ermittelt. Hierbei wurden Polygone erzeugt, deren Begrenzungslinien durch Mittelsenkrechten auf die Verbindungslinien benachbarter Niederschlagsstationen gebildet werden. Innerhalb eines solchen Polygons wird allen Haltungs- und Teileinzugsgebietsflächen der Niederschlag der zugehörigen Station zugeordnet.

### **5.3.3 Vorgehensweise zur Verifizierung des Schmutzfrachtmodells**

Die Genauigkeit von Berechnungen lässt sich erhöhen, wenn die Modellparameter auf die lokalen Gegebenheiten des Berechnungsgebietes angepasst werden. Auch die vorhandenen Eingangsdaten zu Kanalnetz und Sonderbauwerken können fehler- oder lückenhaft sein oder bei der Vereinfachung des zugrunde gelegten Netzes könnten wichtige Abfluss beeinflussende Netzverknüpfungen nicht richtig nachgebildet worden sein. Die Qualität der Abbildung der vorhandenen Gegebenheiten durch das erstellte Modell lässt sich anhand von Niederschlags-Abfluss-Messungen überprüfen. Durch den Vergleich von gemessenen und simulierten Daten können Einstellungen und Parameter des Modells verbessert werden, um eine weitergehende Übereinstimmung mit der Realität zu erreichen. Zusätzlich durchgeführte Qualitätsmessungen im Zufluss der Kläranlage bzw. an anderen Punkten im Kanalnetz bei Trocken- und Regenwetter sollen zur realitätsnahen Abbildung der Zuflussganglinie von Abfluss und Konzentrationen dienen. Bei Mischwasserabfluss können die Messergebnisse zur Einschätzung der Niederschlagsabflussverschmutzung, der Bedeutung von Kanalablagerungen sowie der Sedimentationsleistung von Durchlaufbecken herangezogen werden.

Im speziellen Anwendungsfall ist es besonders wichtig, den Kläranlagenzufluss sowohl in Größe und in der qualitativen Zusammensetzung sehr genau nachzubilden, da anhand der erzeugten Zuflussganglinien Optimierungsstrategien für verschiedene Belastungssituationen auf der Kläranlage erarbeitet werden.

### **5.3.4 Hydraulische Verifizierung und Simulationsparameter**

#### *5.3.4.1 Trockenwetterabfluss*

Anhand der Messdaten wurde ein mittlere Trockenwettertagesgang ermittelt und dieser als Trockenwetterganglinie in KOSMO eingegeben (vgl. Abbildung 5-1). Da sich die mittleren Ganglinien für Wochentage und Wochenende nur im Zeitintervall von 6-8 Uhr deutlich unterscheiden, wurde ein Tagesgang einheitlich für alle Wochentage eingesetzt.

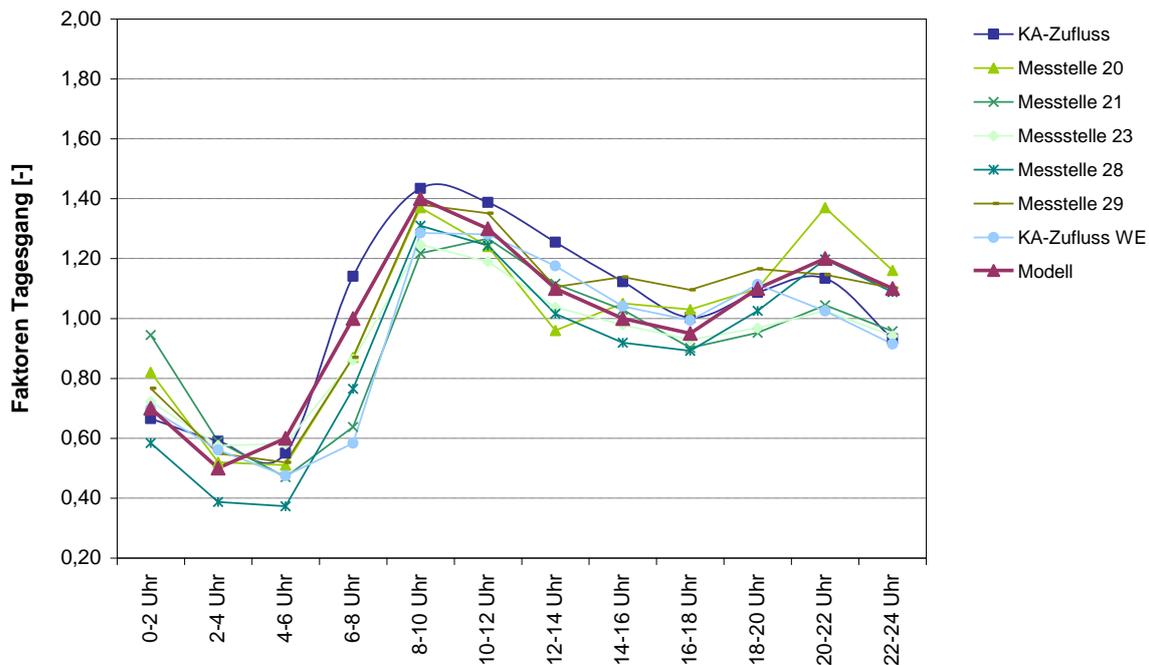


Abbildung 5-1: Ermittlung mittlerer Trockenwettertagesgang

#### 5.3.4.2 Abflussverhältnisse bei Regen

Zur Anpassung des erstellten Grobnetzes und der Simulationsparameter konnten die Daten der Messkampagne von Anfang Mai bis Mitte November 2005 genutzt werden. Von den infrage kommenden Regenereignissen während der Messkampagne wurden für die hydraulische Verifizierung acht Ereignisse ausgewählt.

Mit den üblichen Standard-Modellparametern für die Abflussbildung und -konzentration wurde die Kalibrierung gestartet. Die Simulationsergebnisse wurden mit Füllständen in Regenüberlaufbecken und Durchflüssen an verschiedenen Messstellen verglichen und die Simulationsparameter solange angepasst, bis im Mittel gute Übereinstimmungen gefunden werden konnten.

Als Hauptkriterien gelten:

- Die Verläufe der ausgewählten Regenereignisse sollten sich bei den drei Niederschlagsmessstationen in zeitlichem Verlauf und Regenintensität wenig unterscheiden (relativ gleichmäßige Überregnung des Einzugsgebietes).
- Die simulierten Füllstandsganglinien in Becken sollten möglichst genau mit gemessenen Ganglinien übereinstimmen.
- Simulierte Durchflusganglinien und Abflussvolumina an verschiedenen Punkten des Kanalnetzes sollten möglichst gut mit den gemessenen Ganglinien zusammenpassen.
- Simulierte und gemessene Zuflüsse zur Kläranlage sollten übereinstimmen.

Die gemessenen prozentualen Füllungsgrade sind bei den betrachteten Bauwerken mit Unsicherheiten behaftet, da die Messwerte der Wasserstandsmessungen selbst aufgrund unterschiedlicher Einflüsse einerseits mit „Fehlern“ behaftet sind und andererseits nicht immer plausibel schienen.

Die Darstellungen einzelner Ganglinien für zwei beispielhafte Kalibrierungsereignisse sind im Folgenden aufgeführt. Weitere Beispiele von vergleichenden Ganglinien zu diesen und den anderen Regenereignissen finden sich im Anhang (A.2.2).

### Regenereignis am 12.08.05

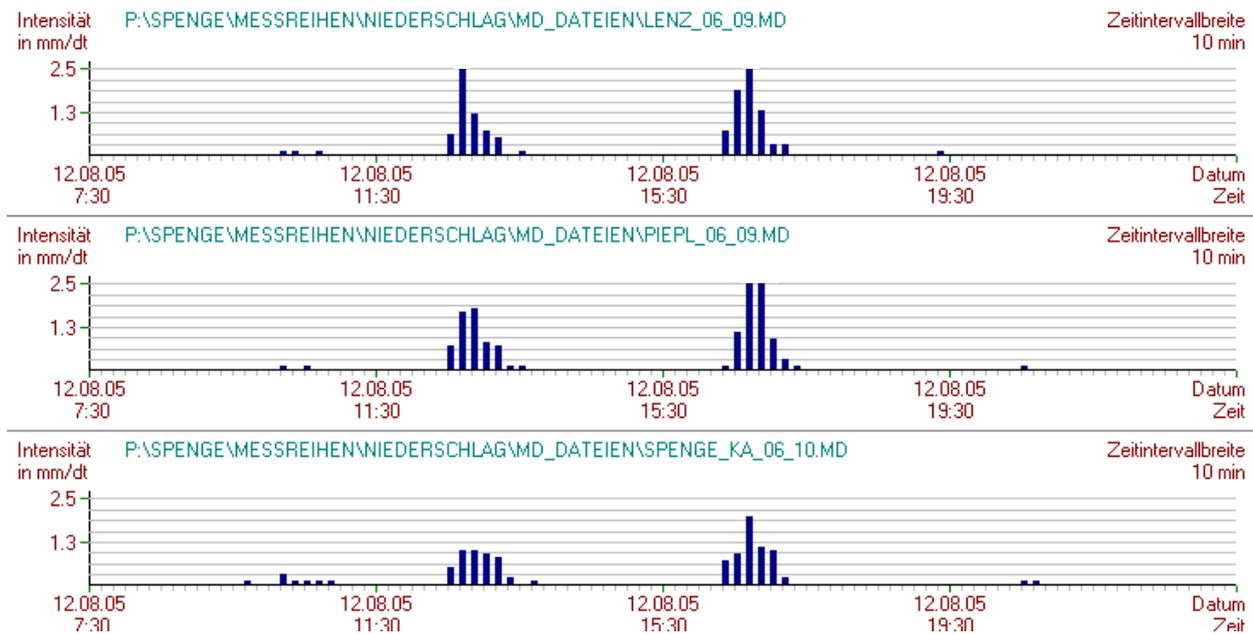


Abbildung 5-2: Niederschlagsverlauf 12.08.05

Im Folgenden sind dargestellt:

- prozentuelle Füllungsgrade von zwei Regenüberlaufbecken RÜB2 (ehem. KA Lenzinghausen) und RÜB4 (Bielefelder Straße),
- Abfluss- und Abflusssummenganglinien an Messstellen M26, M29 und
- Kläranlagezuflussganglinien.

### Regenüberlaufbecken

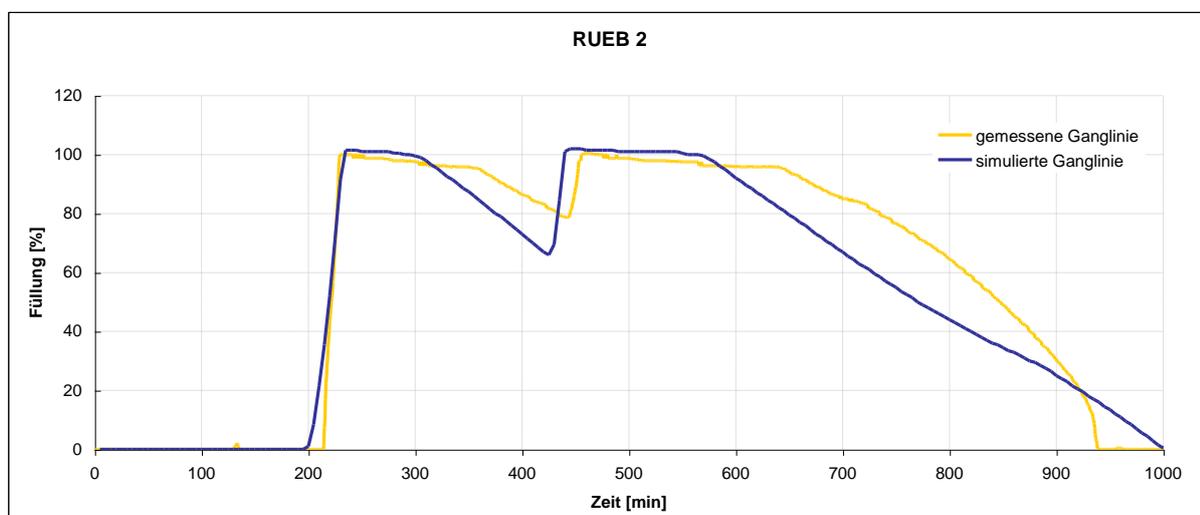


Abbildung 5-3: Wasserstände RÜB2 am 12.08.2005

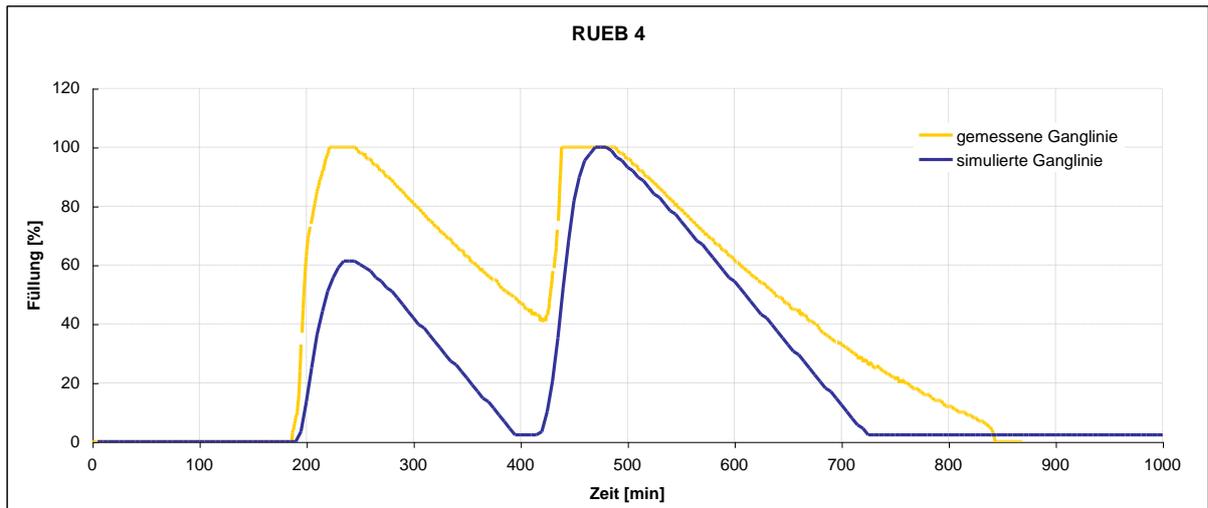


Abbildung 5-4: Wasserstände RÜB4 am 12.08.2005

Es zeigt sich, dass die Füllungen in den beiden Regenüberlaufbecken relativ gut nachgebildet werden. Beim RÜB2 wird die maximale Füllung bzw. der maximale Wasserstand sehr gut getroffen. Beim Regenüberlaufbecken RÜB4 erricht die simulierte Ganglinie zu Anfang nicht den maximal gemessenen Wasserstand. Der zeitliche Verlauf stimmt dennoch sehr gut überein.

Wie in Abbildung 5-4 gezeigt, kann eine gute Übereinstimmung der gemessenen Abflussganglinien mit den simulierten Werten an verschiedenen Messstellen erreicht werden. Der Abfluss an Messstelle 29 ist maßgeblich vom Drosselabfluss an Becken RÜB5 bestimmt. Hier erkennt man, dass im Modell der vorgegebene Drosselabfluss konstant eingehalten wird, während in Realität bei diesem Ereignis der vorhandene E-Schieber den konstanten Wert nicht einhält bzw. die Beckenentleerung nicht automatisiert vollzogen wird. Die gemessenen und simulierten Abflusssummenlinien unterscheiden sich maximal um 10%. Der zeitliche Verlauf des Abflusses wurde jeweils sehr gut abgebildet.

Auch im Zulauf zur Kläranlage kann eine recht gute Übereinstimmung der gemessenen Abflussganglinie und Abflusssummenlinie mit den simulierten Werten erreicht werden. Die Differenzen zwischen 200 und 250 min Simulationsdauer sowie zwischen 420 und 470 min resultieren hauptsächlich aus der im Modell „richtigen“ Abbildung der Drosselung am TB-5 (entspricht Messstelle 29). In Realität zweigen die Messwerte in Abbildung 5-5 rechts oben, dass am Drosselbauwerk teilweise Werte weit über dem Sollwert von 65 l/s weitergeleitet wurden. Diese Effekte wurden im Modell nicht nachgebildet. Weiterhin scheinen auch die Trennbauwerke TB-2 und TB-3 schlechter funktioniert zu haben, als im Modell abgebildet. Im Rahmen der Messkampagne wurden diese beiden Bauwerke als die Hauptursache für die teilweisen sehr hohen Kläranlagenzuflüsse über dem Bemessungswert von 200 l/s eingestuft.

## Messstellen

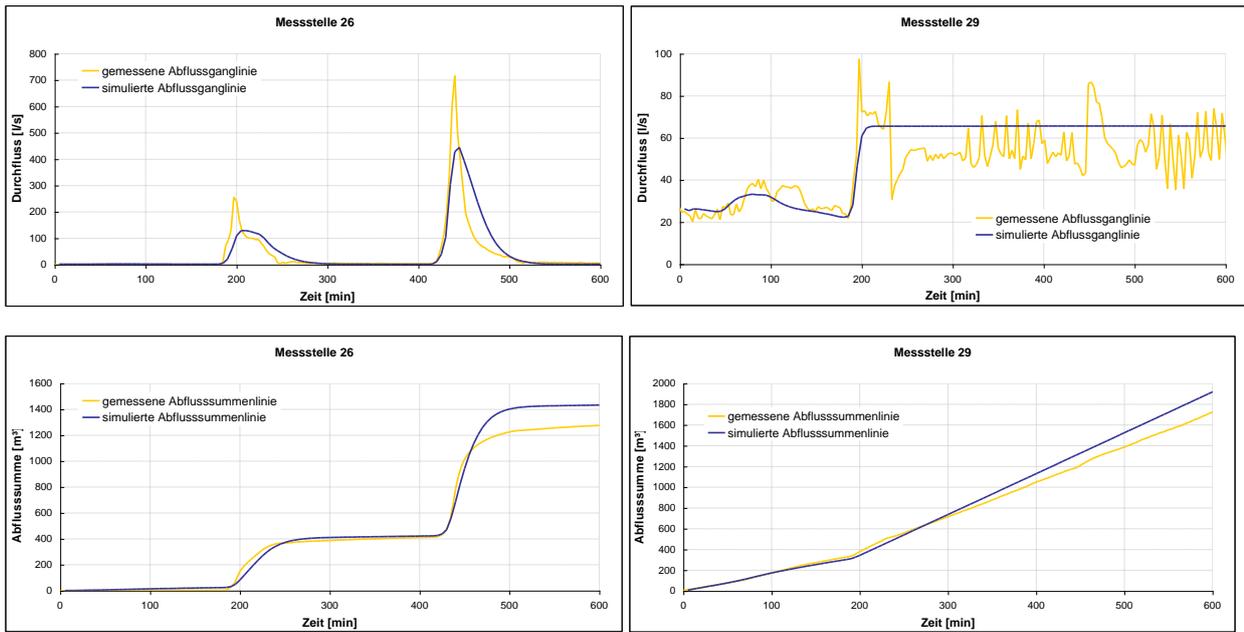


Abbildung 5-5: Abflussganglinien und Abflusssummenganglinien an den Messstellen M26 und M29 am 12.08.2005

## Zufluss zur Kläranlage

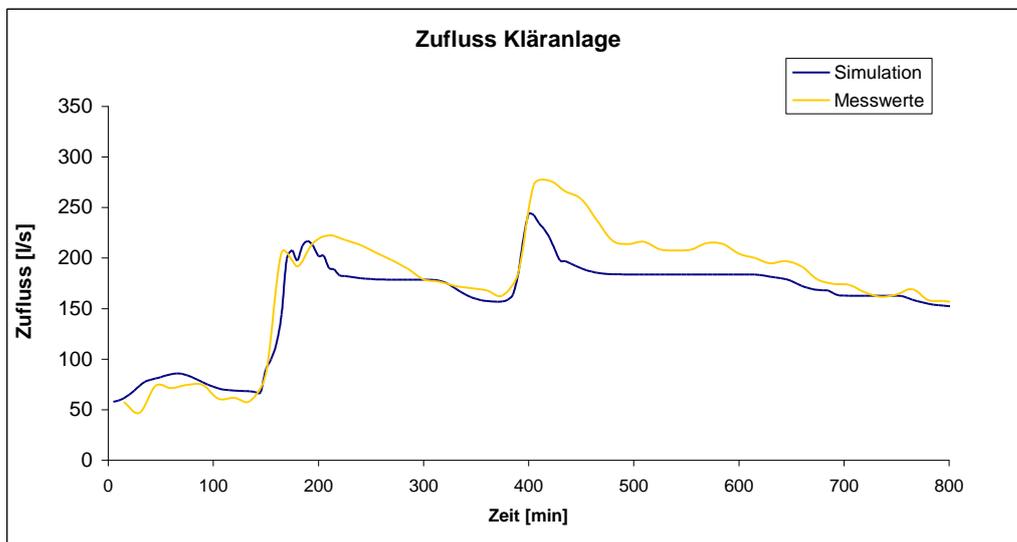


Abbildung 5-6: Abflussganglinien KA-Zufluss am 12.08.2005

## Regenereignis am 15.09.05

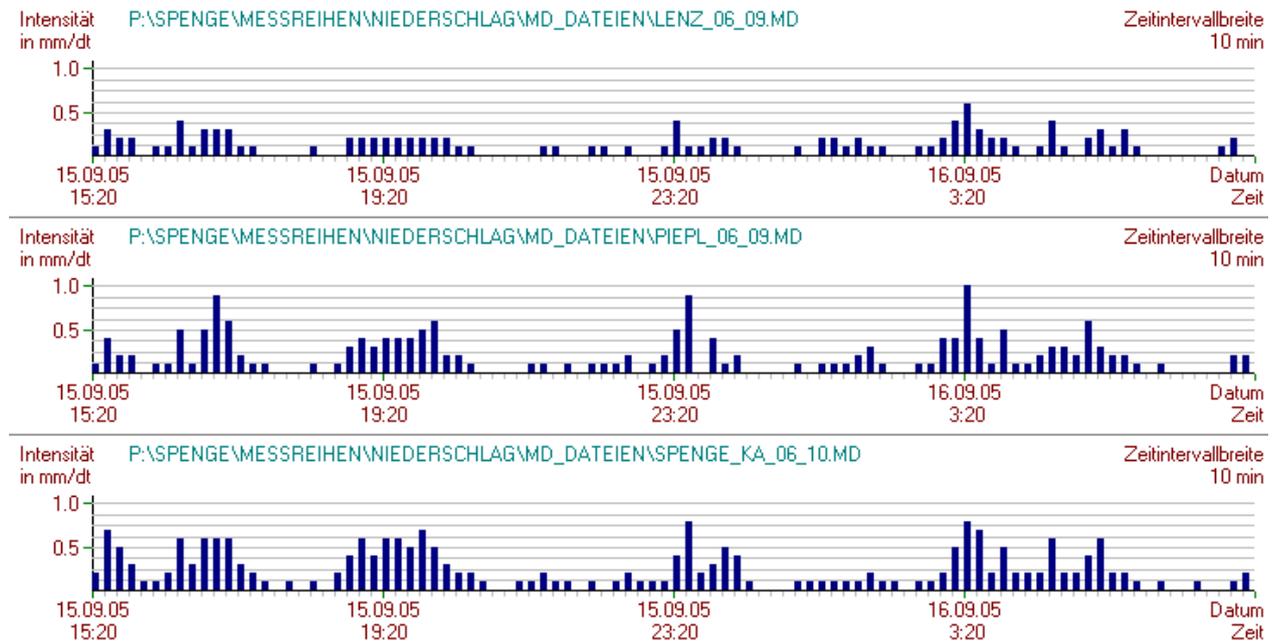


Abbildung 5-7: Niederschlagsverlauf 15.09.05

Dargestellt sind:

- prozentuelle Füllungsgrade von zwei Regenüberlaufbecken RÜB2 (KA Lenzinghausen) und RÜB10 (KA Spenge),
- Abfluss- und Abflusssummenganglinien an zwei Messstellen M36, M31 und
- Kläranlagezuflussganglinien.

### Regenüberlaufbecken

Der Vergleich von gemessenen und simulierten Ganglinien an RÜB10 und RÜB2 (Abbildung 5-8) zeigt, dass die Situation insgesamt gut im Modell erfasst wurde. Der Verlauf der Füllung konnte hier allerdings nicht ganz genau nachgebildet werden. Dies ist bei diesem Ereignis vornehmlich auf die intensitätsmäßig recht ungleichmäßige Überregnung zurückzuführen. Die installierten 3 Niederschlagschreiber geben bei örtlich sehr variablen Regenereignissen wie Gewitterereignissen in den Sommermonaten die wirkliche Niederschlagsituation nur unzureichend wider (siehe Abbildung 5-7).

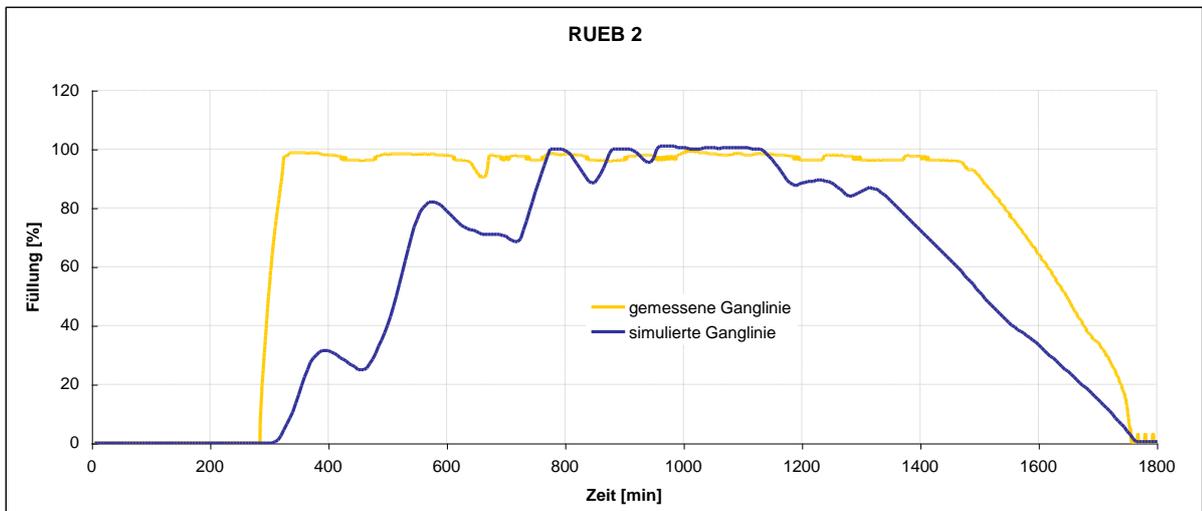
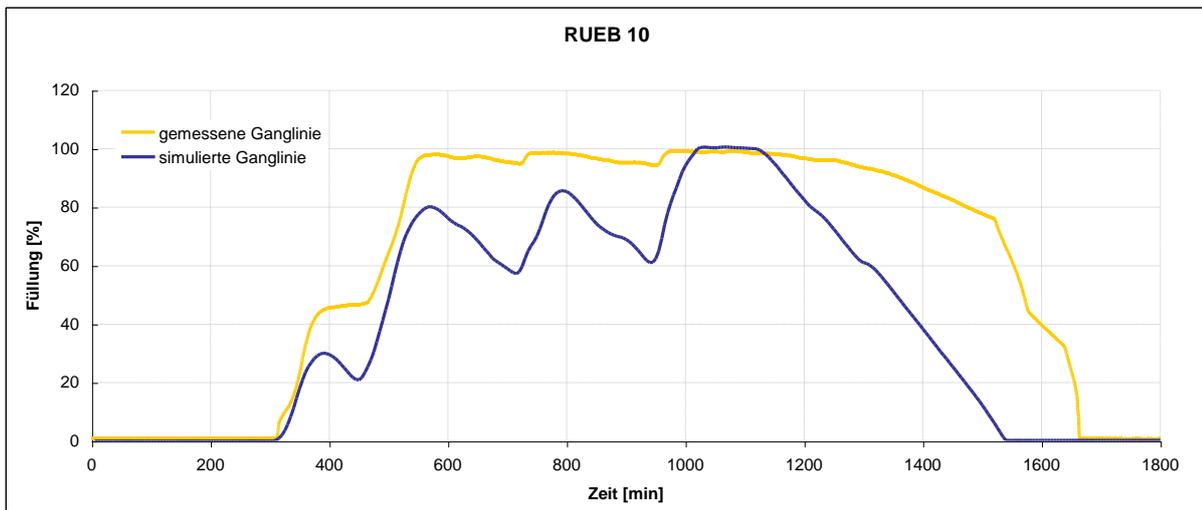


Abbildung 5-8: Wasserstände RÜB10, RÜB2 am 15.09.2005

Messstellen

Anhand der Vergleiche von gemessenen und simulierten Ganglinien an den Messstellen M31 und M26 (Abbildung 5-9) lässt sich erkennen, dass die Situation an diesen Messpunkten insgesamt sehr gut im Modell erfasst wurde. Die Unterschiede bei den Abflussspitzen der Ganglinien bei M32 und allgemein bei den Abflusssummenganglinien liegen vermutlich an der erwähnten Verteilung des Niederschlags.

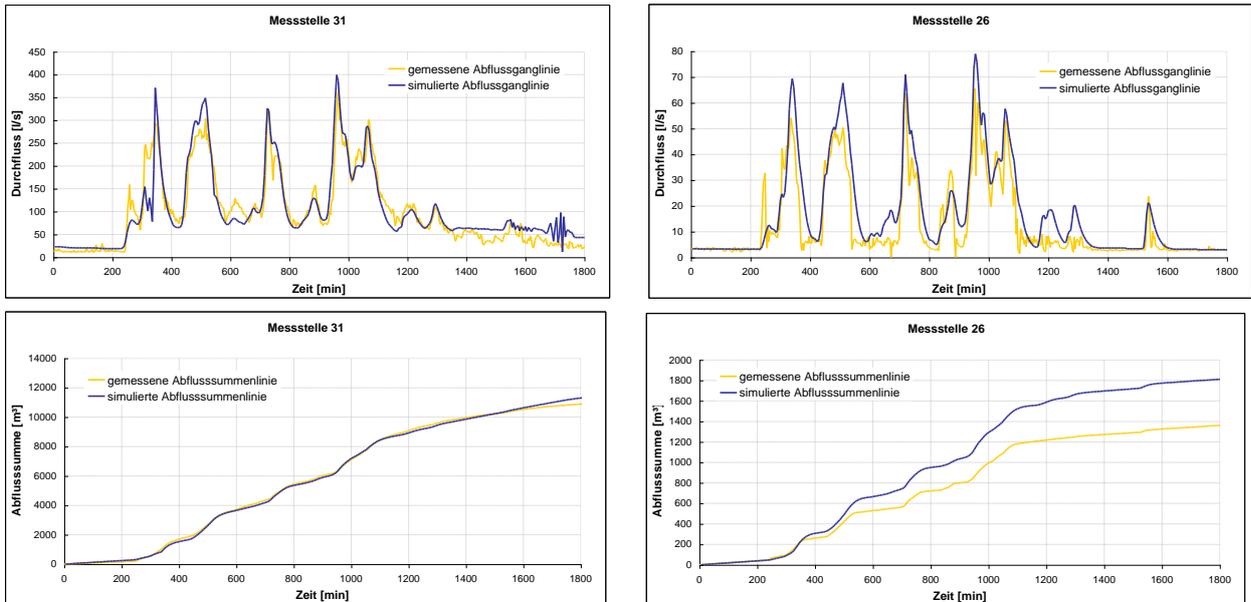


Abbildung 5-9: Abflussganglinien und Abflusssummenganglinien an den Messstellen M31, M26 am 15.09.2005

### Zufluss der Kläranlage

Die Ganglinien des Kläranlagen-Zuflusses am 15.09.05 (Abbildung 5-10) stimmen sehr gut überein.

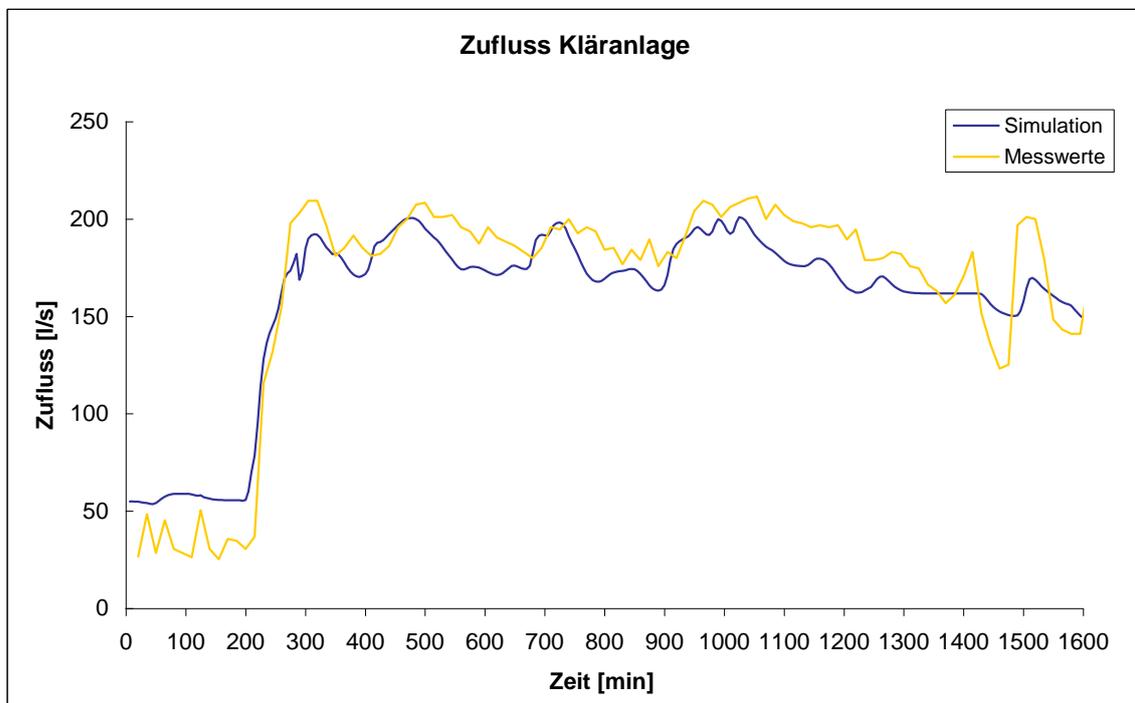


Abbildung 5-10: Abflussganglinien an KA-Zufluss am 15.09.2005

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass das erstellte Grobnetz das hydraulische Verhalten des Entwässerungssystems zutreffend abbildet und das Abfluss- und Entlastungsverhalten des Entwässerungssystems wirklichkeitsnah nachgebildet wird.

#### 5.3.4.3 *Parameter zur Abflussbildung und -konzentration*

Durch die Kalibrierung wurden die folgenden Simulationsparameter zur Berechnung des Oberflächenabflusses bestätigt bzw. festgelegt. Die Modellparameter sind jeweils bezogen auf die befestigten Flächen.

- |   |                          |
|---|--------------------------|
| - Benetzungsverlust                           | 0,25 mm                  |
| - max. Muldenverlust (Neigungsklasse 1/2/3/4) | 2,5 / 2,0 / 1,6 / 1,2 mm |
| - Endabflussbeiwert befestigte Flächen        | 0,96                     |

Die Werte für die maximalen Muldenverluste sind vergleichsweise hoch. Dies kann damit begründet werden, dass die Geländeneigung in weiten Teilen des Berechnungsgebiets sehr gering ist.

### 5.3.5 **Verifizierung der stofflichen Vorgänge und Simulationsparameter**

#### 5.3.5.1 *Verschmutzung Trockenwetterabfluss*

Die Parameter zur Verschmutzung des Trockenwetterabflusses wurden anhand der Kläranlagentagebücher und der ergänzenden Messkampagnen für den Zufluss zur Kläranlage als mittlere Konzentrationen ermittelt. Wegen des deutlich variierenden Fremdwasserzuflusses und der damit verbundenen Verdünnungen des Schmutzwassers wurden (wie in Kap. 4.3 detailliert beschrieben) die Parameter zur Verschmutzung des Trockenwetterabflusses für Winterzeit (November – April) und für Sommer (Mai – Oktober) unterschiedlich definiert. Diese Werte (Tabelle 4-6) wurden im Modell als Verschmutzung des Trockenwetterabflusses vorgegeben.

#### 5.3.5.2 *Verschmutzung des Niederschlagsabflusses*

Konzentrationsverläufe bei Regenwetter konnten im Kläranlagenzufluss und im Zufluss zum Becken RÜB5 aufgrund der vorliegenden Messwerte (Online-Messdaten und Laboranalytik) bestimmt werden (s. auch Kap. 3.2.2.2). Zur Anpassung der Modellparameter für die Verschmutzung des Niederschlagsabflusses wurden umfangreiche Simulationen durchgeführt. Die Messkampagne hat gezeigt, dass im Zufluss zur Kläranlage ein sehr ausgeprägter Spülstoß zu Beginn von Regenereignissen auftreten kann. Nach dem Regenende zeigt sich bei einigen Ereignissen auch ein „Entleerungsstoß“. Diese stoffliche Dynamik soll mit dem Modell möglichst realitätsnah abgebildet werden.

Die Verschmutzung im Niederschlagsabfluss wird wie oben erwähnt durch Akkumulations- und Abtragsfunktionen berechnet. Im Modell werden hierfür die folgenden Parameter benötigt:

- Akkumulationsrate in (1/d)
- Abtragskonstante in (1/mm)
- Formfaktor  $w$  (-) für Stoffabtrag
- max. Schmutzpotenzial auf der Oberfläche bei sehr langer Trockenperiode (kg/ha)

Diese Parameter wurden im Rahmen der stofflichen Verifizierung angepasst, um insgesamt eine möglichst gute Überstimmung mit den Messwerten zu erreichen. Durch den Ansatz für die Verschmutzung des Oberflächenabflusses wird gleichzeitig im Modell auch der Einfluss von Sedimentation und Remobilisierung im Kanalnetz vereinfacht abgebildet.

Am Beispiel des Regenereignisses am 04.07.05 und dem Parameter CSB ist diese Anpassung in Abbildung 5-11 und Abbildung 5-12 gezeigt. Ausgehend von Standardwerten (Var 0) wurden die Akkumulations- und Abtragsparameter solange angepasst, bis die Konzentrationsverläufe gut getroffen wurden und vor allem die ereignisbezogene Schmutzfracht zwischen Simulations- und Messwerten nur wenig differierte (Var 5). Mit den ausgewählten Parametern konnten auch die stofflichen Ganglinien bei anderen Ereignissen gut nachgebildet werden (s. Anhang A.2.3)

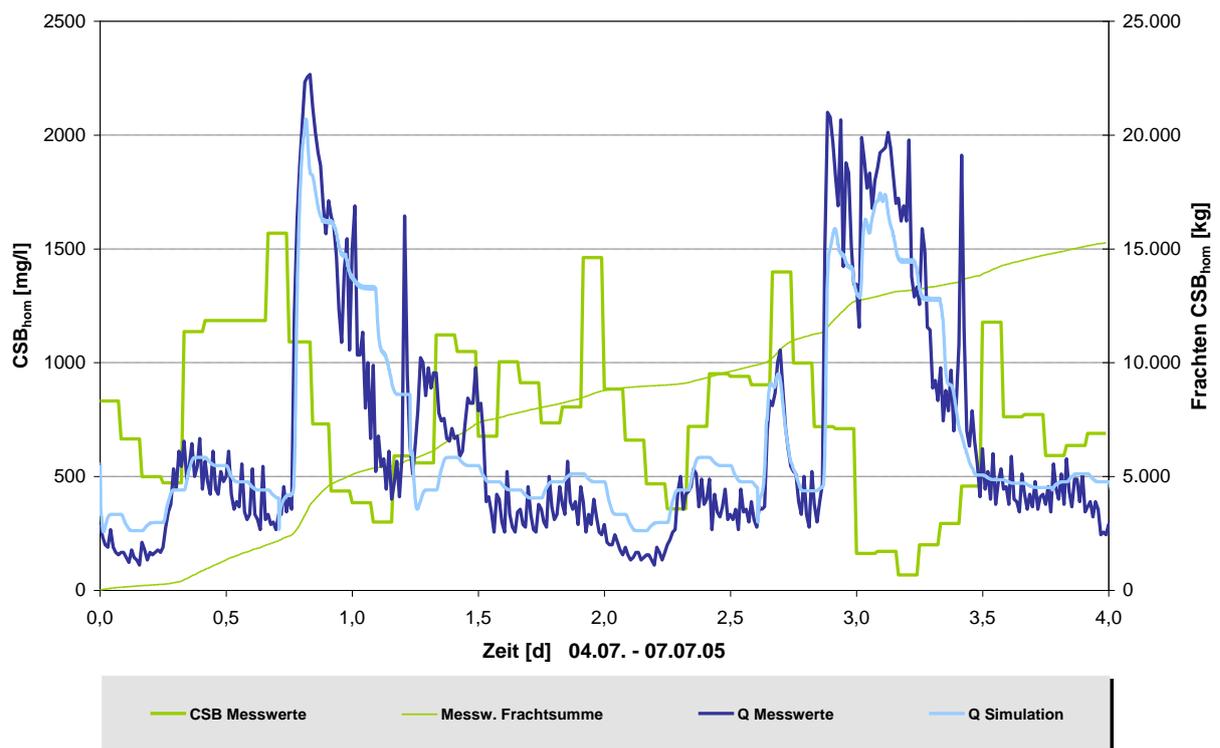


Abbildung 5-11: Gemessene CSB-Ganglinien und –Frachtsummen im Kläranlagenzufluss am 04.07.05

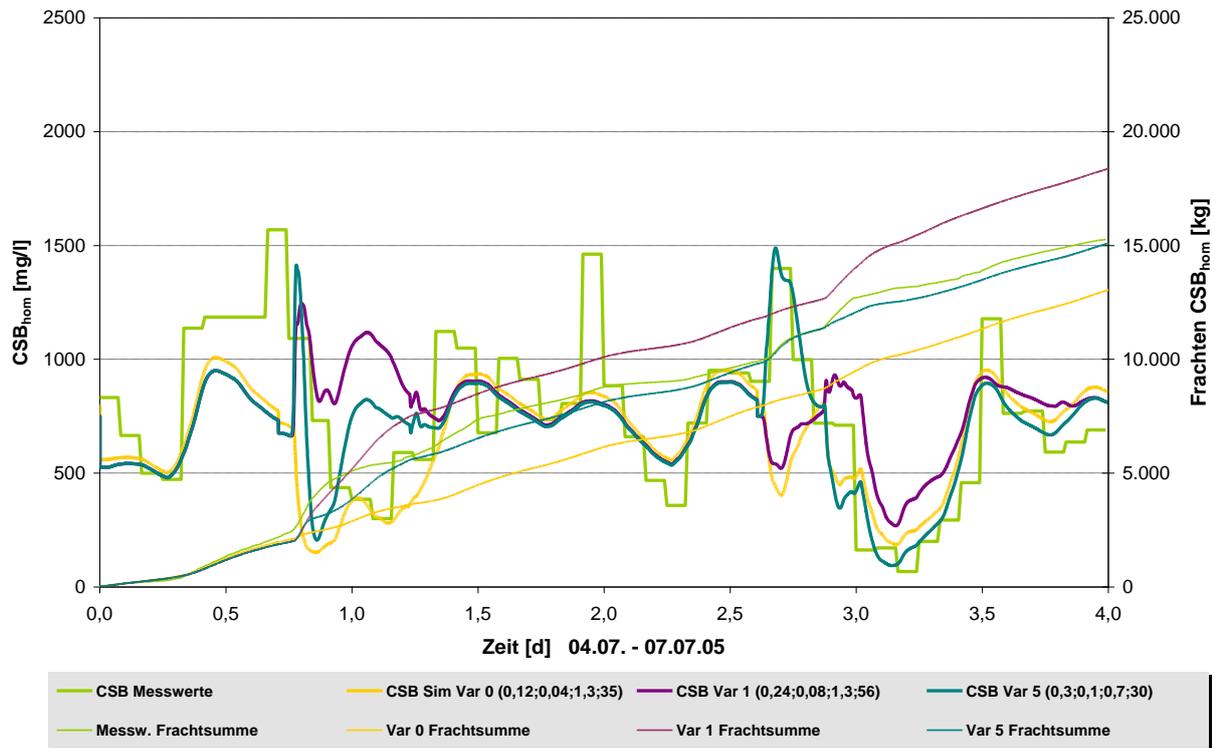


Abbildung 5-12: Ergebnisse der Simulationsrechnung mit verschiedenen Parametervorgaben

### 5.3.5.3 Parameter zur Schmutzfrachtberechnung

Mit den in der Verifizierungsphase festgelegten Stoffpotenzialen und Formfaktoren der Akkumulations- und Abtragsfunktionen ergeben sich die in Tabelle 5-5 zusammengestellten mittleren Verschmutzungen im Niederschlagsabfluss. Hierzu wurden in einer Voranalyse sämtliche Niederschlagsereignisse der langjährigen Niederschlagsreihe aus Bielefeld in ihrer tatsächlichen zeitlichen Aufeinanderfolge betrachtet, um folgende Prozesse zu erfassen:

- Veränderung der Abflussbereitschaft der Abflussflächen in niederschlagsfreien Zeiten,
- Abflussbildung und Abflusskonzentration während der Niederschlagsereignisse.

Für Stoffparameter, bei denen keine oder nur wenige Messungen vorlagen, wurden Literatur- bzw. Erfahrungswerte angesetzt.

Tabelle 5-5: Parameter zur Verschmutzung des Niederschlagsabflusses

Parameter	mittlere Verschmutzung Niederschlagsabfluss
CSB (mg/l)	250
CSB <sub>i</sub> (mg/l)	10
NH <sub>4</sub> -N (mg/l)	1
NO <sub>3</sub> -N (mg/l)	2
P <sub>ges</sub> (mg/l)	0,6
BSB <sub>5</sub> (mg/l)	20
AFS (mg/l)	150
TKN (mg/l)	3
PO <sub>4</sub> -P (mg/l)	1
CSB <sub>mf</sub> (mg/l)	100
SAK (mg/l)	20

Die mittleren Verschmutzungen im Niederschlagsabfluss sind v.a. beim CSB vergleichsweise hoch. Einerseits können sich im relativ flachen Einzugsgebiet mehr Schmutzstoffe auf der Oberfläche ansammeln, andererseits lagern sich im Kanalnetz bei Trockenwetter anscheinend viele Sedimente an, die bei Regenereignissen abgespült werden. Da diese Effekte mit der Verschmutzung der Oberflächenabflüsse gleichzeitig abgebildet werden, resultieren hohe mittlere Verschmutzungen.

#### 5.4 Zwischenfazit

Im Rahmen der vorangegangenen Abschnitte wurde dargestellt, dass es mit Hilfe der zur Verfügung stehenden Messdaten möglich war, ein Modell zur Schmutzfrachtberechnung für Spenge zu erzeugen und dies anhand ausgewählter Regenereignissen hydraulisch und stofflich zu verifizieren. Das Modell dürfte somit das Abfluss- und Entlastungsverhalten des Entwässerungssystems Spenge insgesamt wirklichkeitsnah wiedergeben.

## 6 ERSTELLUNG DES KLÄRANLAGENMODELLS

Für die Kalibrierung und Validierung wurde zunächst ein Kalibrierungsreaktormodell erstellt, der mit den Messdaten aus der Messkampagne 1 und 6 (Tabelle 3-8) analysiert wurde. Für die Durchführung von Studien wurde ein Gesamtmodell bestehend aus dem Beschickungspumpwerk, den beiden Pufferbehältern und den drei SBR-Reaktoren erstellt. In den nachfolgenden Kapiteln wird die Erstellung dieser beiden Modelle detailliert dargestellt und der Vorgang der Kalibrierung und Validierung geschildert.

### 6.1 Beschreibung der verwendeten Software

Zur Simulation von Kläranlagen wird seit mehreren Jahren von der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH die Software SIMBA<sup>®</sup> 4.2 vom ifak - Institut fuer Automation und Kommunikation e.V. Magdeburg sowie MATLAB<sup>®</sup> 6.1 und Simulink<sup>®</sup> von the Mathworks, inc. erfolgreich eingesetzt. Die Software SIMBA<sup>®</sup> 4.2 enthält alle international gebräuchlichen Belebtschlammmodelle und bietet bereits vorprogrammierte Behälter in Form von Vorklärbecken, Nachklärbecken, mehrschichtigen SBR-Reaktoren, Kaskadendenitrifikationsbecken, Faultürme, Schlammbehandlungs- und Regeltechnikwerkzeuge für verschiedene Fragestellungen an. Darüber hinaus kommuniziert es mit der Matlab- und Simulinkplattform und ist so flexibel gestaltet, dass komplexe Regeltechnikvorgänge mit Hilfe von Simulink integriert werden können.

Die Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH hat SIMBA<sup>®</sup> 4.2 bereits für die Simulation von drei SBR-Kläranlagen in ASM1 und einer SBR-Kläranlage in ASM2d genutzt. Mit Hilfe der durchgeführten Simulationsstudien konnten Optimierungs- und Regelstrategien entwickelt werden, die zur Senkung der Emissionswerte und der Betriebskosten führten. Aufgrund der Zielsetzung des Projektes und des Erfahrungsschatzes der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH in Kläranlagensimulationen sollte ein kombiniertes Modell, das ASM3-EAWAG-Bio-P-Modell, eingesetzt werden, um neben den Speicherprozessen im Pufferbehälter die biologische Phosphat-Elimination nachzubilden. Dieses kombinierte Modell ist in der Praxis noch wenig untersucht und musste daher als separates Modell, das von der Eidgenössischen Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz im SIMBA-Portal freigestellt wurde, in SIMBA<sup>®</sup> 4.2 integriert werden. Ein Variantenvergleich zwischen ASM2d, welches ebenfalls den Bio-P-Vorgang simuliert, zeigte, dass das ASM3-EAWAG-BioP-Modell vorteilhafter war. Zur genauen Begründung wird auf Kap. 2.4.3 verwiesen.

### 6.2 Erstellung des Kläranlagenmodells

#### 6.2.1 Der Kalibrierungsreaktor

Zur Ermittlung der kinetischen und stöchiometrischen Parameter, die für das Kläranlagenmodell Spenge geeignet sind, sollte die Onlinedaten-Kalibrierungsmethode eingesetzt werden, da die NH<sub>4</sub><sup>-</sup>, NO<sub>3</sub><sup>-</sup> und PO<sub>4</sub><sup>-</sup> Onlinemessungen im Leitreaktor so gute Übereinstimmung mit den gemessenen Daten lieferte.

Dafür wurde ein Modell generiert, das lediglich aus einem dreischichtigen SBR-Reaktor besteht, dem sogenannten Leitreaktor SBR2. Alle relevanten Regelstrategien der PLS für die Beschickung, Belüftung, Dosierung, Überschussschlammabzug und Dekantierung wurden in dem Modell so integriert, dass die Vorgänge während der Messkampagnen 1 und 6 mit diesem Mo-

dell nachgebildet werden konnten. In Abbildung 6-1 wird das Kalibrierungsreaktormodell im Überblick gezeigt.

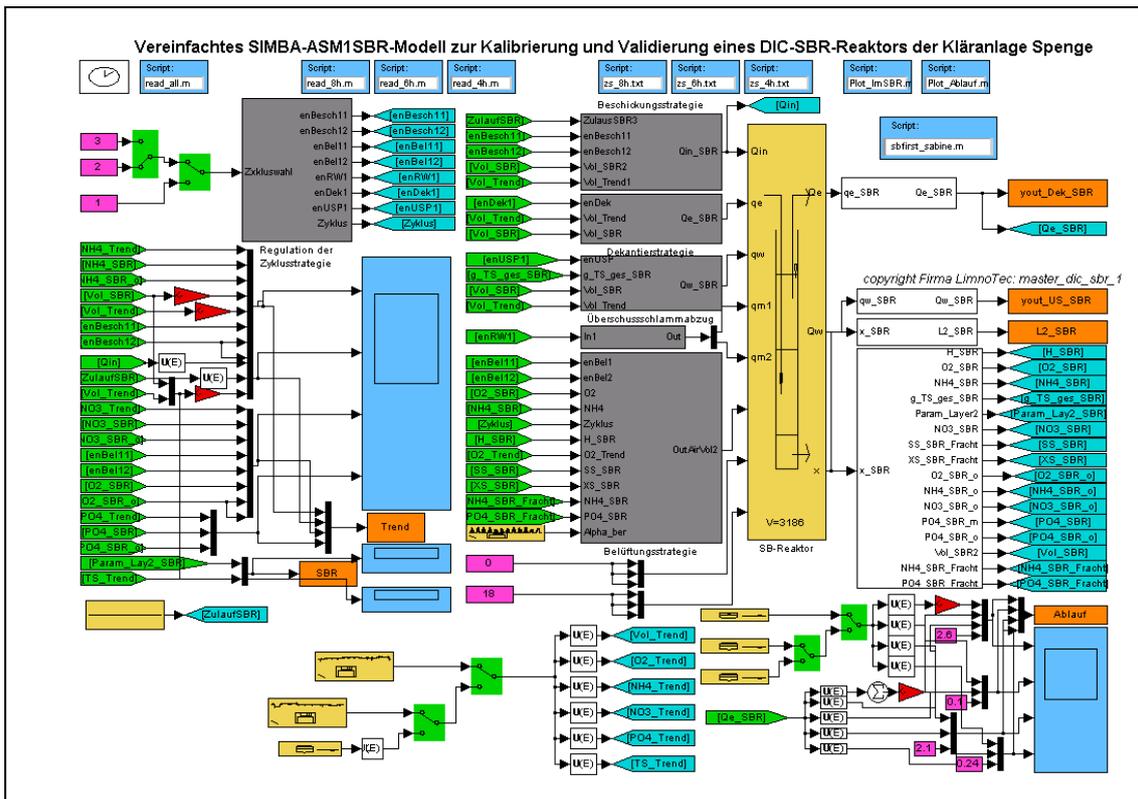


Abbildung 6-1: Kalibrierungsreaktor der Kläranlage Spenge

Die grauen Kästchen stellen in mehreren Ebenen verzweigte Subsysteme dar, die regeltechnische PLS-Strategien simulieren. Das Herzstück ist die eigens von der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH entwickelte Regulation der Zyklusstrategie mit der eingebetteten Matlab-Funktion (Abbildung 6-2).

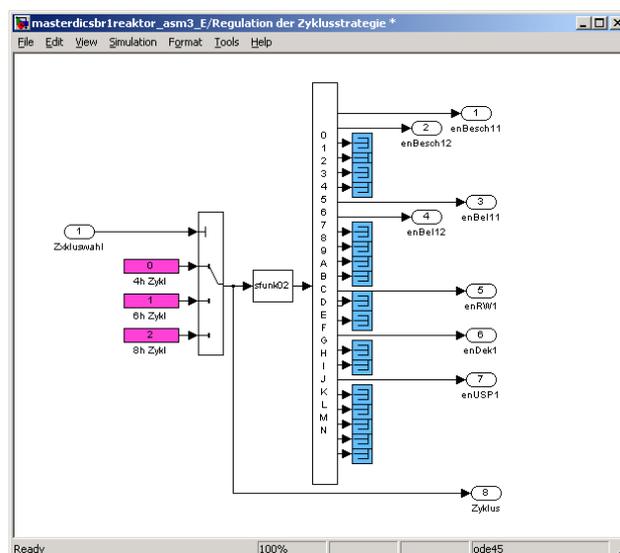


Abbildung 6-2: Zyklusstrategie des SBR-Modells

Die Regulation der Zyklusstrategie liefert die Signale für die Beschickung, Belüftung und Dekantierung, die wiederum in grauen Kästchen in mehreren Subsystemen geeignete Signale mit Hilfe von Simulink-Blöcken liefern. In Abbildung 6-3 ist die Beschickungsstrategie für die Vorlaufsituation dargestellt, während Abbildung 6-4 die verschiedenen Ebenen der Belüftungsstrategie zeigt.

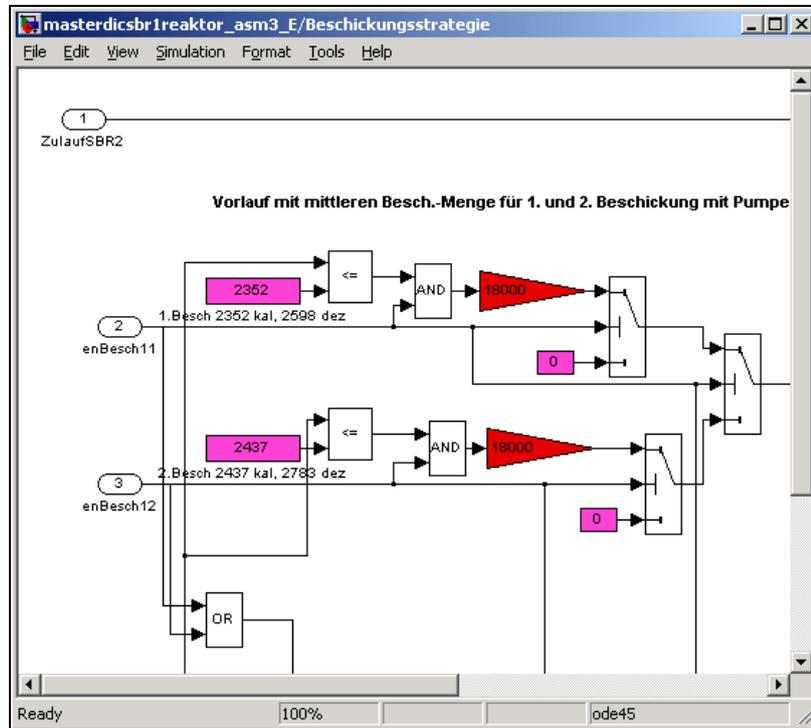


Abbildung 6-3: Beschickungsstrategie für die Vorläufe

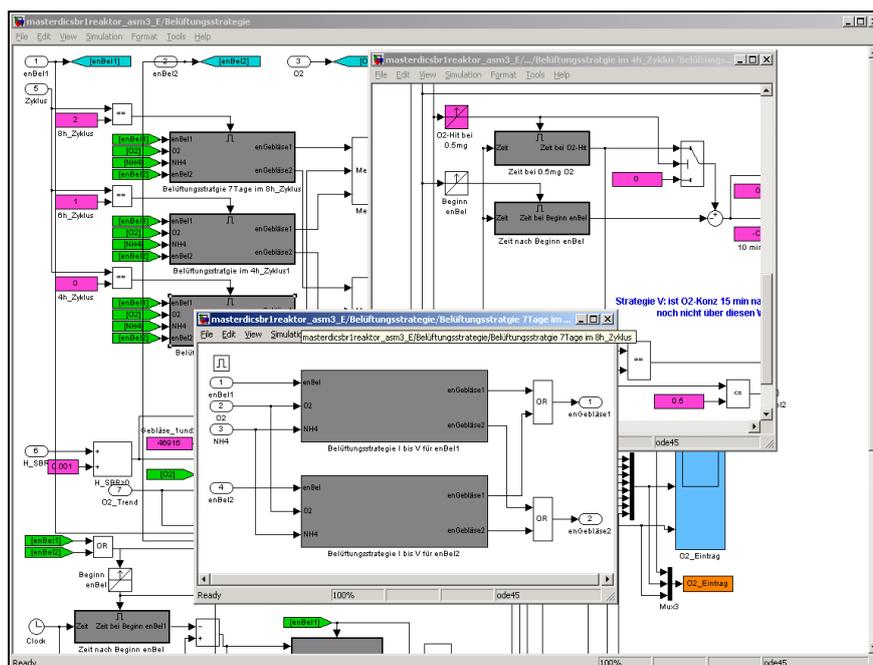


Abbildung 6-4: Subsysteme der Belüftungsstrategie

Auf diese Weise konnten alle Vorgänge während der Messkampagnen 1 und 6 im Kalibrierungsreaktormodell genau abgebildet werden, so dass das Modell für den Kalibrierungs- und Validierungsvorgang bereit stand.

### 6.2.2 Das Gesamtmodell

Zur Durchführung von integrierten Studien unter verschiedenen Mischwasserbelastungssituationen war es notwendig ein Gesamtmodell zu erstellen, das alle relevanten Behälter und Regelstrategien berücksichtigt. Hierzu wurden im Gesamtmodell die drei SBR-Reaktoren in dreischichtigen SBR-Simulationsblöcken dargestellt und konfiguriert. Des Weiteren wurde ein Beschickungspumpwerk generiert, das den Zulauf und die Verteilung der Zuläufe auf die Pufferbehälter und die SBR-Reaktoren simuliert. Da der Pufferbehälter 1 für die unterschiedlichen Beschickungen im DIC-SBR-Betrieb verantwortlich ist, musste auch dieser Behälter basierend auf einem dreischichtigen SBR-Block programmiert und konfiguriert werden. Allerdings wurde er – wie in Realität – im Bypass eingeführt. Da bis dahin noch nicht bekannt war inwieweit der Pufferbehälter 2 strategisch in die Regeltechnik eingebunden werden sollte, wurde dieser Behälter ebenfalls mit einem dreischichtigen SBR-Block dargestellt und konfiguriert. Auch dieser Pufferbehälter wurde im Modell als Bypass eingebettet.

Abbildung 6-5 zeigt das Gesamtmodell in der ersten Ebene. Auch hier sind die Regelstrategien in grauen Kästchen in verzweigten Subsystemen zur besseren Übersicht untergebracht.

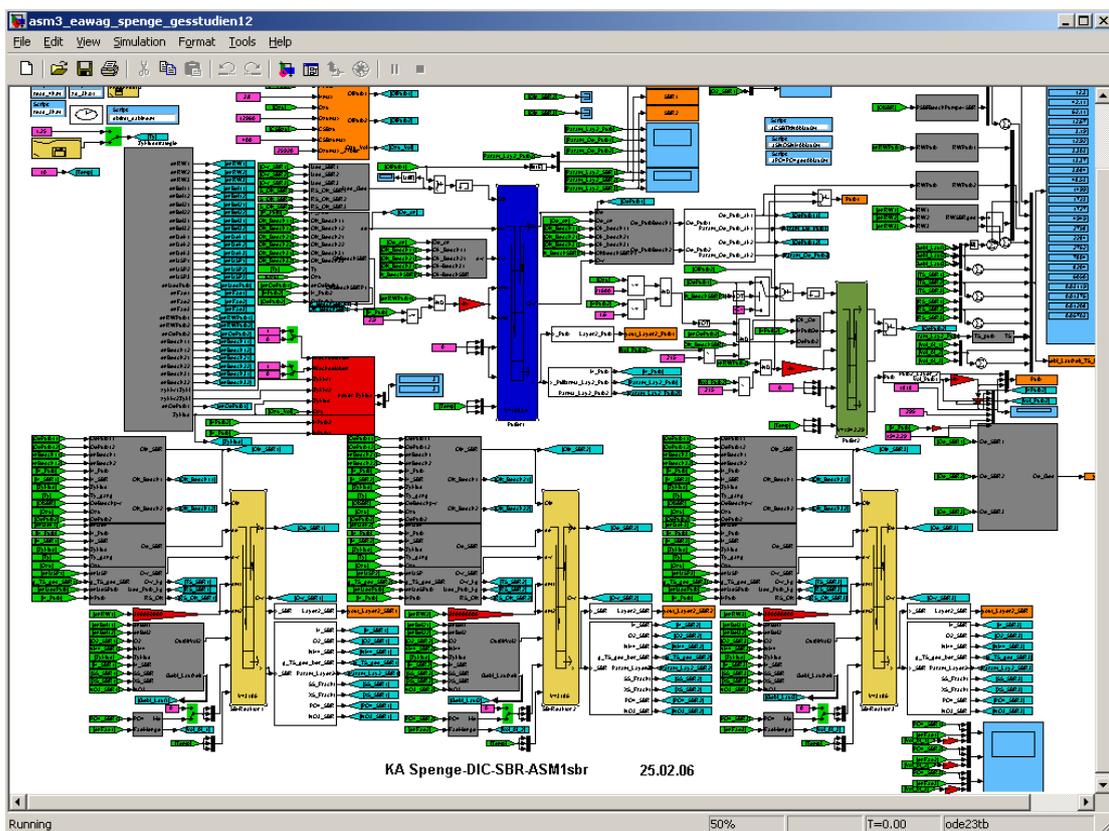


Abbildung 6-5: Gesamtmodell der Kläranlage Spenge

Dem Abwasserweg folgend werden nun einzelne Elemente des Modells vorgestellt. Für die Implementierung der Kanalläufe wurde ein Konvertierungsblock konstruiert, der es erlaubte, die Kanalsimulationsdaten aus ASCII-Dateien so umzuwandeln, dass automatisch eine Fraktionierung nach dem ASM3-EAWAG-BioP-Modell erfolgte (Abbildung 6-6).

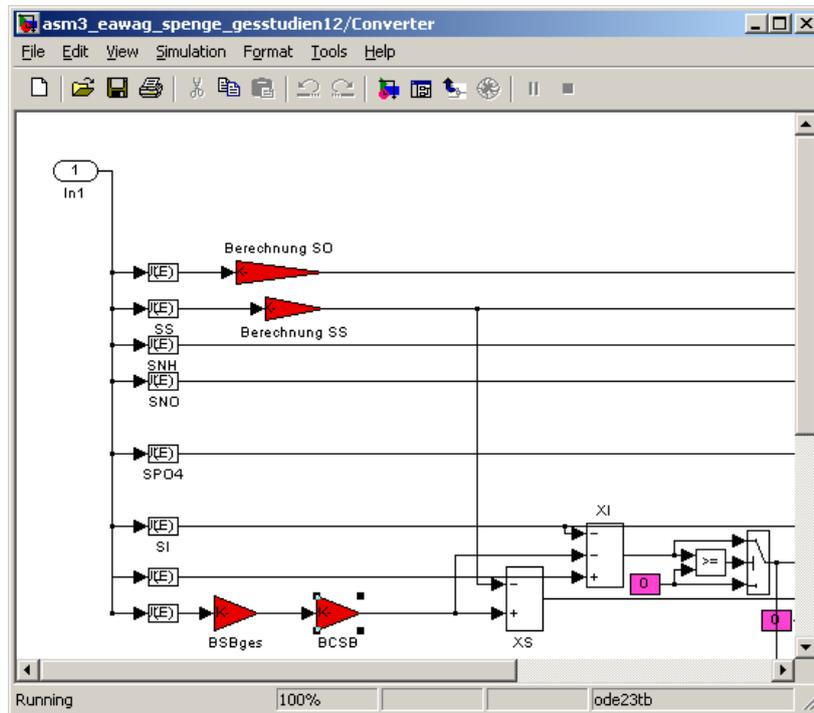


Abbildung 6-6: Konvertierungsblock zur Fraktionierung im ASM3-EAWAG-BioP-Modell

Das Beschickungspumpwerk dient im Modell auch als Verteiler der Zuläufe auf die SBR-Reaktoren und die beiden Pufferbehälter (Abbildung 6-7). Allerdings fließt das Abwasser der Pufferbehälter nicht erst ins Beschickungspumpwerk zurück – wie in Realität – sondern die Teilströme werden direkt mit dem Zulauf kurz vor Einleitung in die Reaktoren gemischt (Abbildung 6-9). Diese Vorgehensweise war notwendig, damit im Modell keine unnötigen algebraischen Loops entstanden, die die Simulation erschwert hätten. Durch vorherige Einstellung der Fließgeschwindigkeit aus den Pufferbehältern wurde gewährleistet, dass diese Art der Programmierung im Grunde dasselbe Resultat lieferte (Kap. 6.3).

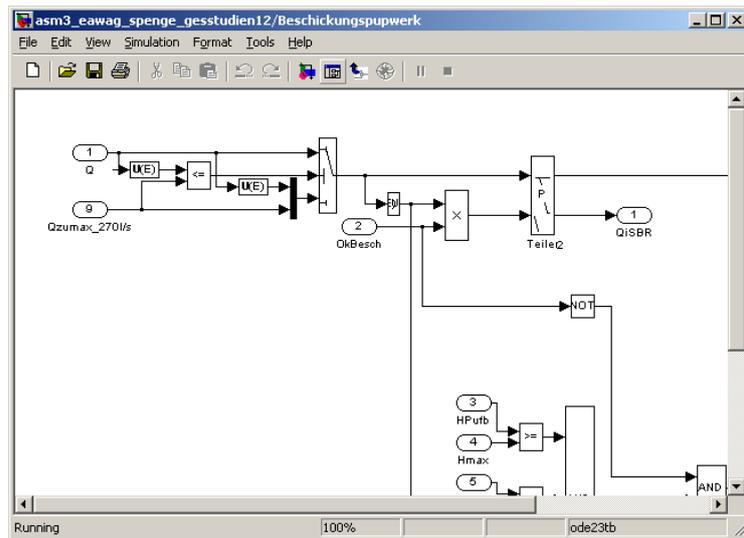


Abbildung 6-7: Beschickungspumpwerk im ASM3-EAWAG-BioP-Modell

Die spezifische Betriebsführung der Pufferbehälter wurde integriert. Beim Pufferbehälter 1 wurde die spezielle Betriebsführung im DIC-SBR und RS-SBR-Modus berücksichtigt. Dies wird im Anhang gezeigt (A.2.4 Regulation Pufferbehälter 1 im ASM3-EAWAG-BioP-Modell). Der Abfluss, der in Realität im Freigefälle erfolgt, wurde in mehreren Stufen vorprogrammiert, so dass eine Einstellung bei der Kalibrierung des Gesamtmodells möglich war (Kap. 6.3).

Das RS-Verfahren wurde programmiert, indem Belebtschlamm aus den Reaktoren in den Pufferbehälter geleitet wurde. Dies wird ebenfalls im Anhang dargestellt (A.2.5 RS-Verfahren im ASM3-EAWAG-BioP-Modell).

Im Modell wurde die Zyklusstrategie in den Drei-Reaktor-Modus umgestellt und entsprechend angepasst (Abbildung 6-8).

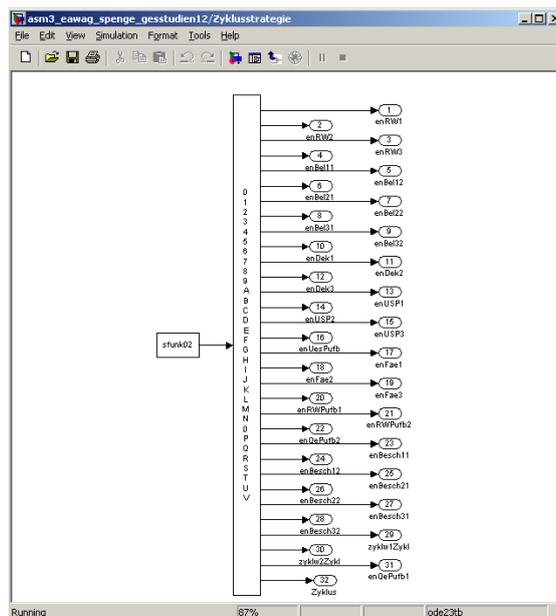


Abbildung 6-8: Regulation der Zyklusstrategie

Dieses Grundgerüst wurde nun durch die spezifische Regelstrategie erweitert. Dabei konnte bezüglich der Zyklus-, Beschickungs-, Belüftungs- und Dekantierstrategie partiell auf das Kalibrierungsreaktormodell zurückgegriffen werden.

Die Beschickungsstrategie musste im Vergleich zum Kalibrierungsreaktor komplexer gestaltet werden, um nun zu gewährleisten, dass die Zuläufe mit den zwischengespeicherten Zuläufen aus den Pufferbehältern bei der Beschickung der Reaktoren vorher gemischt werden, da die Puffer nur im Bypass betrieben werden (Abbildung 6-9).

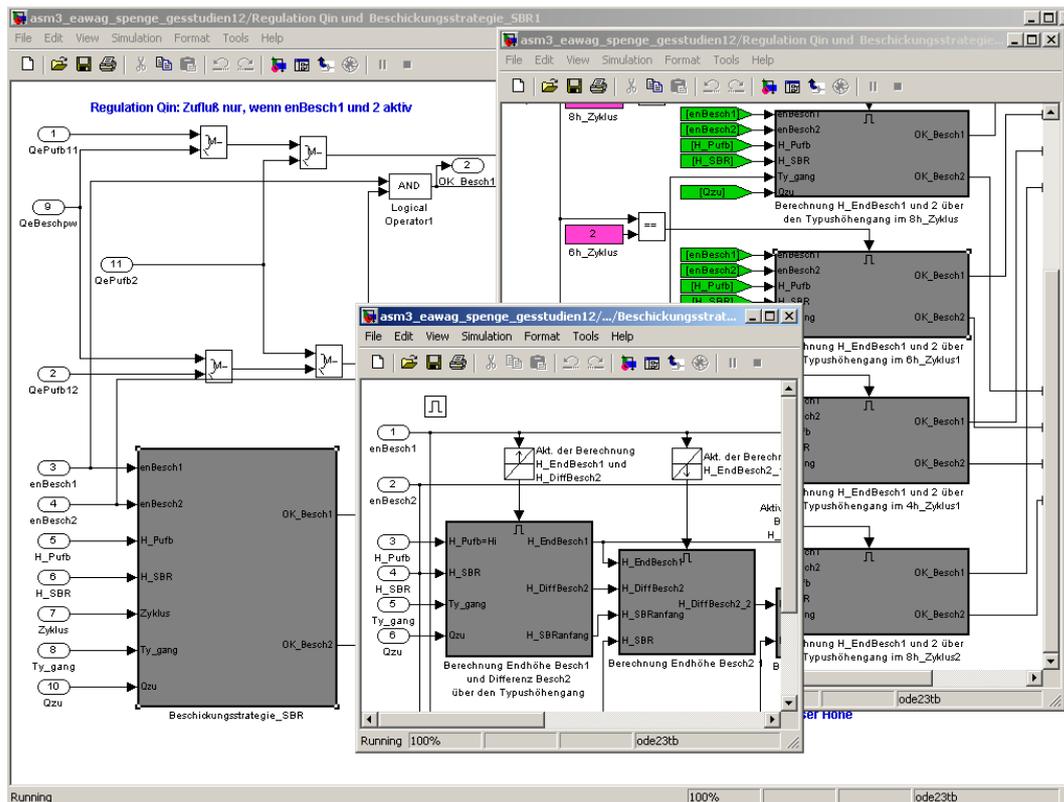


Abbildung 6-9: Erweiterte Beschickungsstrategie

Im Anhang (A.2.5 RS-Verfahren im ASM3-EAWAG-BioP-Modell) wird die Überschussschlammernahme gezeigt. Hier ist auch die Steuerung des RS-Verfahrens untergebracht.

Die Belüftungsstrategie wurde um einige Strategien erweitert, die speziell zu Optimierungszwecken simuliert werden sollten. Sie werden zu einem späteren Zeitpunkt beschrieben (Kap. 7.2). Integriert wurden auch Auswertungs-Werkzeuge, die es erlaubten die Belüftungsdauer zu ermitteln (A.2.7 Belüftungsstrategie mit Auswertungstools).

Ein Ausschnitt der Fällmittelregelstrategie wird in Abbildung 6-10 gezeigt. Hierbei wurden die aktuellen Werte der Kläranlagen berücksichtigt und ein Werkzeug zur Ermittlung des Fällmittelbedarfs entwickelt.

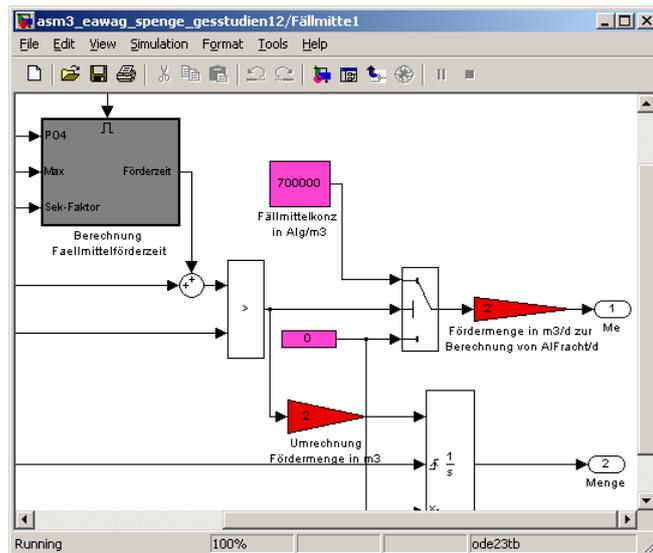


Abbildung 6-10: Fällmittelstrategie mit Auswertungstools

Die Dekantierstrategie musste im Vergleich zum Kalibrierungsreaktor umstrukturiert werden, um nun zu gewährleisten, dass das gereinigte Abwasser aus drei Reaktoren abfließt (Abbildung 6-11). Des Weiteren wurden neue Strategien integriert, die es zu analysieren galt.

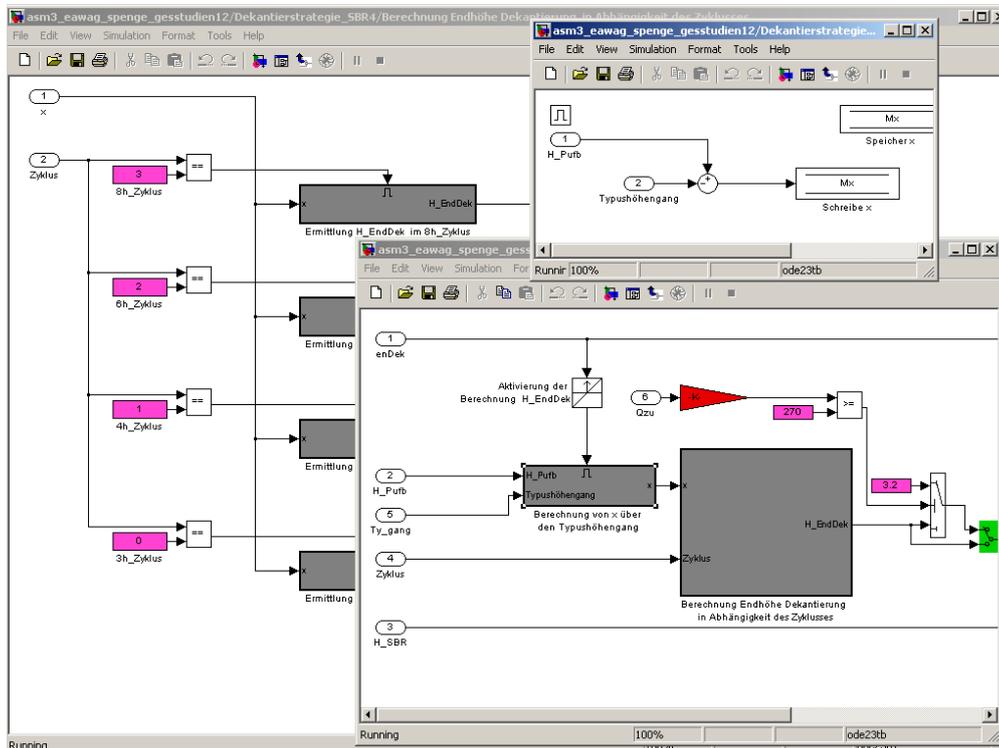


Abbildung 6-11: Dekantierstrategie

Für dieses Forschungsvorhaben wurden spezielle Auswertungswerkzeuge entwickelt, die es ermöglichten, die Zeiten für die Beschickungspumpen, die Rührer in den Pufferbehältern und den Reaktoren und die Belüftung zu bestimmen. Zusätzlich wurden Module erstellt, die es er-

laubten, die Fällmittelmengen, die ÜS- und RS-Mengen zu berechnen. Außerdem wurden die Ablaufwerte jeder Dekantierung gespeichert und die Frachten der Emissionen kalkuliert.

Als Schwerpunkt dieses Forschungsvorhaben wurde die Regelstrategie zum Sprung in kürzere Zeitzyklen so implementiert, wie sie auf der Kläranlage realisiert ist (Abbildung 6-12). Des Weiteren wurde der Sprung zurück in längere Zyklen integriert, den es zu analysieren galt.

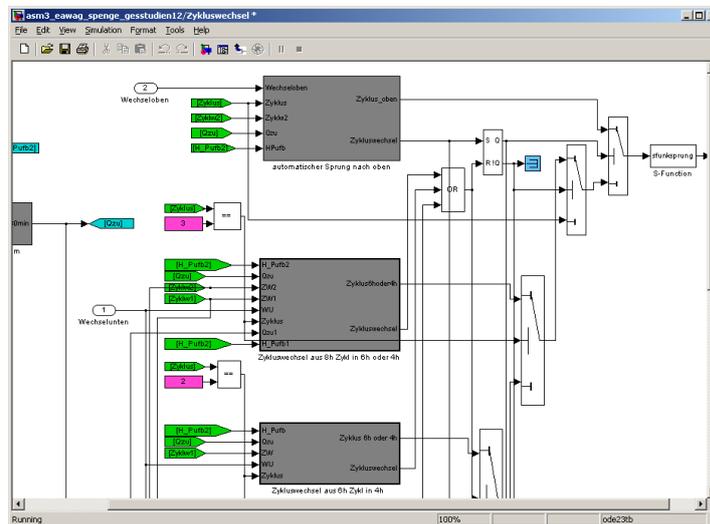


Abbildung 6-12: Strategie zur Regulation steigender Zulaufmengen

Auf diese Weise konnte ein Modell erstellt werden, das auf fünf dreischichtigen SBR-Blöcken basiert und alle relevanten PLS-Regeltechniken der Kläranlage Spenge enthält. Aufgrund der Größe des ASM3-EAWAG-BioP-Modells (20 Fraktionen und 75 kinetische und stöchiometrische Parameter, die in jeder einzelnen Schicht der Reaktoren berechnet werden) wurde allerdings die Simulationsdauer zu lang. Die Simulation von 200 Tagen dauerte ca. zwei Tage. Diese Zeitspanne ist für Simulationsstudien nicht praktikabel. Eine externe Überprüfung des Modells konnte keine fehlerhafte Programmierung feststellen. Daher wurden alle Regelstrategien nochmals überprüft und ggf. vereinfacht dargestellt oder temporär ausgelagert. Des Weiteren wurde der Computer aufgerüstet und mit Duo-Prozessoren versehen, so dass die Schnelligkeit der Berechnung erhöht wurde und zwei Simulationen parallel möglich waren. Dadurch konnte die Simulationsdauer von 200 Tagen auf ca. 24 Stunden reduziert werden, was allerdings im Vergleich zu herkömmlichen Analysen doppelt bis dreifach so lang ist. Obwohl alle Strategien sehr gut mit Simulinkblöcken darstellbar waren, ist zukünftig eine Programmierweise von Vorteil, die weniger Rechenleistung in Anspruch nimmt.

Auf Grund der oben geschilderten Problematik wurden die Programmierschritte bei den Studien verschiedener Strategien zu Optimierungszwecken nacheinander entworfen und eingeführt. Nach Analyse und Bestimmung der Wirkung wurden diese Strategien bei nicht erwünschten Reaktionen teilweise wieder entfernt, so dass sich das Modell in einem immer währenden Veränderungsmodus befand. Dieser Prozess dauerte so lange an, bis eine geeignete Strategie gefunden wurde. Diese Strategie wurde ggf. im Modell fest implementiert. Die analysierten Strategien werden zu einem späteren Zeitpunkt genauer erklärt (Kap. 7.2).

### 6.3 Kalibrierung und Validierung des Kläranlagenmodells

Während der Kalibrierung werden die kinetischen Parameter im Kläranlagenmodell so eingestellt, dass eine bestmögliche Übereinstimmung mit den internen Prozessen und Ablaufwerten erzielt wird. In der Validierung werden diese Einstellungen an Hand einer separaten Messung überprüft. Dieser gesamte Vorgang ist ein iterativer Prozess, bei dem eine allmähliche und zeitlich differente Annäherung an die bestmögliche Übereinstimmung sowohl für den Kalibrierungszeitraum als auch für die Validierungsmessung erarbeitet wird. Im Folgenden werden die einzelnen Arbeitsschritte beschrieben.

#### 6.3.1 Charakterisierung der Zulaufe

Die Messwerte aus den Messkampagnen mussten zur Verwertung im Kläranlagenmodell in bestimmte Weise aufgearbeitet werden, so dass sie der Fraktionierung des jeweiligen Belebtschlammmodells entsprechen (Kap. 2.4.4). Die Fraktionierung der CSB-Fraktion erfolgte nach STOWA. Bei der Stickstoff- und Phosphorfraktionierung wurde auf Faktoren zurückgegriffen, mit denen der Anteil an N und P in den unterschiedlichen Kohlenstofffraktionen errechnet werden. Die Berechnung der N- und P-Mengen in der CSB-Fraktion erfolgte über die im Modell hinterlegten i-Faktoren.

Bei der Charakterisierung des Zulaufs für den mit dem ASM3-EAWAG-BioP-Modell simulierten Kalibrierungsreaktor sind verschiedene Möglichkeiten getestet worden. Die erste Variante bestand darin, die einzelnen N- und P-Werte der CSB-Fractionen mit Hilfe der i-Standardfaktoren zu berechnen und die Summe aus diesen mit dem gemessenen  $N_{ges}$ - und  $P_{ges}$ -Wert aus dem Zulauf so abzugleichen, dass eine Streuung dieser Werte um den Nullpunkt erreicht wurde. Dieser Abgleich wurde durch eine Modifikation der Standardfaktoren erreicht. Die durch den Abgleich ermittelten Stickstoff- und Phosphorkonzentrationen wurden auf die Ammonium- und Phosphatkonzentrationen im Zulauf aufgeschlagen, bzw. abgezogen. Hier stellt sich schon das erste Problem dieses Vorgehens dar: Durch die Vorgabe von festen Faktoren, wie es mit den I-Faktoren praktiziert wird, ist es nicht möglich die einzelnen Beschickungen des Reaktors so abzugleichen, dass ein einheitlicher Zulauf entsteht. Die Werte für N und P schwanken so stark, dass ein sinnvolles Einstellen des Zulaufes nicht mehr möglich ist. Das zweite Problem ist, dass durch die Beaufschlagung der Zulaufkonzentrationen unrealistisch hohe Werte ermittelt werden, da sie auch die inerten Bestandteile von  $N_{ges}$  und  $P_{ges}$  als nun Ammonium und Phosphat enthalten.

Aus den oben beschriebenen Gründen wurde dazu übergegangen, die Werte für den in den verschiedenen CSB-Fractionen enthaltenen Stickstoff und Phosphor mit Hilfe der i-Standardfaktoren zu berechnen. Die so berechneten Werte für N und P mussten trotzdem an die Ammonium- und Phosphatkonzentrationen im Zulauf angepasst werden. Dies wurde durch Modifikation der unterschiedlichen  $X_I$ - und  $X_{BM}$ -Fractionen der Beschickungen erreicht.

Bei dieser Art der Fraktionierung wurde sichergestellt, dass die inerten Bestandteile von N und P nicht berücksichtigt wurden. Dieses Vorgehen wird auch nach der STOWA-Richtlinie vorgeschlagen, dort wird  $X_{NI}$  mit Hilfe der Berechnung von  $X_{ND}$  herausgerechnet (Roeleveld *et al.*, 1998). Bei einem Vergleich der Fraktionierungen fiel auf, dass nach der STOWA-Richtlinie immer ein kleinerer  $X_{NI}$  berechnet wurde. Der  $X_{NI}$ -Anteil unter Verwendung des i-Faktors für  $X_I$  im ASM3-EAWAG-BioP-Modul ergab immer einen höheren Wert. Bei der Betrachtung der Sensitivität des Modells ist aber eher von einer geringen Auswirkung auszugehen

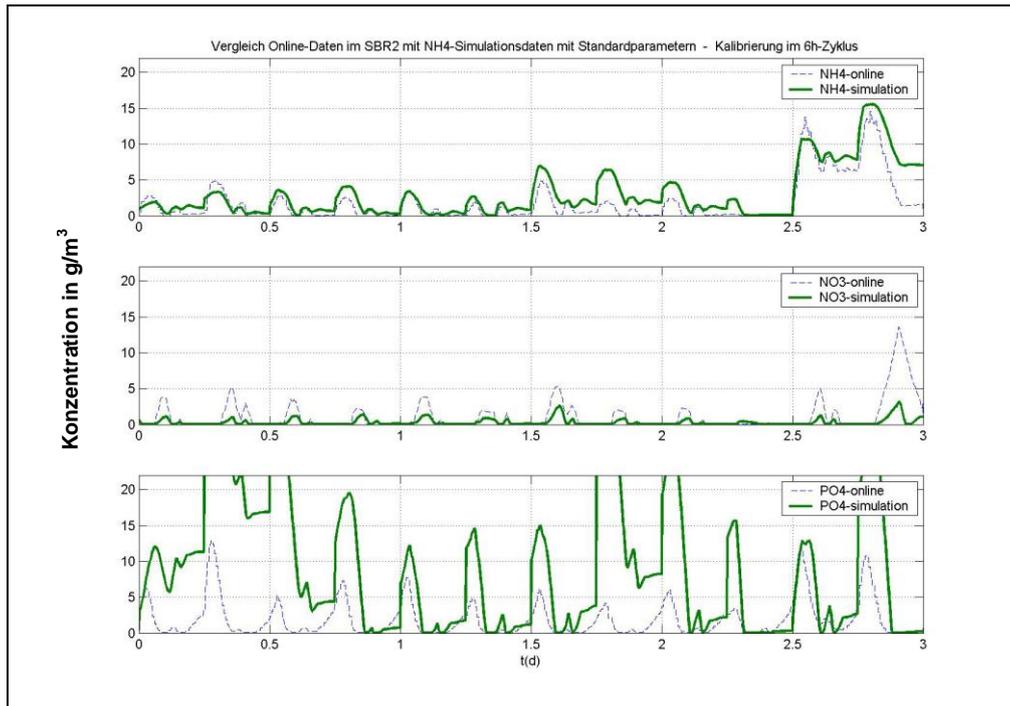
Mit Hilfe der zweiten Variante konnte in der Simulation bei der Kalibrierung und Validierung weitaus bessere Übereinstimmungen in den einzelnen Beschickungen erzielt werden. Dieser Umstand spricht dafür, dass eine geeignete Zulauffraktionierung durchgeführt wurde. In der Diplomarbeit von Andreas Josch (2006) kann die finale Zulauffraktionierung eingesehen werden.

### **6.3.2 Kalibrierung und Validierung des Kalibrierungsreaktors**

Die Simulation des Kalibrierungsreaktors mit den kinetischen und stöchiometrischen Standardparametern mit Daten aus der Kalibrierungs- und Validierungsmesskampagne ergab zu große Abweichungen in den internen Prozessen und bei den Ablaufwerten. Daher war eine Kalibrierung erforderlich. In den nachfolgenden Abbildungen sind die Übereinstimmungen der  $\text{NH}_4^-$ ,  $\text{NO}_3^-$  und  $\text{PO}_4^-$ -Onlinemesswerte sowie Ablaufwerte mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Standardparametern gezeigt (Abbildung 6-13, Abbildung 6-14).

Die  $\text{NH}_4^-$  und  $\text{PO}_4^-$ -Werte aus der Simulation sind im 6h-Zyklus zu hoch; dies betrifft die Ablaufwerte im gleichen Maße. Die  $\text{NO}_3^-$ -Werte hingegen waren sowohl im SBR2 als auch in den Ablaufwerten zu tief. Ein ähnliches Bild zeigt sich beim letzten Tag der Messkampagne 1 im 4h-Zyklus (Abbildung 6-14). Allerdings sind die Unterschiede vor allem bezüglich der  $\text{PO}_4^-$ -Werte nicht so gravierend ausgeprägt.

(a)



(b)

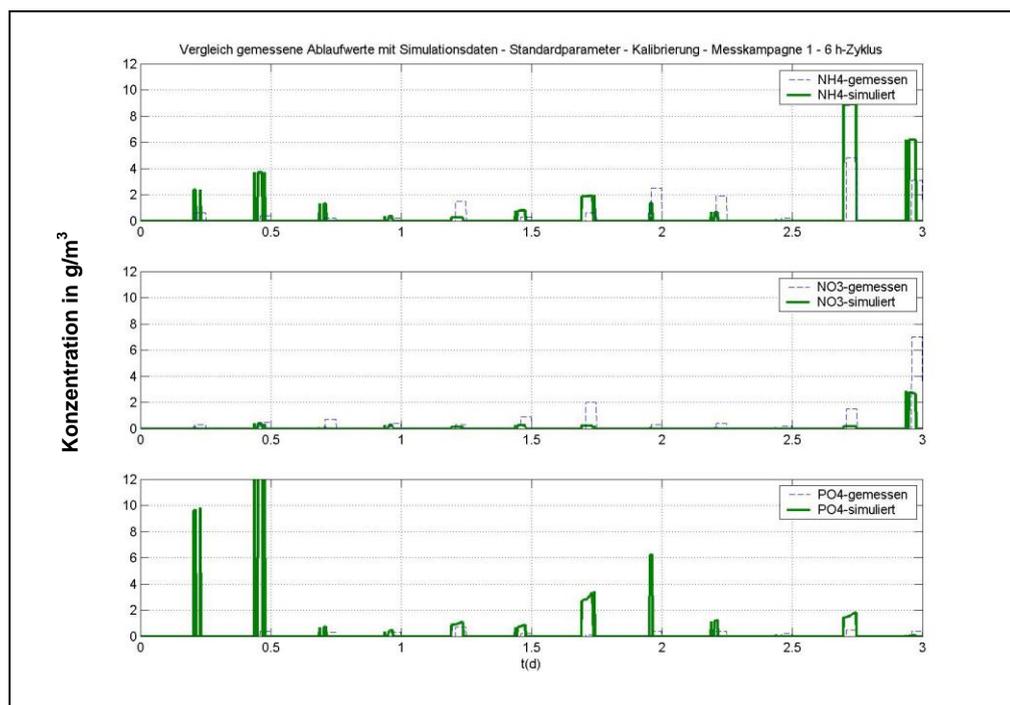
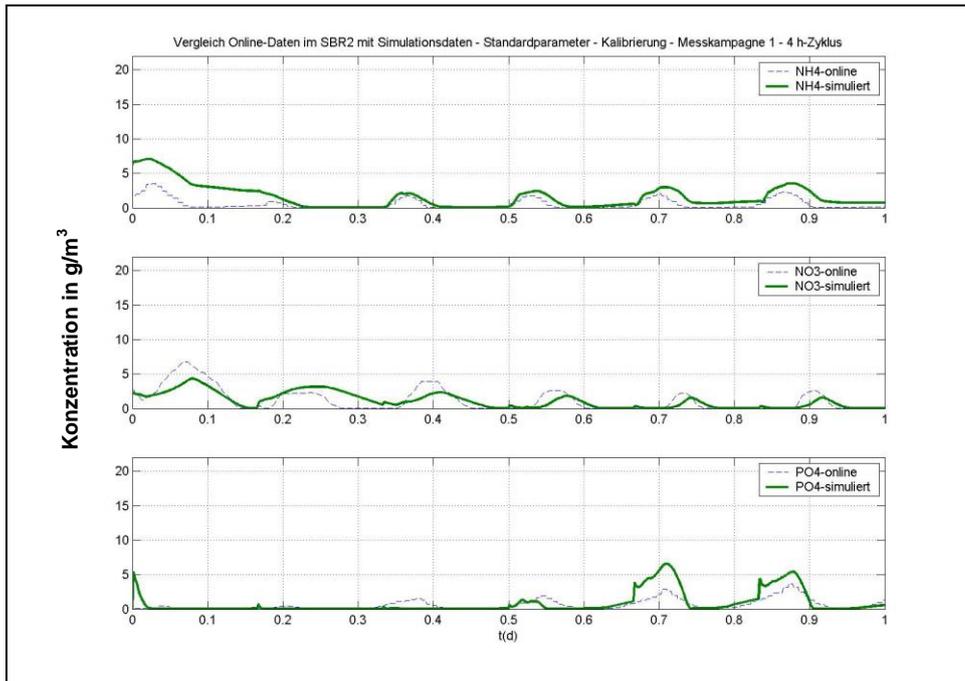


Abbildung 6-13: Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 1 der ersten drei Tage im 6h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Standardparametern

(a)



(b)

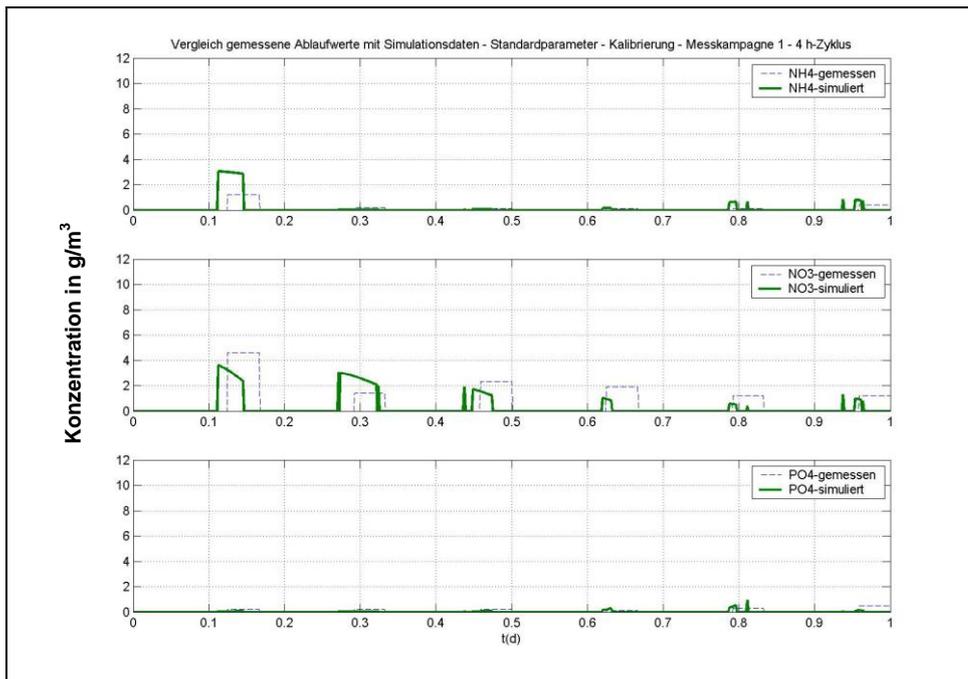


Abbildung 6-14: Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 1 letzter Tag im 4h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Standardparametern

Die Kalibrierung des Kalibrierungsreaktors erfolgte in drei iterativen Durchgängen, die nachfolgend beschrieben werden:

Der erste Durchgang erfolgte mit dem kompletten Datensatz, der mit Hilfe der OUR-Messungen ermittelt und dem Zulauf der mit der ersten Fraktionierungsmethode erstellt wurde. Die Erträge, Sterberaten und maximalen Wachstumsraten der heterotrophen Biomasse und der BioP-MO wurden miteinander kombiniert, bis die bestmögliche Übereinstimmung erreicht wur-

de. Die Werte für die Erträge, Sterberaten und Wachstumsraten wurden so ausgewählt, dass die Mittelwerte den mit der OUR-Messung bestimmten Werten entsprachen. Auf diesem Wege wurde jedoch keine ausreichende Übereinstimmung mit den Online- und Ablaufdaten erreicht. Erst ein Lauf ohne Berücksichtigung der anoxischen Sterberate ergab eine ausreichende Übereinstimmung. Der Parametersatz am Ende des ersten iterativen Durchlaufs war:  $iN_{BM} = 0,05$ ,  $Y_{H,aer} = 0,86$ ,  $Y_{H,anox} = 0,85$ ,  $Y_{STO,aer} = 0,86$ ,  $Y_{STO,anox} = 0,85$ ,  $b_H = 0,2$ ,  $\mu_{max,A} = 0,9$ ,  $b_A = 0,05$ ,  $K_{HO_2} = 0,08$ ,  $K_{NH_4} = 0,6$ ,  $b_{PAO} = 0,05$ ,  $\mu_{max,PAO} = 1,32$ ,  $KO_{PO_4} = 0,04$ ,  $Y_{PAO_{O_2}} = 0,67$  und  $Y_{PAO_{anox}} = 0,65$ .

Aus dem ersten iterativen Durchlauf wurde eine erste CSB-Zusammensetzung bezüglich der  $X_I$ -,  $X_S$ - und der Biomassefraktionen ermittelt.  $X_I$  und  $X_S$  ergaben zusammen 63 % des  $CSB_{ges}$  und die Biomassen ergaben 37 % des  $CSB_{ges}$ . Die Biomasse setzte sich dabei aus 63 %  $X_H$  und 37 %  $X_{BioP}$  zusammen.

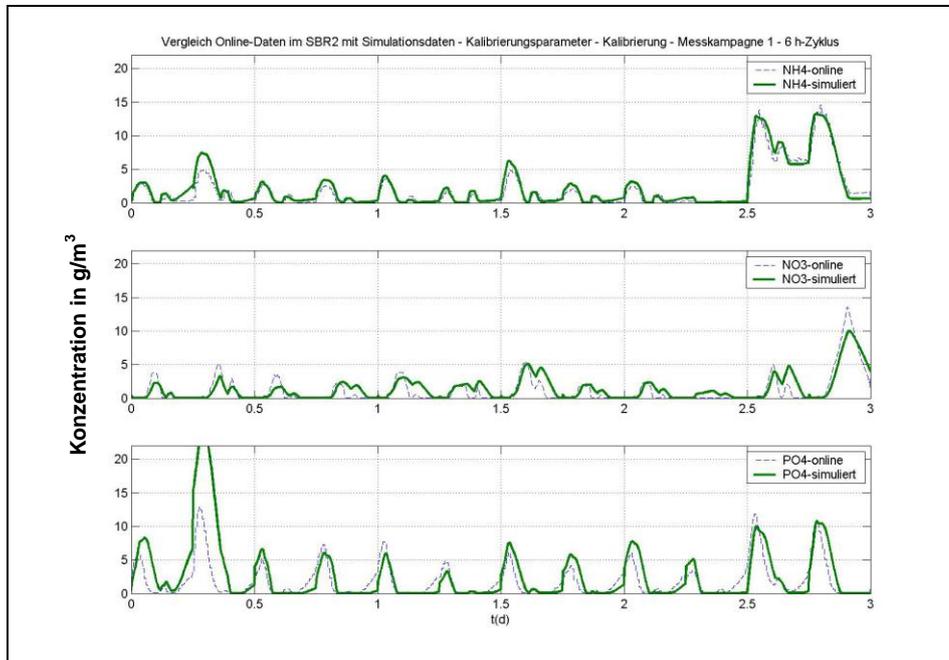
Diese Biomassezusammensetzung und die oben aufgezählten Parameter wurden für den Validierungslauf mit den Messwerten der Messkampagne 6 genutzt (Tabelle 3-8). Dieser Parametersatz erbrachte jedoch keine ausreichende Übereinstimmung in der Validierung mit der Messkampagne 6. Eine Variation der Biomassen brachte ebenso wie eine Berücksichtigung von  $X_{STO}$  und  $X_{PHA}$  keine ausreichende Verbesserung.

Aus diesem Grund wurde ein zweiter iterativer Durchlauf gestartet, bei dem die mit den OUR-Messungen bestimmten Kinetiken in Blöcken nacheinander eingeführt wurden und die Sensitivität, sowie Veränderungen beurteilt wurden. Dabei stellte sich heraus, dass die anoxische Sterberate und die aeroben Erträge nicht verwendet werden konnten. Die anoxischen Erträge wurden mit verringerten Werten weiter verwendet. Die Sterberaten wurden in Anlehnung an die OUR-Messungen, im Vergleich zu den Standardparametern gesenkt, was einen positiven Effekt erbrachte. Dabei wurden die Sterberaten für die heterotrophen und BioP-MO im Mittel auf 0,14, also etwas über dem bestimmten OUR-Wert eingestellt. Für die autotrophen MO wurde ein Wert von  $b_A = 0,06$  eingestellt und entspricht damit dem Wert, der mit DIN-Medium bestimmt wurde. Die maximale Wachstumsrate der heterotrophen MO wurde auf Grund einer geringen Sensitivität nicht verändert. Demgegenüber musste die maximale Wachstumsrate der autotrophen MO auf 1,1 hochgesetzt werden, um die beobachtete Nitrifikationsrate zu erreichen. Zur Steigerung der Nitratwerte wurde zusätzlich der  $K_{HO_2}$  gesenkt. Diese Änderung erbrachte eine bessere Übereinstimmung mit den Nitratlaufwerten. Die maximale Wachstumsrate der BioP-MO musste geringfügig erhöht werden, um die Phosphataufnahme zu verlangsamen und um eine bessere Übereinstimmung mit den Ablaufwerten zu erzielen. Der  $K_{NH_4}$  konnte in Anlehnung an die OUR-Bestimmung auf 0,6 gesetzt werden. Dies erbrachte eine günstige Veränderung, da in der Simulation der Verlauf für Ammonium im unteren Bereich verbessert werden konnte.

Für die Validierung wurde der in Tabelle 6-1 zu sehende Parametersatz verwendet, jedoch mit einem  $\mu_{max,A}$ -Wert von 1,1. Außerdem wurde die Biomassezusammensetzung als Ergebnis des zweiten Durchgangs verändert. Die Fraktion  $X_H$  betrug nun 49 % und die Fraktion  $X_{BioP}$  51 %. Durch die beschriebenen Veränderungen wurde die Übereinstimmung der simulierten Kurven mit den Online-Daten und den Ablaufwerten stark verbessert. Da aber immer noch zu starke Abweichungen zwischen den Ammonium-Online-Daten und den Ablaufwerten bestand, wurde die maximale Wachstumsrate der autotrophen MO von 1,1 auf 1,2 erhöht. Diese Änderungen erbrachten für die Validierung und Kalibrierung eine ausreichende Übereinstimmung.

Beim dritten iterativen Durchgang wurde die Biomassezusammensetzung aus dem zweiten iterativen Durchlauf auch für die Kalibrierung des Reaktors verwendet. Das Ergebnis dieser Modifikation war aber eine nur geringfügige Änderung der simulierten Werte. In den nachfolgenden Abbildungen werden die Übereinstimmungen der internen Prozesse und der Ablaufwerte bei Kalibrierungsparametern gezeigt.

(a)



(b)

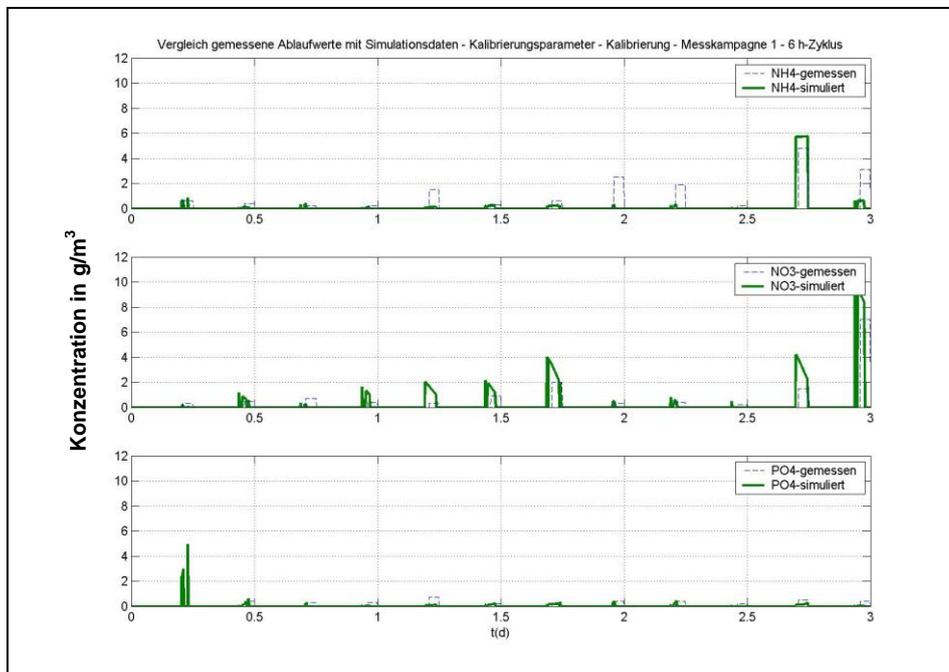
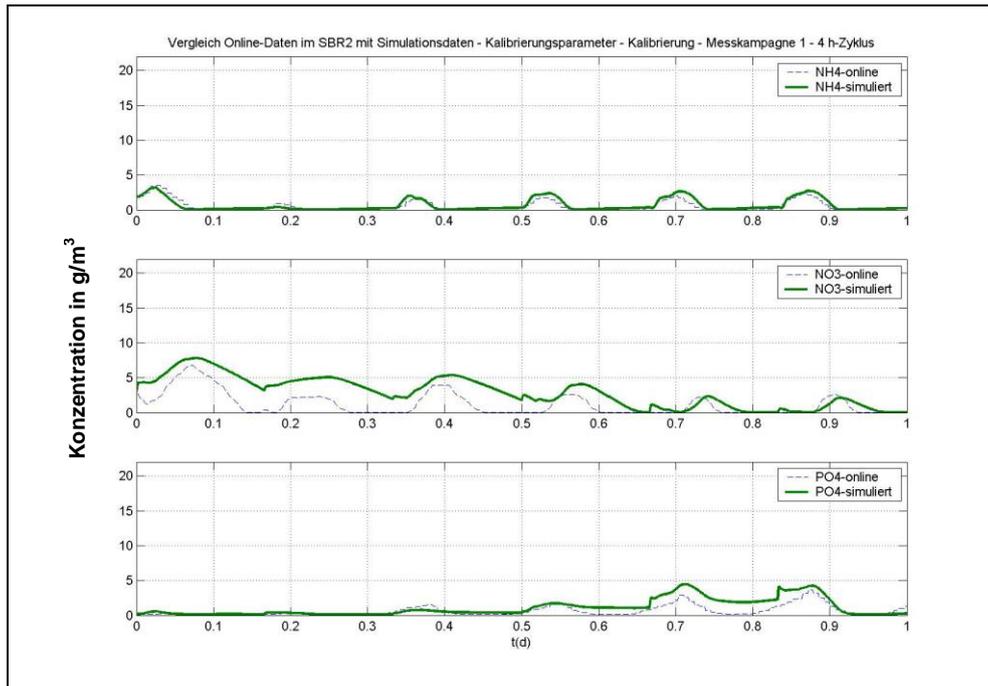


Abbildung 6-15: Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 1 der ersten drei Tage im 6h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Kalibrierparametern

(a)



(b)

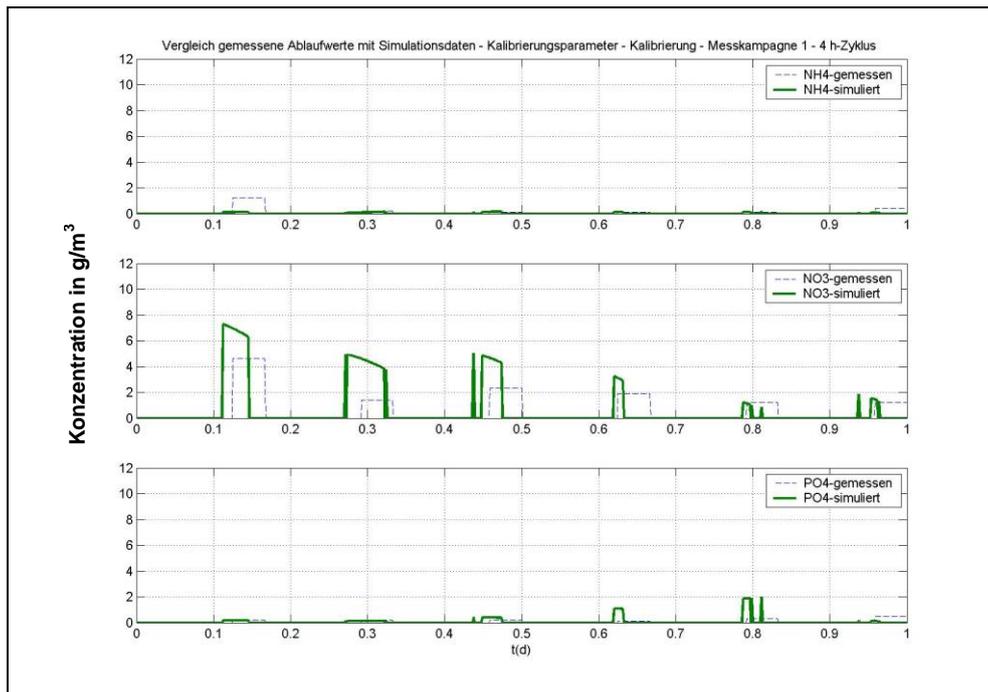
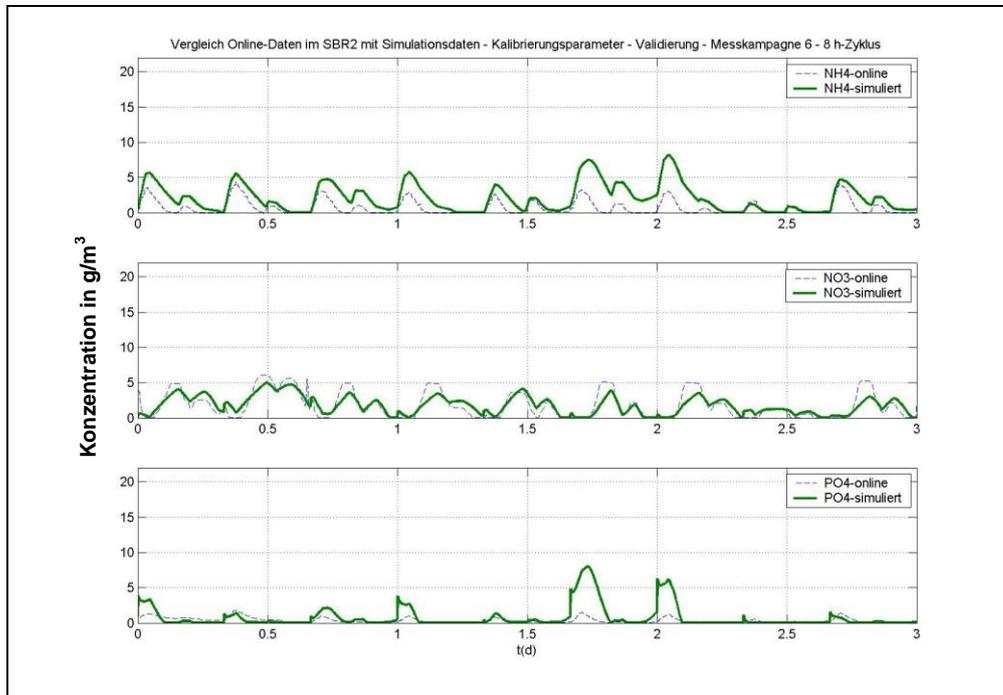


Abbildung 6-16: Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 1 letzter Tag im 4h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Kalibrierparametern

Die Abbildung 6-15 und Abbildung 6-17 verdeutlichen, dass die Übereinstimmung der Simulationsdaten im 6h- und 8h-Zyklus mit den  $\text{NH}_4$ -,  $\text{NO}_3$ - und  $\text{PO}_4$ -Onlinemesswerte sowie den Ablaufwerten sehr gut ist. Lediglich die  $\text{NH}_4$ -Werte liegen manchmal etwas zu tief. Dies könnte aber an der Dreischichtigkeit des SBR-Blocks liegen, wodurch die Sedimentation des Belebtschlammes nicht genau nachgebildet werden kann. Ein weiterer Grund könnte eine zu hohe maximale Wachstumsrate der autotrophen Organismen  $\mu_{\max,A}$  sein. Im 4h-Zyklus liegen die

NH<sub>4</sub>-Werte ebenfalls teilweise zu tief, während die NO<sub>3</sub>-Werte etwas zu hoch liegen. Entscheidend ist aber, dass die N<sub>ges</sub>-Werte in allen Zykluslängen gute Übereinstimmung mit den realen Daten haben. Die genannten Unterschiede werden bei den nachfolgenden Studien bei der Interpretation der Ergebnisse Berücksichtigung finden (Kap. 7.2).

(a)



(b)

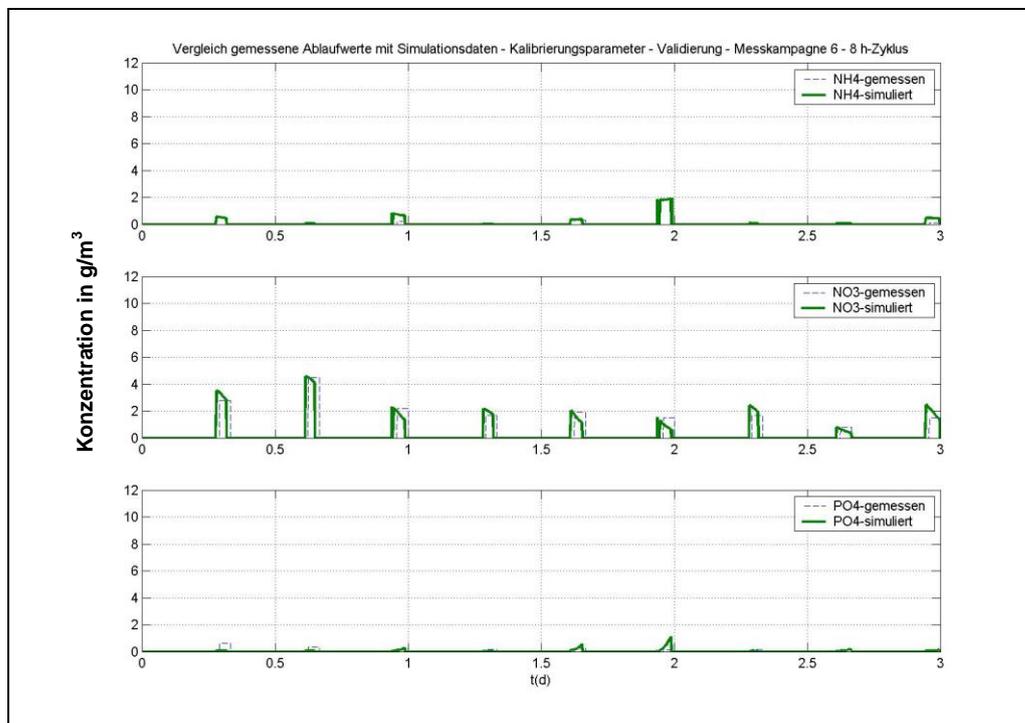


Abbildung 6-17: Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 6 im 8h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Kalibrierparametern

Die ermittelten Übereinstimmungen müssen noch im Gesamtmodell mit allen drei SBR-Reaktoren und unter Einfluß des Pufferbehälters 1 überprüft und ggf. nachjustiert werden. Als Ergebnis der Kalibrierung wurden zunächst die folgenden Parameter abweichend von den Standardparametern eingestellt (Tabelle 6-1). Die OUR-Werte (\*) weisen oft eine gute Übereinstimmung mit den im Modell gewählten Werten oder sind tendenziell richtungsweisend (Tabelle 6-1).

Tabelle 6-1: Durch die Simulation angepasste Parameter für die Kläranlage Spenge

Parameter	Spenge	OUR	Standard
$Y_{H,aer}$	0,8	0,8*	0,8
$Y_{STO,aer}$	0,8	0,8*	0,8
$Y_{H,anox}$	0,78	0,78*	0,65
$Y_{STO,anox}$	0,78	0,78*	0,7
$\mu_{max,H}$	3	7*/2,5*	3
KHSS	10	10*/5*	10
$b_H$	0,2	0,11*/0,12*	0,3
etaHend	0,33	1	0,33
$K_{HO_2}$	0,05	-	0,2
$\mu_{max,A}$	1,2	0,9	1
YA	0,24	0,24	0,24
$b_A$	0,06	0,06/0,09	0,2
$KN_{NH_4}$	0,6	0,6	1
$\mu_{max,PAO}$	1,2	7*/2,5*	1
KSS_PAO	10	10*/5*	10
$b_{PAO_{20}}$	0,07	0,11*/0,12*	0,2
etaNOend_PAO	0,33	1	0,33
$Y_{PAO_{O_2}}$	0,6	0,8*	0,6
$Y_{PAO_{NO}}$	0,55	0,78*	0,5
$iPS_S$	0,005		0
$iPS_I$	0,003		0
$iPX_I$	0,02		0,01
$iPX_S$	0,01		0,005
$iPX_{BM}$	0,028		0,014

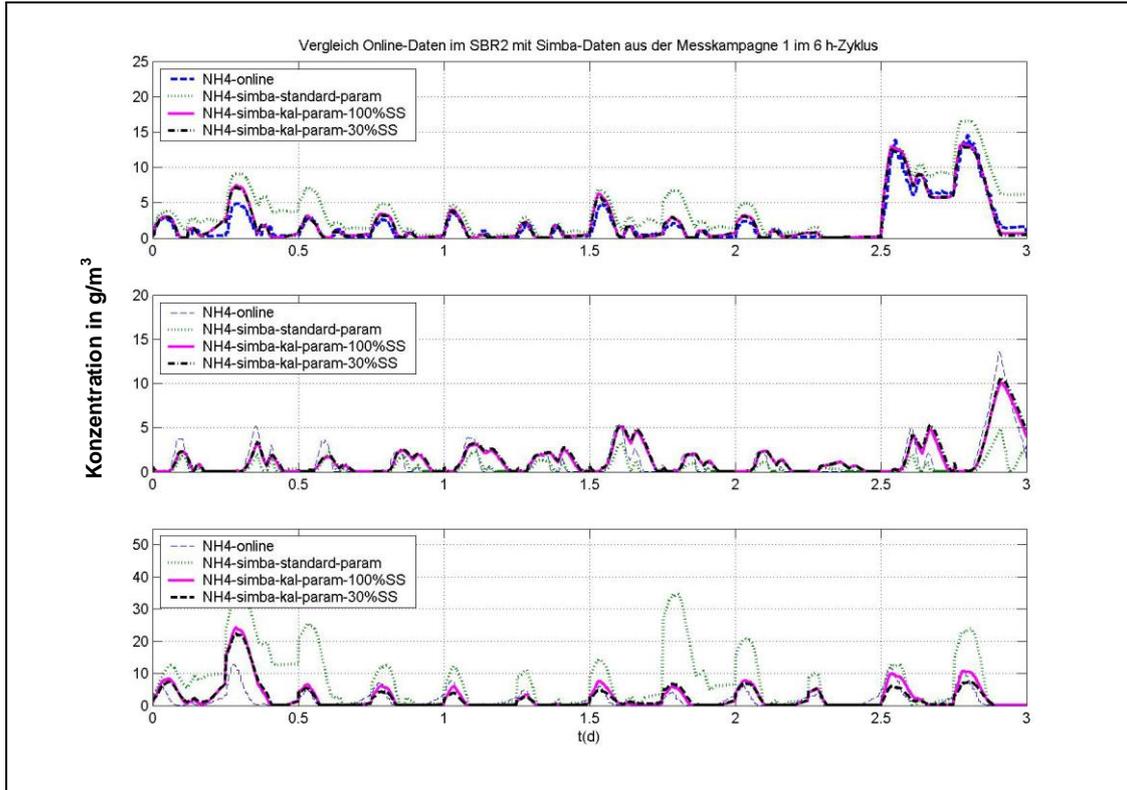
Als die wichtigsten Parameter werden die Sterberaten betrachtet; mit Hilfe der endogenen Atmung sind sie einfach und billig zu bestimmen. Die Erträge sind aufgrund der teils ungenauen Substratabschätzung schwer zu erfassen. Der  $K_{NH}$  ließ sich mit  $NH_4Cl$  einfach bestimmen, während der  $K_S$  aufgrund der geringen Substratmenge im Rohabwasser nur mit synthetischem Me-

dium analysiert werden konnte. Die Bestimmung der maximalen Wachstumsraten erwies sich aufgrund der Substratproblematik ebenfalls als schwierig.

Nach Abschluss der Kalibrierung und Validierung wurden Analysen durchgeführt, um die Sensitivität und die Wirkungsweise unterschiedlicher Anteile der  $S_S$ -Konzentration in der Fraktionierung für zukünftige Simulationen herauszuarbeiten. In Abbildung 6-18 wird das Ergebnis bei Simulationen mit unterschiedlichen  $S_S$ -Konzentrationen dargestellt.

Bezüglich der  $NH_4$ - und  $NO_3$ -Werte sind bei den unterschiedlichen  $S_S$ -Konzentrationen sowohl im SBR als auch im Ablauf keine Unterschiede zu erkennen. Bei den  $PO_4$ -Werten gibt es lediglich kleine Unterschiede in der Höhe der Phosphatrücklösung, die keine Auswirkung auf die Ablaufwerte haben. Das Modell ist damit relativ unsensitiv gegenüber unterschiedlichen  $S_S$ -Konzentrationen, so lange die Gesamtmenge der abbaubaren Stoffe gleich bleibt, wie es nach der STOWA-Methode der Fall ist. Damit ist es nicht unbedingt notwendig, die  $S_S$ -Fraktion ausschließlich mit der zeitaufwendigen OUR-Methode zu bestimmen.

(a)



(b)

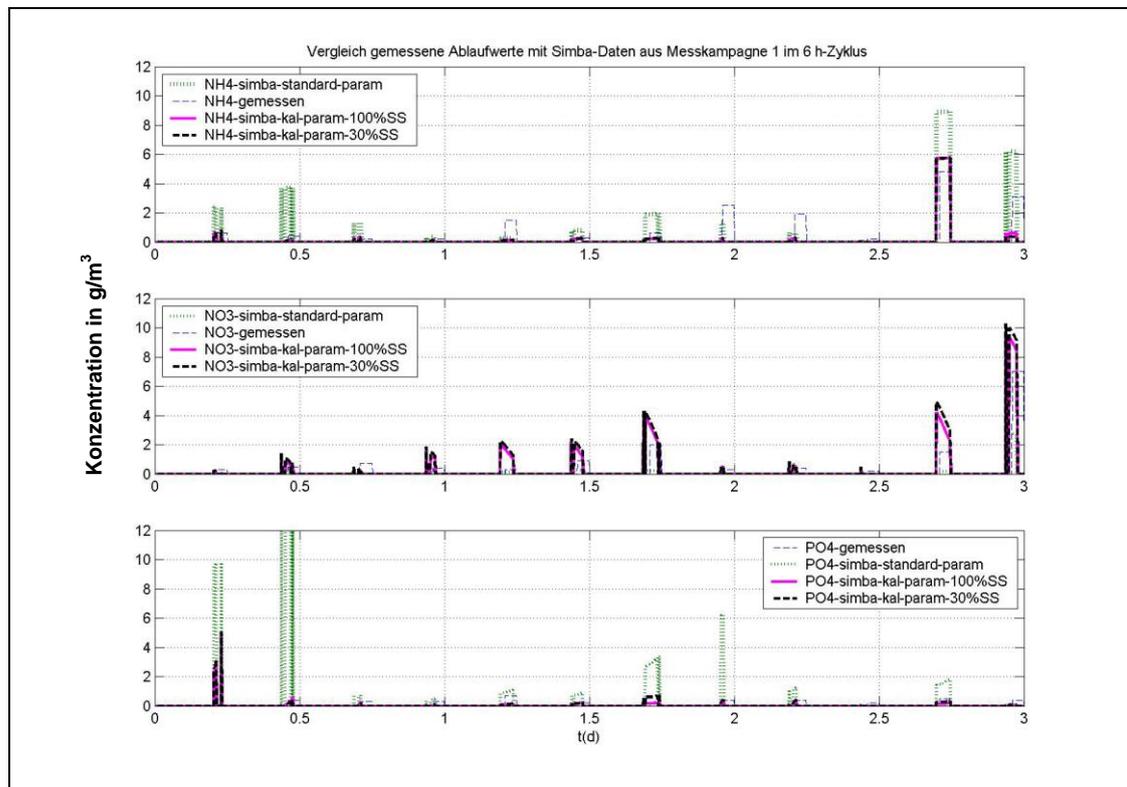


Abbildung 6-18: Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 1 der ersten drei Tage im 6h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Standard bzw. Kalibrierungsparametern sowie unterschiedlichen  $S_S$ -Konzentrationen

### 6.3.3 Ermittlung der Alpha-Wert-Variabilität

Der Sauerstoffzufuhrfaktor, der auch als  $\alpha$ -Wert (Alpha-Wert) bezeichnet wird, definiert sich in der Abwassertechnik als das Verhältnis von Sauerstoffzufuhr in belebten Schlämmen und in Reinwasser (Hebrad et.al., 2000).

Bei der Dimensionierung der Belüftung und der Optimierung einer Kläranlage ist der  $\alpha$ -Wert wichtig, um die Sauerstoffmenge zu ermitteln, die notwendigerweise eingetragen werden muss, um bei minimalen Kosten ein optimales Reinigungsergebnis zu erhalten.

Bei Untersuchungen der Firma LimnoTec stellte sich heraus, dass bei Simulationen mit konstanten  $\alpha$ -Werten große Unterschiede zwischen den online gemessenen und den simulierten Sauerstoffwerten entstehen (Abbildung 6-19). Um den online gemessenen Sauerstoffwert simulieren zu können war es somit notwendig, einen variablen  $\alpha$ -Wert berechnen bzw. zu Grunde legen zu können.

Untersuchungen zeigten, dass der minimale  $\alpha$ -Wert umso niedriger wird, je höher die vorab zugeführte Substratfracht (CSB-Fracht) ist. Auch die Dauer bis zum Erreichen von  $\alpha_{\max}$  erhöhte sich mit steigender CSB-Fracht. Aus diesem Grund wurde von der Firma LimnoTec eine Formel entwickelt, mit der man  $\alpha$  im Zusammenhang mit der CSB-Fracht iterativ berechnen kann.

$$\alpha = \alpha_{\min} + (\alpha_{\max} - \alpha_{\min}) t / (c_1 + c_2 (S_s + X_s)) \leq \alpha_{\max}$$

Mit  $\alpha_{\min}$ ,  $\alpha_{\max}$ ,  $c_1$  und  $c_2$  als anlagenspezifische Werte /2-10/.

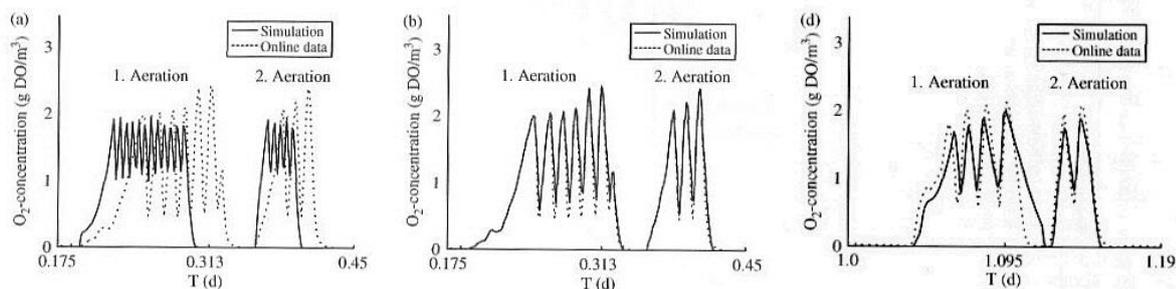


Abbildung 6-19: Verlaufsbeispiele für die Simulation von Sauerstoffkonzentrationen mit konstantem (a) und dynamischem (b) Alpha-Wert, sowie inklusive CSB-Abhängigkeit (d) nach (Röner-Holm et. al., 2006)

Verschiedene Untersuchungen bestätigten die Ergebnisse der Firma LimnoTec, dass der  $\alpha$ -Wert nicht statisch ist, sondern von unterschiedlichen Faktoren beeinflusst wird, wie z.B. der Beschickungsrate, der Menge der eingeblasenen Luft, dem TS-Gehalt und der Konzentration von vorhandenen Tensiden.

Krampe (2003) beschreibt zusätzlich noch eine Abhängigkeit des Alpha-Wertes von der Viskosität des Belebtschlammes, wobei  $\alpha$  mit steigendem TS-Gehalt und steigender Viskosität sinkt. Der Zusammenhang zwischen Sauerstoffzufuhr und Viskosität wird von Jin (2005) bestätigt.

Mahendraker (2005) beschreibt in seiner Arbeit, dass sowohl physikalische Parameter, wie die Geometrie des Reaktors, die Mischintensität, die horizontale Fließgeschwindigkeit, die Tiefe des Reaktors, Temperatur, Druck, Viskosität, etc, als auch prozessabhängige Faktoren, wie

z.B. die Beschickung mit organischen und anorganischen Nährstoffen, das Schlammalter und die Prozess Konfigurationen  $\alpha$  beeinflussen. Außerdem beschreibt er, dass die Eigenschaften der Flocken (Porosität, Dichte, Flockengrößenverteilung, etc.) ebenfalls einen Einfluss auf die Sauerstoffzufuhr-Parameter haben.

Im Modell wurde deshalb in allen bisherigen Kläranlagensimulationen der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH als Kalibrierschritt die  $\alpha$ -Wert-Variabilität jeder Anlage bestimmt und entsprechend der obigen Formel im Modell hinterlegt. Dadurch konnte gewährleistet werden, dass die Belüftung realitätsnah simuliert wurde und somit die Betriebskosten basierend auf die Belüftungszeiten genauer bestimmt werden konnten.

Die  $\alpha$ -Wert-Variabilität der Kläranlage Spenge wurde mit Hilfe des Kalibrierreaktors und den neu eingestellten Kalibrierparametern bestimmt. Die  $\alpha$ -Wert-Variabilität der Kläranlage Spenge wird in Tabelle 6-2 im Vergleich zu den anderen, simulierten Kläranlagen gezeigt.

Tabelle 6-2:  $\alpha$ -Wert-Variabilität der bisher simulierten Kläranlagen aus Scharfscheer (2007)

Kläranlagen	1. Belüftung			2. Belüftung		
	Alpha-Wert			Alpha-Wert		
	Alpha <sub>min</sub>	Alpha <sub>max</sub>	mittlere Zeit bis Alpha <sub>max</sub> [Min]	Alpha <sub>min</sub>	Alpha <sub>max</sub>	mittlere Zeit bis Alpha <sub>max</sub> [Min]
Bad Zwischenahn	0,02	0,62	88	0,30	0,60	55
Hettstedt	0,16	0,64	55	0,36	0,66	33
Deuz	0,63	0,76	18	0,55	0,60	6
Weißtal	0,34	0,85	22	0,30	0,73	7
Spenge	0,07	0,80	68	0,16	0,50	21

Die Übereinstimmung der Sauerstoffkurve aus der Messkampagne 1 im SBR2 mit den Simulationsdaten wird in Abbildung 6-20 unter verschiedenen  $\alpha$ -Wert-Bedingungen bei der Kläranlage Spenge gezeigt.

Deutlich bei der Betrachtung der Graphik wird, dass die Sauerstoffkurve bei Verwendung eines konstanten Alpha-Wertes die Anzahl der Belüftungsintervalle entweder zu gering oder zu hoch ist. Daher können unter diesen Bedingungen keine realen Belüftungszeiten ermittelt werden. Die Sauerstoffkurve mit variablem Alpha-Wert unter Berücksichtigung eines eigens von der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH entwickelten Belüftungswerkzeugs ergibt eine sehr gute Übereinstimmung mit der realen Sauerstoffkurve. Daher können bei den folgenden Studien sehr genaue Aussagen über den tatsächlichen Belüftungszeitraum erbracht werden, was unter Verwendung eines konstanten Alpha-Wertes nicht möglich wäre.

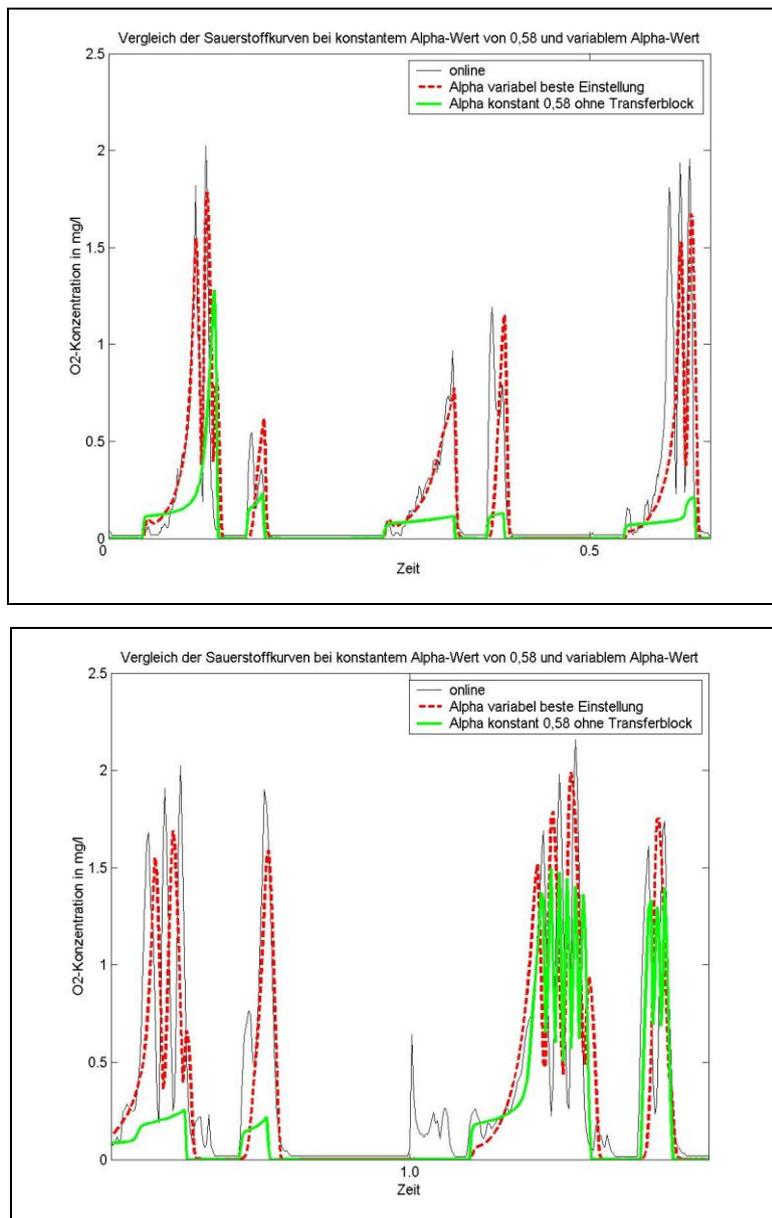


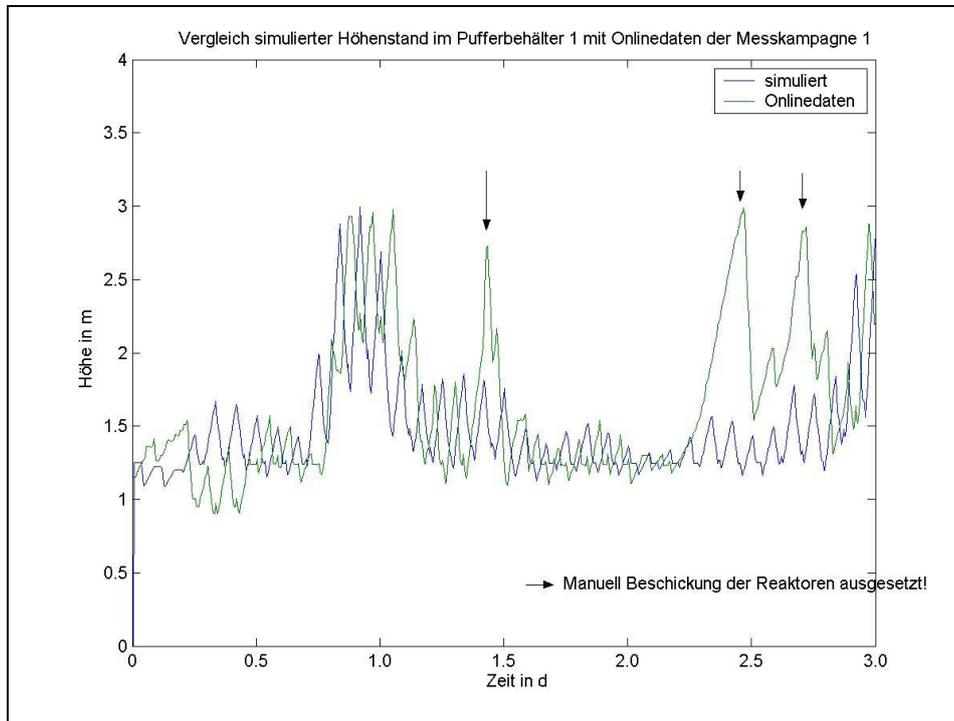
Abbildung 6-20: Vergleich der O<sub>2</sub>-Onlinewerte aus der Messkampagne 1 im SBR2 mit den O<sub>2</sub>-Simulationsdaten mit konstantem und dynamischem Alpha-Wert zu verschiedenen Zeiten

### 6.3.4 Einstellung der Abflüsse der Pufferbehälter

Bei beiden Pufferbehältern der Kläranlage Spenge fließt das Abwasser im Freigefälle zurück in das Beschickungspumpwerk, um dann bei der Beschickung in die Reaktoren gepumpt zu werden. Dabei wird der Abfluss des Beschickungspumpwerks durch die Pumpentätigkeit genau definiert. Die Pumpentätigkeit im Beschickungspumpwerk konnte mit Hilfe der Pumpenleistungen genau eingestellt werden. Über die Geschwindigkeiten der Abflüsse der Pufferbehälter im Freigefälle lagen keine verwertbaren Daten vor. Da in diesem Forschungsvorhaben besonders die hydraulische Belastbarkeit der Anlage analysiert werden sollte, war es daher unbedingt notwendig die Abläufe der Pufferbehälter genau einzustellen. Ausgehend von den Onlinedaten der Messkampagne 1 und 6 wurde der Pufferbehälter 1 mit Hilfe des Verlaufs des Höhenstandes im Pufferbehälter 1 im Gesamtmodell eingestellt. Hierfür wurden im Modell Pseudopumpentätigkeiten eingeführt, die es erlaubten, die Hydraulik bei verschiedenen Pufferhöhenstän-

den nachzusimulieren. Dies ergab eine sehr gute Übereinstimmung der Hydraulik im Pufferbehälter 1 (Abbildung 6-21), wodurch bereits eine Optimierung der Kläranlage ohne Regenereignisse möglich war.

(a)



(b)

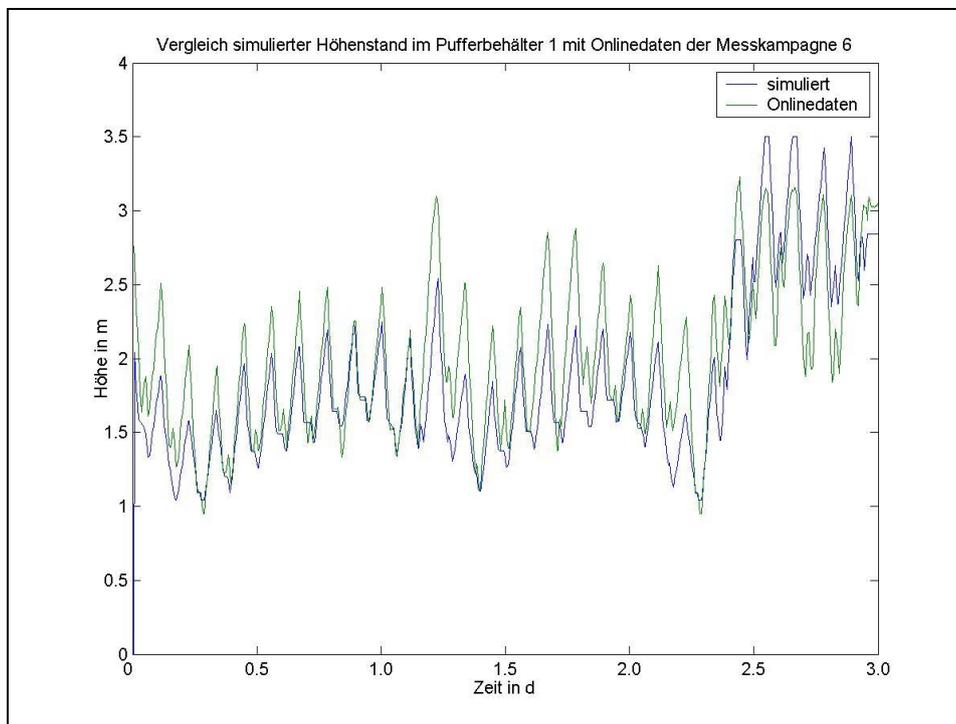


Abbildung 6-21: Vergleich der simulierten und realen Höhenstände im Pufferbehälter 1 bei der Messkampagne 1 (a) und Messkampagne 6 (b)

Bei der Abbildung 6-21 (a) ist zu berücksichtigen, dass im Laufe der Messkampagne die Beschickungen mehrfach manipuliert wurden, indem sie ausgesetzt oder verlängert wurden (Pfeile). Dies kann im Modell nicht nachsimuliert werden und begründet die Unterschiede in diesen Bereichen. Bei der Messkampagne 6 hingegen ist eine sehr gute Übereinstimmung erkennbar (Abbildung 6-21 (b)). Dabei sind die Steigung und das Gefälle des Höhenstandes entscheidend.

Allerdings waren die Regenereignisse während der Messkampagnen 1 und 6 so gering, dass der Pufferbehälter 2 entweder gar nicht oder zu wenig gefüllt war. Aus technischen Gründen auf der Kläranlage war es nicht möglich, die Höhenstände beider Pufferbehälter während der anderen Messkampagnen verfügbar zu machen. Außerdem wurden auf Grund der Datenmenge die Onlinedaten höchstens über ein Jahr gespeichert, so dass kein Zugang zu früheren Daten mehr möglich war. Daher wurde der Pufferbehälter 2 anhand von PLS-Ausdrucken der Höhenstände der beiden Pufferbehälter bei den bekannten Regenereignissen eingestellt. Es wurden die Steigungen des Anstiegs und des Abfalls im Pufferbehälter 2 ermittelt und bei der Simulation berücksichtigt. Dadurch konnte bereits eine Grobeinstellung erfolgen.

Nachdem alle notwendigen Onlinedaten der Kläranlage im Zeitraum Oktober 2005 bis Januar 2006 verfügbar waren, wurden anhand der Zulaufmengen geeignete Regenereignisse gesucht. Von diesen Regenereignissen wurden die Zulaufmengen in l/s genutzt, um die Hydraulik der beiden Pufferbehälter zu überprüfen und zu kalibrieren. Dafür wurden die Höhenstände der beiden Pufferbehälter im Modell importiert und mit den simulierten Höhenständen verglichen. Dann wurde im Modell die Pseudopumpentätigkeit so eingestellt, dass eine bestmögliche Übereinstimmung der Hydraulik in den beiden Pufferbehältern möglich war.

Es stellte sich heraus, dass für den gleichzeitigen Abfluss der beiden Pufferbehälter eine spezielle Modifikation notwendig war. Des Weiteren gingen die Abflüsse im Pufferbehälter 2 besonders bei geringen Höhenständen zu schnell ab, so dass auch hier eine Nachjustierung notwendig war. In den nachfolgenden Abbildungen sind die Übereinstimmungen der realen und simulierten Höhenstände in den Pufferbehältern gezeigt (Abbildung 6-22, Abbildung 6-23, Abbildung 6-24).

Die Reaktoren und Behälter im Modell haben den Nachteil, dass sie rechnerisch nie ganz leer gefahren werden können, da sonst kein Anstieg in den Stoffgruppen mehr möglich wäre. Da der Pufferbehälter 2 in Realität nach einem Regenereignis ganz leer gefahren wird, wurde im Modell eine Behelfsmaßnahme gewählt: Dem Pufferbehälter 2 wurde ein konstantes, unverändertes Volumen in der Höhe von 35 cm zugewiesen, das sich im Modell immer im Behälter befand. Somit lag die eigentliche Nulllinie beim Pufferbehälter 2 im Modell bei 35 cm. Daher wurde in den Grafiken zur realen Höhe ebenfalls 35 cm addiert, damit ein optischer Vergleich möglich war.

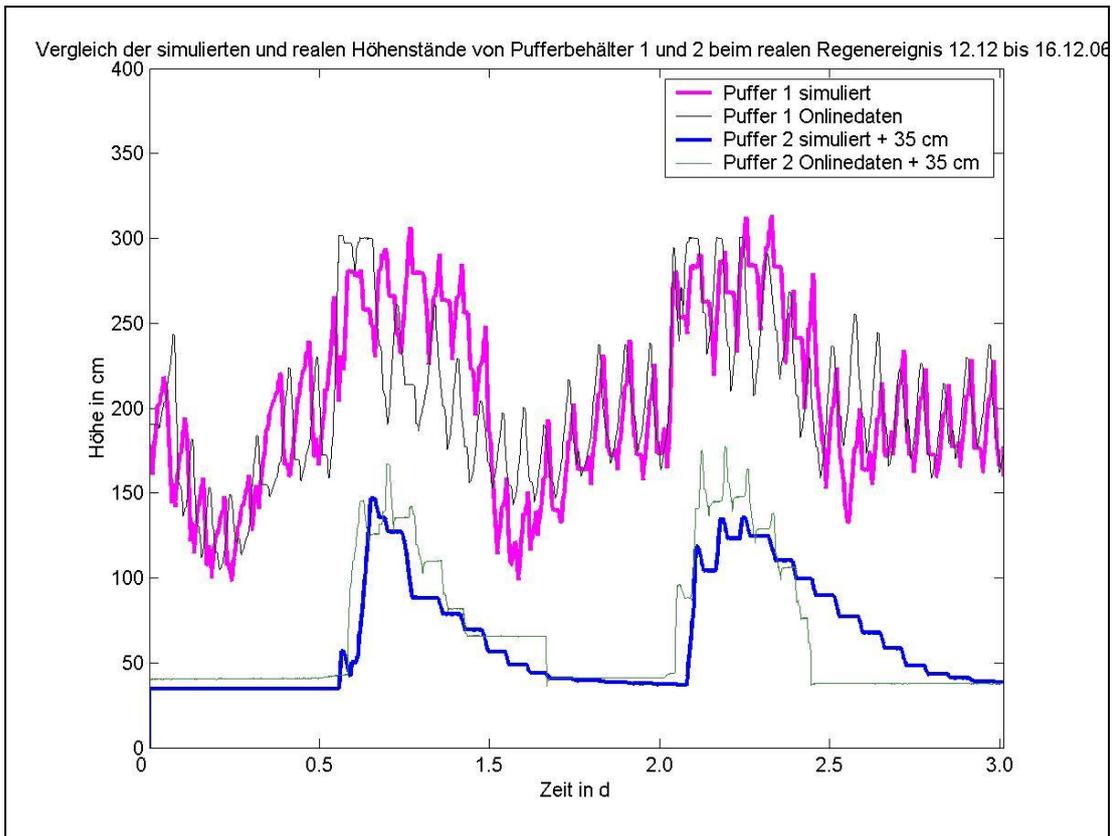


Abbildung 6-22: Vergleich der simulierten und realen Höhenstände im Pufferbehälter 1 und 2 im Zeitraum 12.12 bis 16.12.06

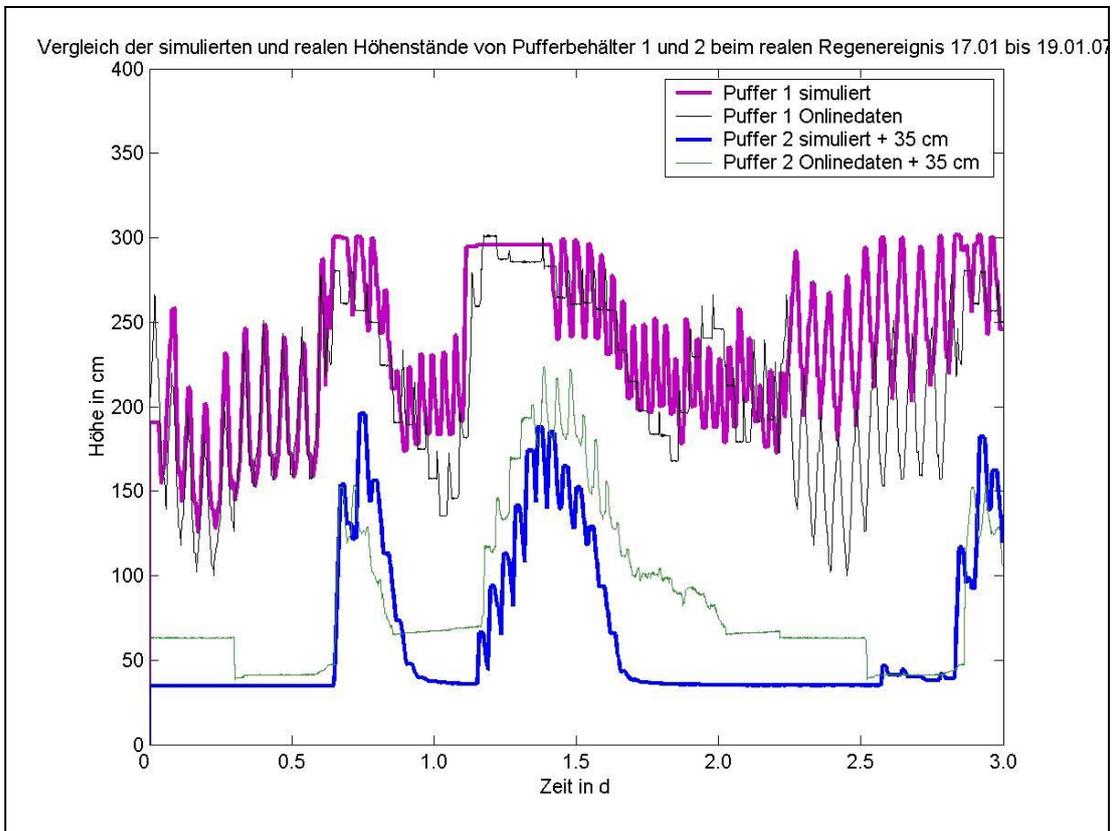


Abbildung 6-23: Vergleich der simulierten und realen Höhenstände im Pufferbehälter 1 und 2 im Zeitraum 17.01 bis 19.01.07

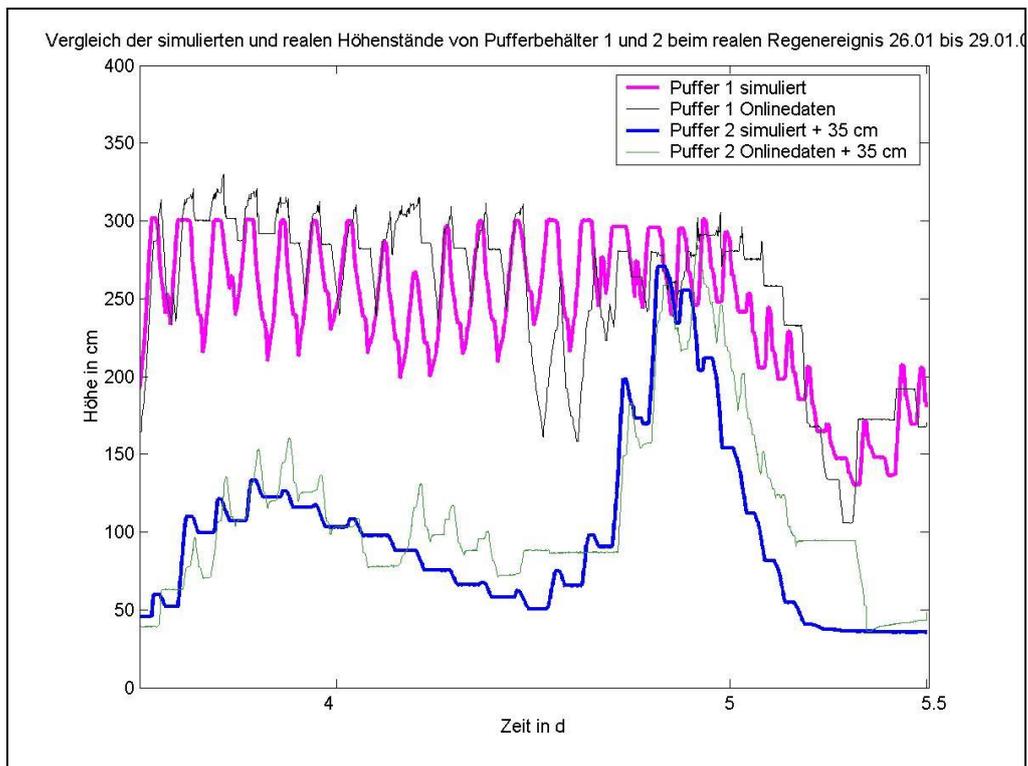


Abbildung 6-24: Vergleich der simulierten und realen Höhenstände im Pufferbehälter 1 und 2 im Zeitraum 26.01. bis 29.01.07

Entscheidend bei der Einstellung war, dass die simulierten Höhenstände im Mittel gut mit den realen Onlinedaten übereinstimmen. Da kein Trend erkennbar war, konnten die simulierten Werte auch einmal höher oder tiefer liegen. Auch hier waren die Steigungen und Gefälle der Höhenstände ein Beurteilungskriterium. Eine bessere Einstellung konnte im Modell nicht erwirkt werden.

### 6.3.5 Kalibrierung des Gesamtmodells

Ausgehend von den obigen Einstellungen wurde nun das Gesamtmodell auf die Übereinstimmungen in den internen Vorgängen und den Ablaufwerten mit Hilfe der Messkampagne 1 und 6 sowohl in den SBR-Reaktoren als auch im Pufferbehälter 1 überprüft.

Zunächst wurden die in Kap. 6.3.2 gefundenen Parameter für die Vor-, Kalibrier- und Validierläufe sowohl für den Pufferbehälter als auch die Reaktoren eingesetzt. Anhand der Kalibrier- und Validierläufe wurden folgende Beobachtungen gemacht:

1. Die simulierten  $S_S$ -Werte (als Schlüsselsubstrat) im Pufferbehälter 1 stimmten nicht gut mit den Messwerten aus der Messkampagne 1 und 6 überein.
2. Der Feststoffanteil im Pufferbehälter entsprach nicht den Messwerten aus der Messkampagne 1 und 6.
3. Der Anteil von  $CSB_{ges}$  in den Beschickungen aus dem Pufferbehälter stimmten nicht gut mit den Messwerten aus der Messkampagne 1 und 6 überein.
4. In den SBR-Reaktoren war die Phosphorrücklösung- und aufnahme so gering, dass auch die  $PO_4$ -Konzentrationen im Ablauf zu tief lagen.

Auf Grund der oben genannten Abweichungen waren eine Überprüfung des Pufferbehälters und eine Nachjustierung der Parametereinstellungen notwendig. Zunächst wurde mit Hilfe einer Sensitivitätsanalyse untersucht, welche Parameter zur Verbesserung der  $S_S$ -Konzentration im Pufferbehälter führten. Die Senkung der Hydrolyserate  $K_H$  erwies sich als geeignet, bewirkte aber eine schlechtere Übereinstimmung bei den SBR-Daten. Kein anderer Parameter konnte eingesetzt werden, um die  $S_S$ -Konzentration im Pufferbehälter zu korrigieren. Daher wurden für die SBR-Reaktoren und den Pufferbehälter zwei unterschiedliche Kalibrierdatensätze verwendet. Versuche mit Standardparametern oder leicht veränderten Kalibrierparametern im Pufferbehälter machten deutlich, dass der vorherige Datensatz in Kombination mit einem niedrigeren  $K_H$  die beste Übereinstimmung gab (Abbildung 6-25).

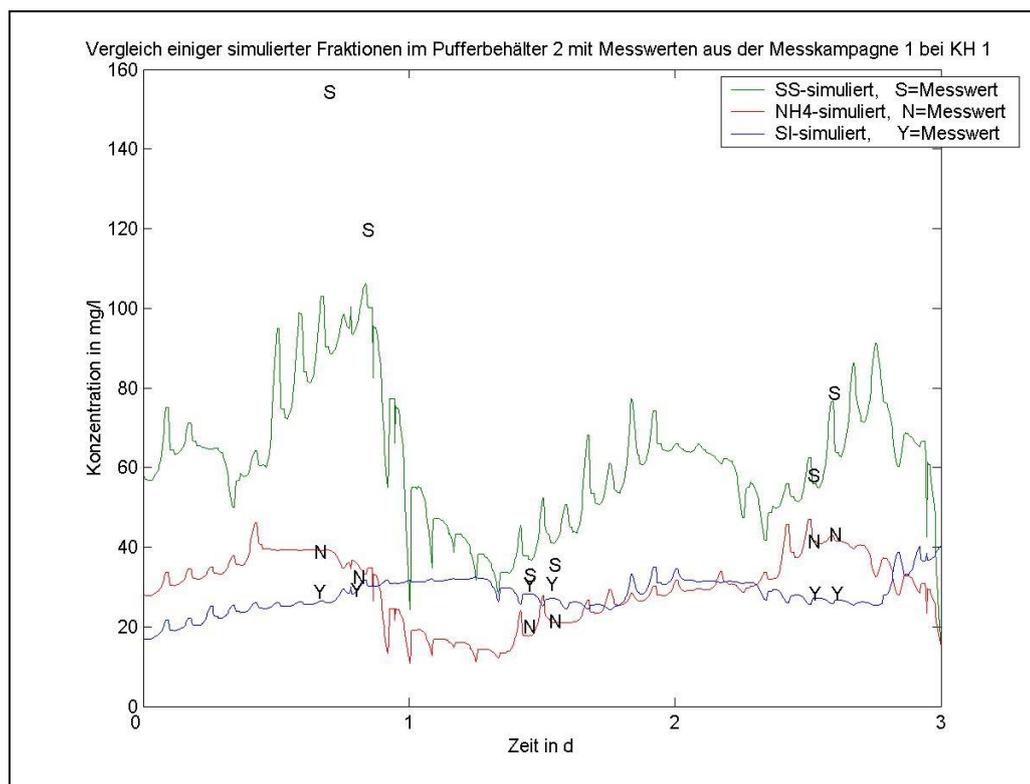


Abbildung 6-25: Vergleich der simulierten und gemessenen  $S_S$ -,  $NH_4$ - und  $S_I$ -Konzentrationen beim Kalibrierdatensatz kombiniert mit  $K_H$  1 im Pufferbehälter 1

Die hohen  $S_S$ -Messwerte am ersten Messtag beruhen auf ein vorheriges, langes Durchmischen des Pufferinhaltes. Dies war notwendig, um die Anfangssituation zu bestimmen. Dafür wurde der Rührer manuell angestellt. Diese Situation konnte im Modell so nicht nachsimuliert werden, wodurch die großen Unterschiede am Anfang der Messkampagne zu Stande kommen.

Zur Einstellung des Feststoffanteils im Pufferbehälter und Justierung des  $CSB_{ges}$ -Anteils bei den typischen Beschickungen der Reaktoren im DIC- und DIC/RS-Betrieb wurden die Anteile der Beschickungen aus den verschiedenen Schichten des Pufferbehälters so lange geändert, bis eine ausreichende Übereinstimmung im Pufferbehälter selbst und in den Beschickungen vorlag. Dazu wurden die Feststofffraktionen im Modell mit den ermittelten Messwerten in der 1. und 2. Beschickung zur Überprüfung verglichen. Der dreischichtige SBR-Block im Modell hat sich für den Pufferbehälter 1 bewährt.

Zur Nachkalibrierung der Reaktoren wurden erneut Sensitivitätsanalysen der Parameter sowohl im Gesamtmodell als auch im Kalibrierungsreaktor durchgeführt und eine Anpassung der Nitri-

fikations- und Phosphoreliminationsraten vorgenommen. Dabei mussten auch die I-Faktoren für den P-Gehalt in den CSB-Fractionen geändert werden. In Tabelle 6-3 sind die neuen und alten Kalibrierparameter gezeigt.

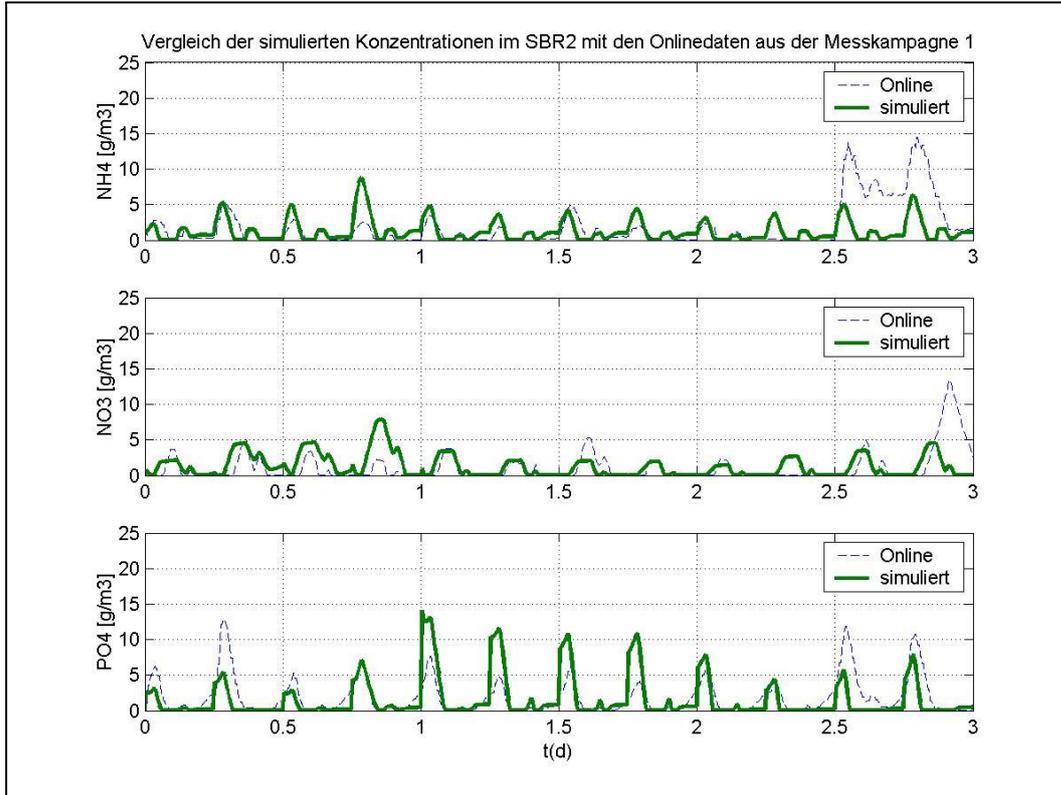
Tabelle 6-3: Neue und alte Kalibrierparameter für die Kläranlage Spenge

Parameter	Alte Kalibrierparameter	Neue Kalibrierparameter SBR	Neue Kalibrierparameter Puffer 1	OUR	Standard
$Y_{H,aer}$	0,8	0,8	0,8	0,8*	0,8
$Y_{STO,aer}$	0,8	0,8	0,8	0,8*	0,8
$Y_{H,anox}$	0,78	0,78	0,78	0,78*	0,65
$Y_{STO,anox}$	0,78	0,78	0,78	0,78*	0,7
$K_H$	<b>9</b>	<b>9</b>	<b>1</b>	-	9
$\mu_{max,H}$	3	3	3	7*/2,5*	3
KHS	10	10	10	10*/5*	10
$b_H$	0,2	0,2	0,2	0,11*/0,12*	0,3
etaHend	0,33	0,33	0,33	1	0,33
$K_{HO_2}$	0,05	0,05	0,05	-	0,2
$\mu_{max,A}$	1,2	1,2	1,2	0,9	1
YA	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
$b_A$	<b>0,06</b>	<b>0,02</b>	<b>0,02</b>	0,06/0,09	0,2
$KN_{NH_4}$	0,6	0,6	0,6	0,6	1
$\mu_{max,PAO}$	<b>1,2</b>	<b>1,4</b>	<b>1,4</b>	7*/2,5*	1
KSS_PAO	10	10	10	10*/5*	10
$b_{PAO_{20}}$	0,07	0,07	0,07	0,11*/0,12*	0,2
etaNOend_PAO	0,33	0,33	0,33	1	0,33
$Y_{PAO_{O_2}}$	0,6	0,6	0,6	0,8*	0,6
$Y_{PAO_{NO}}$	0,55	0,55	0,55	0,78*	0,5
$Y_{PO_4}$	<b>0,35</b>	<b>0,24</b>	<b>0,24</b>	-	0,35
$iPS_S$	<b>0,005</b>	<b>0,0</b>	<b>0,0</b>	-	0
$iPS_I$	<b>0,003</b>	<b>0,0</b>	<b>0,0</b>	-	0
$iPX_I$	<b>0,02</b>	<b>0,01</b>	<b>0,01</b>	-	0,01
$iPX_S$	<b>0,01</b>	<b>0,005</b>	<b>0,005</b>	-	0,005
$iPX_{BM}$	<b>0,028</b>	<b>0,014</b>	<b>0,014</b>	-	0,014

In Abbildung 6-26 und Abbildung 6-27 sind die guten Übereinstimmungen der internen Vorgänge im SBR2 mit den Onlinedaten dargestellt. Bei der Beurteilung ist zu berücksichtigen, dass im Gesamtmodell keine manuellen Beschickungen möglich sind, so wie sie bei den Messkampagnen stattfanden. Daher sind besonders bei diesen Zyklen Unterschiede festzustellen (z. B. Abbildung 2-1: Tag 2 bis 3). Zusätzlich ist zu berücksichtigen, dass hier der Zulauf auf 2h-Mischproben basiert, was eine viel gröbere Auflösung darstellt. Beim Kalibrierungsreaktor hingegen wurde mit dem gemessenen Zulauf aus jeder Beschickung gearbeitet. Die Übereinstimmung der simulierten Daten mit den realen Werten im Kalibrierungsreaktor war vergleichbar mit den Ergebnissen aus Kap. 6.3.2. Dies weist daraufhin, dass unterschiedliche kinetische Datensätze gleiche Wirkungen haben können, wie schon mehrfach gezeigt.

Sind die  $\text{NH}_4$ - und  $\text{NO}_3$ -Ablaufwerte bei Messkampagne 1 im Gesamtmodell zu tief, sind sie hingegen bei der Messkampagne 6 zu hoch. Die Ablaufwerte streuen damit um den Mittelwert. Im Gesamtmodell kann daher nur die durchschnittliche Übereinstimmung bewertet werden, die bei den gezeigten Simulationsläufen gegeben ist. Eine bessere Einstellung konnte mit dem Modell nicht erreicht werden.

(a)



(b)

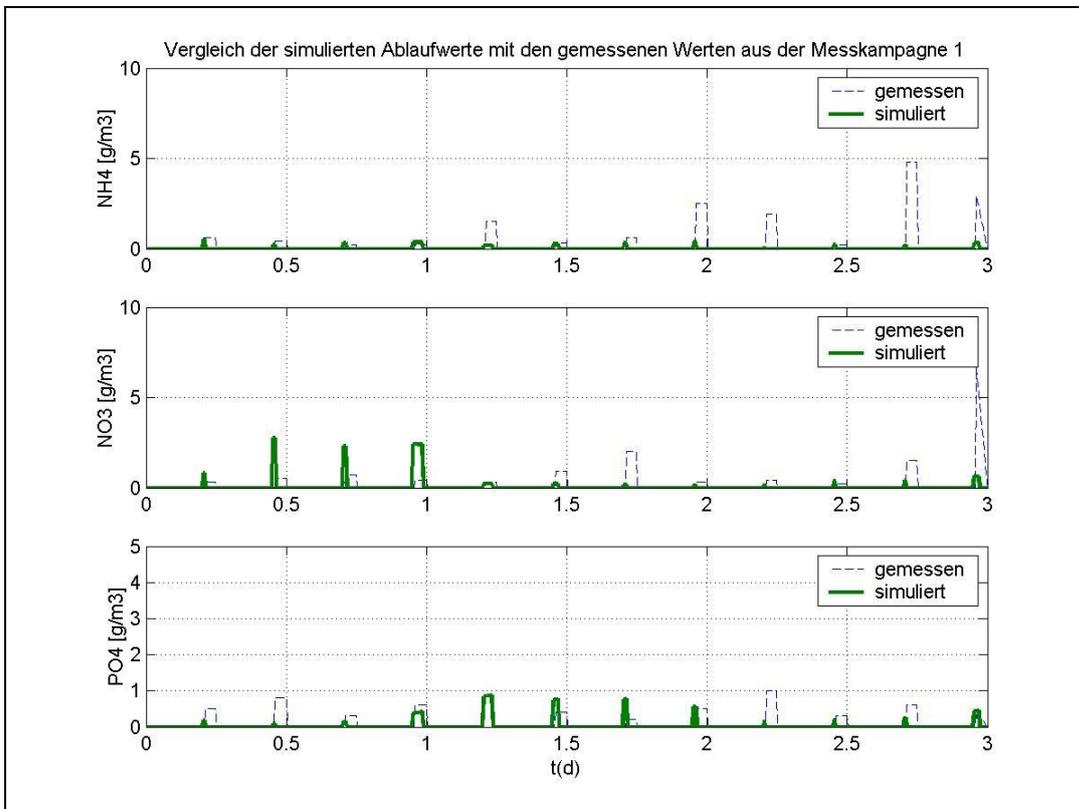
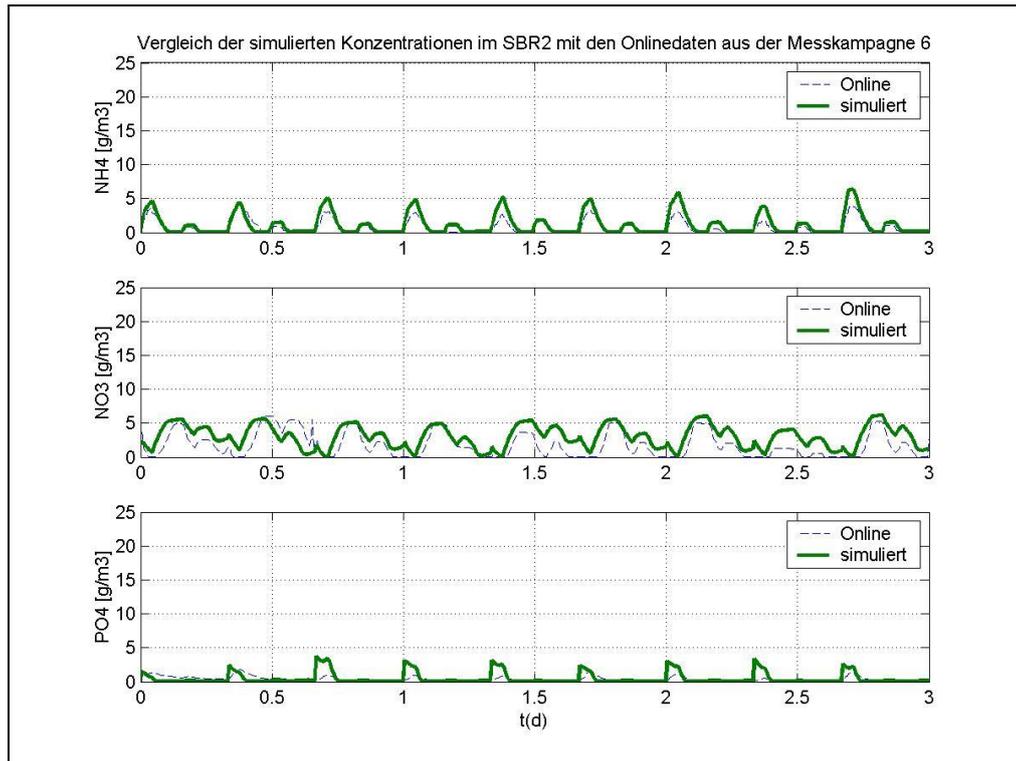


Abbildung 6-26: Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 1 der ersten drei Tage im 6h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Kalibrierparametern

(a)



(b)

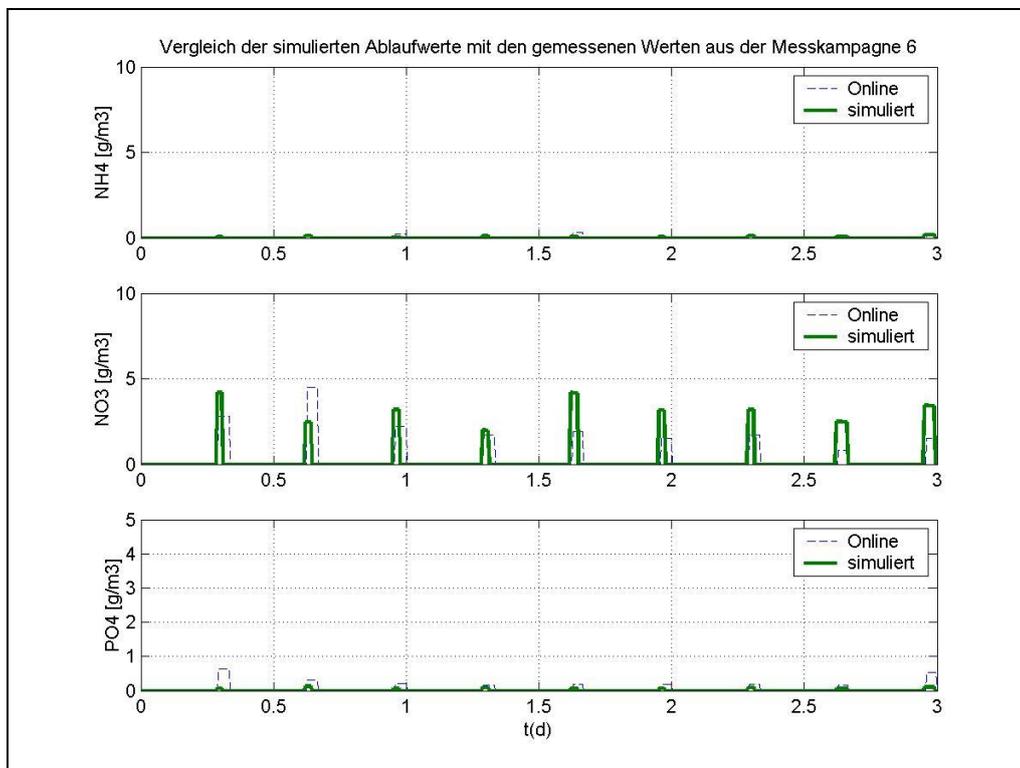


Abbildung 6-27: Vergleich der Online- (a) und Ablaufwerte (b) des SBR2 in der Messkampagne 6 im 8h-Zyklus mit den Simulationsdaten unter Verwendung von Kalibrierparametern

Die Phosphorrücklösungen und die Phosphoraufnahmen sind bei beiden Messkampagnen in der Simulation zu stark ausgeprägt, obwohl die Ablaufwerte mit den realen Messwerten gut übereinstimmten. Eine bessere Einstellung der internen Vorgänge bezüglich  $\text{PO}_4$  war nicht möglich. Die Übereinstimmung mit den  $\text{PO}_4$ -Ablaufwerten war allerdings ausreichend.

Zur Einstellung der Fällmitteldosierung wurde ein mittlerer Jahresverbrauch von  $32 \text{ m}^3/\text{Jahr}$  zu Grunde gelegt. Da die Bio-P-Elimination mit keiner Parametereinstellung korrigiert werden konnte, musste die Dosierung im Modell im 8h-Zyklus 120 min und im 6h-Zyklus 75 min vorgezogen werden, um vergleichbare Dosiermengen zu erhalten. Bei den anderen Zeitzyklen wurde die Dosierung vergleichbar vorgezogen. Dabei wurde die Zeitverzögerung von 20 min für die Zeit des Transports und der Analyse des Permeats berücksichtigt.

Die Unterschiede in der Bio-P-Elimination und Dosierung im Modell könnte einerseits mit dem Fällmittel  $\text{Al}(\text{OH})_3$  zusammen hängen, obwohl die Stöchiometrie angepasst und extern überprüft wurde. Das Modell ist ursprünglich auf  $\text{Fe}(\text{OH})_3$  eingestellt. Andererseits kann es auch sein, dass das noch wenig untersuchte EAWAG-Bio-P-Modell die wirklichen Phosphorrücklöse- und Aufnahmeprozesse noch nicht ausreichend realistisch darstellt. Daher sollten bei den Studien die  $\text{PO}_4$ -Ablaufwerte und Dosiermengen lediglich tendenziell betrachtet werden. Studien anderer Kläranlagen werden zeigen, inwieweit das EAWAG-BioP-Modell angepasst werden muss, um bessere Übereinstimmungen zu liefern.

Die Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH hat bereits mehrfach SBR-Kläranlagen mit Hilfe des ASM1 untersucht (Rönner-Holm et al., 2006). Dabei konnte die Onlinedaten-Kalibrierung des jeweiligen Kalibrierreaktors, so wie sie auch in dieser Arbeit durchgeführt wurde, erfolgreich eingesetzt werden. Eine Nachjustierung im Gesamtmodell war nicht notwendig. Dies steht im Gegensatz zur Verwendung des ASM3-EAWAG-BioP-Modells im Modell der Kläranlage Spengge. Hierbei konnte für den Pufferbehälter 1 nicht der gleiche Parameterdatensatz wie für die Reaktoren eingesetzt werden. Für den Pufferbehälter musste der  $K_H$  verändert werden, während sich dieser Parameter negativ auf die Reaktoren auswirkte, so dass bei den Reaktoren die Standardeinstellung von 9 beibehalten blieb. Ein Grund hierfür könnte die Simulation der Speicherung im ASM3-Modell sein, die vor allem im Pufferbehälter 1 von Bedeutung ist. Ein weiterer Grund könnte im Zusammenwirken des ASM3 mit dem EAWAG-BioP-Modell liegen. Dennoch konnte mit der hier angewandten Onlinedaten-Kalibrieremethode eine sehr gute Eingrenzung der Parameter erzielt werden, was die Nachjustierung vereinfachte. Vor allem auf Grund der langen Simulationszeiten von Vorläufen im Gesamtmodell ist die vorgezogene Kalibrierung des Kalibrierreaktors mit einer enormen Zeitersparnis verbunden und wird daher auch zukünftig nicht an Bedeutung verlieren.

## 6.4 Zwischenfazit

Im Rahmen der vorangegangenen Abschnitte wurde dargestellt, wie ein Kläranlagenmodell in der noch wenig untersuchten, kombinierten ASM3-EAWAG-BioP-Matrix erstellt wurde. Neben dem Kalibrierreaktor ist es gelungen ein Gesamtmodell bestehend aus einem Beschickungspumpwerk, zwei Pufferbehältern und drei SBR-Reaktoren zu programmieren. Dabei wurden die Pufferbehälter und die Reaktoren jeweils als ein Behälter bestehend aus drei Schichten angelegt. Dadurch konnte der DIC/RS-SBR-Betrieb nachsimuliert werden. Es wurden alle notwendigen PLS-Strategien integriert. Ganz neu wurde die Strategie zum Sprung in kürzere sowie zurück in längere Zeitzyklen eingeführt.

Die Messdaten aus den Messkampagnen konnten genutzt werden, um den Kalibrierungsreaktor so einzustellen, dass die bestmögliche Übereinstimmung in den internen Vorgängen im SBR2 und in den Ablaufwerten erzielt werden konnte. Nach Ermittlung der Alpha-Wert-Variabilität wurde die Belüftung entsprechend angepasst. Die Hydraulik der beiden Pufferbehälter wurde justiert. Das Gesamtmodell wurde in einem iterativen Verfahren nachkalibriert. Für den Pufferbehälter 1 und die Reaktoren wurden unterschiedliche Parameterdatensätze verwendet.

Die Übereinstimmung der Phosphorrücklösung und -aufnahme im Reaktor war verbesserungsbedürftig. Aber die  $\text{PO}_4$ -Ablaufwerte lieferten wirklichkeitsnahe Ergebnisse. Daher ist eine Beurteilung der Fällmitteldosiermengen und der  $\text{PO}_4$ -Konzentrationen im Reaktor nur tendenziell möglich, wodurch auch die Bewertung der Überschussschlammengen erschwert wird. Das Gesamtmodell simuliert aber besonders realitätsnah den CSB-Abbau, die Nitrifikation und Denitrifikation, wodurch Studien bezüglich der Reinigungsleistung durchgeführt werden können. Auf Grund der speziellen Programmierung der Belüftung sind zudem Aussagen über Belüftungszeiten möglich. Die gute hydraulische Übereinstimmung des Modells erlaubt die Beurteilung von verschiedenen, hydraulischen Lastfällen.

## 7 ABSCHÄTZUNG DES OPTIMIERUNGSPOTENZIALS MITTELS SIMULATIONEN

### 7.1 Kanalnetz - Schmutzfrachtsimulation

#### 7.1.1 Vorgehensweise im Rahmen der Schmutzfrachtsimulationen

In den Simulationen wird zunächst der bestehende Ist-Zustand in einer Langzeitsimulation über 33 Jahre untersucht und anhand der Entlastungskennwerte bewertet (Kap. 7.1.2). Für diese Langzeitsimulation wurde ein mittlere Trockenwetterabfluss und mittlere Verschmutzungen über das ganze Jahr angesetzt. Danach wurde ein repräsentatives Jahr für die Untersuchung der Auswirkungen verschiedener Systemzustände anhand der Ergebnisse ausgewählt. Bei der Betrachtung des Einzeljahres wurden auch der zeitlich variable Fremdwasseranfall und die zeitlich unterschiedliche Verschmutzung des Trockenwetterabflusses berücksichtigt. Dies wäre für die Langzeitsimulation mit erheblichem Aufwand verbunden gewesen.

Der Zufluss zur Kläranlage, also die Drosselabflüsse an den Regenüberlaufbecken wurden dann schrittweise ausgehend vom bestehenden Faktor  $f_{S,QM}$  erhöht bzw. optimiert. Die Auswirkungen des erhöhten KA-Zuflusses werden für zwei verschiedene Stufen der Erhöhung der Drosselabflüsse untersucht (Kap. 7.1.3). Bei der ersten Variante sollen die Zuflüsse zur Kläranlage 250 [l/s], bei der zweiten 300 [l/s] betragen. Der Schwerpunkt der Untersuchungen bildet die Bilanzierung von Jahresfrachten. Als Leitparameter wird hierzu der CSB betrachtet.

Durch eine geänderte Drosselung an Regenüberlaufbecken ändert sich auch die Belastungssituation der Kläranlage. Durch eine Erhöhung des Zuflusses zur Kläranlage verringern sich entlastete Volumina und Frachten aus dem Kanalnetz. Im KA-Zufluss erhöhen sich folglich die Zuflussvolumina und -frachten. Andererseits verringern sich durch die erhöhten Abflüsse an Becken die Beckenentleerungszeit und damit die Dauer des erhöhten Zuflusses auf der Kläranlage. Die Zuflusssituation der Kläranlage wurde durch eine detaillierte Betrachtung untersucht.

Um weitere Aussagen über die Auswirkungen des geänderten Kläranlagenzuflusses zu erhalten und Optimierungsstrategien für die Kläranlage erarbeiten zu können, wurden insgesamt sechs Belastungsszenarien entwickelt (Kap. 7.1.4). Zugrunde gelegt werden konnten langjährige Niederschlagsaufzeichnungen einer Station in Bielefeld der Jahre 1960-1992. Es wurden insgesamt 18 Niederschlagssituationen mit unterschiedlicher Charakteristik und Dauer der Trockenperiode ausgewählt und jeweils ein Zeitraum von sieben Tagen betrachtet. Die Ereignisse wurden dann für den Ist-Zustand und die beiden Varianten mit erhöhtem Drosselabfluss simuliert. Die Kläranlagenzuflusssituation wurde bei diesen Szenarien durch eine detaillierte Betrachtung für den Simulationszeitraum untersucht. Diese Ergebnisse sollten als Eingangsgrößen für die dynamische Simulation des Kläranlagenmodells und die Optimierung der Betriebsstrategien bei Mischwasserzufluss dienen.

Auf Basis der Jahresbetrachtung wurden Gesamtemissionen in die Gewässer aus dem Kanalnetz und der Kläranlage für die verschiedenen Zuflussstufen ermittelt (Kap. 7.3.1). Diese Betrachtung erlaubt die Abschätzung eines „optimalen“ Kläranlagenzuflusses aus Gesamtemissionssicht. Weiterhin wurden von den Belastungsszenarien zwei Ereignisse ausgewählt, die für die Kläranlage besonders ungünstig sind, und diese im Bezug auf die Gesamtemissionen näher untersucht.

## 7.1.2 IST-Zustand

Der Mischwasserzufluss zur Kläranlage Spenge liegt momentan bei  $8,4 \cdot Q_{S,aM} + Q_{F,aM}$ . Das entspricht einem maximalen Zufluss zur Kläranlage von  $Q_M = 200$  [l/s]. Die Abflusssituation der Regenüberlaufbecken zeigt derzeit einen sehr stark variierenden Faktor  $f_{s,QM}$  an den verschiedenen Becken (Tabelle 7-1). Der Faktor  $f_{s,QM}$  reicht von 4,1 am RÜB 2 (ehem. KA Lenzinghausen) bis zu 60,9 beim RÜB 4 (Bielefelder Straße). Die Werte sind an einigen Becken so hoch, weil der ankommende Schmutz- und Fremdwasserabfluss sehr klein ist. Um eine zuverlässige Drosselung zu gewährleisten sind Abflusswerte  $< 10$  l/s schwierig einzuhalten, wodurch ein großer Faktor  $f_{s,QM}$  resultiert.

Trotz des zeitlich variablen Fremdwasseranfalls ist der Unterschied des Faktors  $f_{s,QM}$  zwischen Winter- und Sommermonaten nicht groß, da die Werte insgesamt schon sehr hoch sind.

Tabelle 7-1: Faktoren  $f_{s,QM}$  im Drosselabfluss von Bauwerken beim derzeitigen Mischwasserabfluss zur Kläranlage von 200 [l/s]

Bauwerke	$Q_{Dr}$ [l/s]	$f_{s,QM}$	$f_{s,QM}$ Wi	$f_{s,QM}$ So
RÜB 1	10	52,1	51,4	52,6
RÜB 2	20	4,1	3,5	4,7
RÜB 3	10	16,8	16,1	17,3
RÜB 4	7	60,9	60,3	61,5
RÜB 5	65	8,8	8,1	9,3
RÜB 6	30	21,2	20,6	21,7
RÜB 7	10	28,8	28,2	29,4
RÜB 8	22	30,9	30,3	31,5
RÜB 9	10	23,6	23,0	24,2
RÜB 10	30	9,5	8,9	10,1
RÜB 11	7	52,1	51,4	52,6

### 7.1.2.1 Langzeitsimulation

Zur Ermittlung der vorhandenen Entlastungskennwerte wurde mit dem Schmutzfrachtmodell KOSMO und den vorgenannten Niederschlagsdaten (1960-1992 = 33 Jahre) eine Langzeitsimulation durchgeführt.

Für die betrachteten 33 Jahre beträgt die mittlere Entlastungsrate 24%. Der sehr geringe Wert resultiert einerseits aus dem insgesamt recht hohen zur Verfügung stehenden Speichervolumen der RÜB von ca.  $48 \text{ m}^3/\text{ha}$   $A_{E,b}$ . Andererseits sind die Drosseln an den meisten Becken sehr hoch eingestellt (s. Tabelle 7-1), was eine sehr geringe Entlastungstätigkeit verursacht. Weiterhin kann im größtenteils flachen Kanalnetz bei Regenereignissen Kanalvolumen aktiviert werden.

Die Bilanzwerte des Niederschlags und einiger Stoffparameter der Jahre 1960-1992 der Schmutzfrachtberechnung sind in Tabelle 7-4 als Auszug aus der Ergebnisdatei dargestellt.

Die einzelnen Becken scheinen insgesamt relativ ungleichmäßig ausgelastet zu sein. Es zeigt sich je nach Größe des Einzugsgebiets der einzelnen Becken und vor allem je nach dem Faktor  $f_{S,QM}$  im Drosselabfluss eine sehr unterschiedliche Entlastungstätigkeit. Eine auffällig große Entlastungsmenge tritt an Becken RÜB5 auf, wo ca. 32% des gesamten Entlastungsvolumens und ca. 27% der CSB-Jahresentlastungsfracht abgeschlagen werden (Tabelle 7-2). Den größten Anteil an der Entlastungsfracht hat allerdings Becken RÜB2. Hier ist neben dem geringen  $f_{S,QM}$ -Wert im Abfluss auch das spezifische Speichervolumen mit rund  $14 \text{ m}^3/\text{ha}_{AE,b}$  vergleichsweise gering. Die Entlastungsdauer von Becken RÜB2 und RÜB5 ist ca. viermal länger als bei Becken RÜB10.

Tabelle 7-2: Entlastungsschwerpunkte im Einzugsgebiet im IST-Zustand

Bauwerk	Entlastungsvolumen [m <sup>3</sup> /a]	Entlastungsfracht CSB [kg/a]	Entlastungskonz. CSB [mg/l]	Entlastungsereig. [d/a]	Entlastungsdauer [h/a]
RUEB2	39.087	3.694	94,5	62,5	195,2
RUEB5	77.382	2.169	28,0	36,2	205,0
RUEB10	17.877	1.002	56,1	17,7	45,4

Das Becken RÜB1 mit einem derzeitigen Drosselabfluss von ca.  $50 Q_{S,aM} + Q_{F,aM}$  dagegen zeigt in den betrachteten 33 Jahren nur 10 Entlastungsereignisse bei denen insgesamt 2.500 kg CSB entlastet werden.

Die Erhöhung von Drosselabflüssen an Becken zum Erreichen der verschiedenen Zuflussstufen zur Kläranlage sollte deshalb primär an den Entlastungsschwerpunkten stattfinden.

Die Mischverhältnisse  $m$  an den einzelnen Entlastungsbauwerken – hier berechnet als volumenmäßiger Anteil des Trockenwetterabflusses im Entlastungsabfluss (ATV-DVWK M 177, 2001) – stellen sich wie in Tabelle 7-3 gezeigt dar. Das erforderliche Mindest-Mischverhältnis beträgt an allen Bauwerken sieben und ist somit größtenteils mit deutlichem Abstand eingehalten. Lediglich an Becken RÜB 3 Mühlenburg wäre es nicht eingehalten. Bei der detaillierten Betrachtung des Trockenwetterabflusses für das mittlere Jahr (s.u.) getrennt für Sommer- und Wintermonate zeigt sich allerdings ein deutlich besseres Ergebnis (Tabelle 7-8). Es ist zu erwarten, dass bei einer Langzeitsimulation mit verschiedenen Fremdwasseransätzen für die Sommer und Wintermonate vergleichbar hohe Mischverhältnisse erhalten werden.

Tabelle 7-3: Mischverhältnisse an den Einzelbauwerken

Bauwerk	vorh. m
RUE-1 Am Schützenwäldchen	42,5
RUE-2 Am Schürhof	> 99
RUEB-1 Tiefenweg	> 99
RUEB-2 ehem. KA Lenzinghausen	8,7
RUEB-3 Mühlenburg	6,0
RUEB-4 Bielefelder Straße	> 99
RUEB-5 Friedhof	56,2

Bauwerk	vorh. m
RUEB-6 Westerenger	53,5
RUEB-7 Mantershagen	> 99
RUEB-8 Kirche Wallenbrück	52,0
RUEB-9 Wallenbrück IV	> 99
RUEB-10 KA Spenge	39,5
RUEB-11 KA Hengstenberg	48,8

Tabelle 7-4: Bilanzwerte der Langzeitsimulation 1960-1992 für IST-Zustand Spenge

**Bilanzwerte Niederschlagsabfluss**

Jahresniederschlagshöhe	mm/a	840
Jahresniederschlagsvolumen (Gesamtfläche)	m <sup>3</sup> /a	2.664.226
Abflusswirksamer N. (N-Abflusssumme)	m <sup>3</sup> /a	819.363
Abflussbeiwert bezogen auf befestigte Flächen	%	77,9

*Kennwerte zur Entlastung*

Niederschlagsabflusssumme (100 %-Bezugswert)	m <sup>3</sup> /a	819.363
Spezifische Niederschlagsabflusssumme (pro ha A <sub>E,b</sub> )	m <sup>3</sup> /(ha·a)	6.547
Entlastungsabflusssumme im Gesamtsystem	m <sup>3</sup> /a	192.880
Spezifische Entlastungsabflusssumme (pro ha A <sub>E,b</sub> )	m <sup>3</sup> /(ha·a)	1.541
Entlastungsabflussrate im Gesamtsystem	%	23,5
Anteil TW-Abfluss an Entlastungsabflusssumme	m <sup>3</sup> /a	9.806
Mischverhältnis m (Gesamtsystem)	-	18,7

**Bilanzwerte Stoffparameter CSB**

Frachtabtragung durch Niederschlagsabfluss (100%-Wert)	kg/a	204.841
Spezifischer Frachtabtrag (befestigte Fläche)	kg/(ha·a)	1.637
Konzentration im Niederschlagsabfluss	mg/l	250

*Kennwerte zur Entlastung*

Entlastungsfracht im Gesamtsystem	kg/a	12.444
Spezifische Entlastungsfracht (befestigte Fläche)	kg/(ha·a)	99,4
Entlastungskonzentration (Mittelwert)	mg/l	64,5
Entlastungsfrachtrate im Gesamtsystem	%	6,1

**Bilanzwerte Stoffparameter NH<sub>4</sub>-N**

Frachtabtragung durch Niederschlagsabfluss (100%-Wert)	kg/a	819
Spezifischer Frachtabtrag (befestigte Fläche)	kg/(ha·a)	7
Konzentration im Niederschlagsabfluss	mg/l	1

*Kennwerte zur Entlastung*

Entlastungsfracht im Gesamtsystem	kg/a	367
Spezifische Entlastungsfracht (befestigte Fläche)	kg/(ha·a)	2,9
Entlastungskonzentration (Mittelwert)	mg/l	1,9
Entlastungsfrachtrate im Gesamtsystem	%	44,8

**Bilanzwerte Stoffparameter P<sub>ges</sub>**

Frachtabtragung durch Niederschlagsabfluss (100%-Wert)	kg/a	819
Spezifischer Frachtabtrag (befestigte Fläche)	kg/(ha·a)	7
Konzentration im Niederschlagsabfluss	mg/l	1

*Kennwerte zur Entlastung*

Entlastungsfracht im Gesamtsystem	kg/a	127
Spezifische Entlastungsfracht (befestigte Fläche)	kg/(ha·a)	1,0
Entlastungskonzentration (Mittelwert)	mg/l	0,7
Entlastungsfrachtrate im Gesamtsystem	%	15,4

### 7.1.2.2 Ermittlung eines „mittleren“ Jahres

Die Auswahl eines repräsentativen Jahres für die Untersuchung der Auswirkungen verschiedener Systemzustände richtet sich nach einer möglichst guten Übereinstimmung in Niederschlags- und Entlastungsverhalten mit den Mittelwerten der Langzeitsimulation über 33 Jahre.

Das Jahr 1979 entspricht recht gut den genannten Anforderungen, denn die Abweichungen der verschiedenen Kenngrößen gegenüber den langjährigen Mittelwerten betragen im Ist-Zustand maximal 13,4%. Die Kennwerte der Langzeitsimulation und des Jahres 1979 sind vergleichend in Tabelle 7-5 aufgeführt.

Tabelle 7-5: Kennwerte der Langzeitsimulationen Mittelwertes 1960-1992 und des Jahres 1979

Kenngrößen	Einheit	Mittelwerte 1960-1992	Jahr 1979	Differenz
Jährliche Niederschlagshöhe $h_N$	mm/a	840	870	3,4 %
Abflussbeiwert $\psi$	-	77,9	79,1	1,5 %
Konzentrationen im Regenabfluss $c_R$	mg/l			
CSB		250	236,4	5,44 %
$P_{ges}$		1	0,9	10 %
$NH_4-N$		1	0,7	30 %
Entlastungsabflusssumme	$m^3/a$	192.880	181.580	5,9 %
Entlastete Schmutzfracht $S_{FE,CSB}$	kg/a	13.187	15.229	13,4 %

Für das mittlere Jahr wurden dann die Zeitabschnitte Januar - April, Mai - Oktober und November - Dezember zuerst aufgrund des unterschiedlichen Fremdwasseranfalls einzeln berechnet und danach gemeinsam bilanziert. Die Bilanzwerte für das Gesamtsystems für das Jahr 1979 sind im Anhang in Tabelle A-3 zusammengestellt.

Durch die detaillierte Betrachtung des Trockenwetterabflusses ergeben sich stellenweise auch veränderte Ergebnisse. Während das Gesamtentlastungsvolumen im Jahr 1979 fast gleich ist, wie bei der Betrachtung mit mittleren Annahmen, ist die Entlastungsfracht beim CSB wesentlich höher (27.114 kg im Vergleich zu 15.229 kg). Bei den Einzelbauwerken sind z.B. beim RÜB 5 Am Friedhof die Unterschiede auffällig. Obwohl sich fast gleiche Entlastungsvolumina bei den beiden Betrachtungsweisen ergeben und die Anzahl und die Dauer der Entlastungsereignisse bei der Betrachtung mit mittleren Werten nur etwas höher sind, sind die Entlastungsfrachten und -konzentrationen sehr unterschiedlich. Bei der detaillierten Betrachtung weisen die Sommerereignisse, bei denen anteilig sehr viel entlastet wird, durch die höhere Konzentration im Trockenwetterabfluss nun eine noch höhere Entlastungsfracht auf. Insgesamt werden im Jahr 1979 am RÜB5 7.400 kg CSB entlastet, während es bei der Betrachtung mit gleichen mittleren Werten für das ganze Jahr nur 2.600 kg waren.

### 7.1.3 Langzeitsimulation für das „mittlere“ Jahr bei veränderten Drosselflächen

Bei der Bilanzierung der Entlastungsvolumina und -frachten wurden die genannten zwei Stufen für die Erhöhung der Drosselabflüsse untersucht. In Spenge ist die Besonderheit gegeben, dass auf der Kläranlage zwei sehr große Pufferbehälter zur Verfügung stehen. Sowohl hydraulisch als auch stofflich wurde deshalb für die Zuflüsse aus dem Kanalnetz keine bestimmte

Steuerungsphilosophie verfolgt. Die Pufferbehälter werden gezielt zur Regelung der innerhalb des DIC-SBR-Verfahrens „jeweils gewünschten Zuflusskonzentration“ genutzt. Für ein detailliertes Steuerungskonzept, um die sich quantitativ und auch geringfügig qualitativ unterscheidenden Zuflüsse aus den verschiedenen Hauptsammlern zeitlich gesteuert zur Kläranlage zu leiten, bestand demnach kein Erfordernis.

Die Drosselabflüsse an den Becken wurden entsprechend angepasst, um einen KA-Zufluss von 250 [l/s] bzw. 300 [l/s] zu erreichen. Zunächst wurden hierzu die Drosselorgane an den einzelnen Bauwerken analysiert und die Möglichkeit zur Änderung der Drosselabflüssen von Bockermann-Fritze Ingenieur-Consult ingenieurtechnisch bewertet. Diese Abschätzung ist in Tabelle 7-6 dargestellt.

Tabelle 7-6: Möglichkeiten zur Änderungen von Drosselabflüssen

Bauwerk	derzeitig $Q_{Dr}$ [l/s]	Drosselorgan	mögliche Änderung
RÜB 1 Tiefenweg	10	Alpheus	<i>neue Schieberblende möglich, aber kompliziert</i>
RÜB 2 Ehem. KA Lenzinghausen	20	Pumpe + Druckrohrleitung	<i>eher keine Änderung möglich (max. 1-2 l/s)!</i>
RÜB 3 Mühlenburg	10	MID	<i>Änderung möglich</i>
RÜB 4 Bielefelder Straße	7	MID	<i>Änderung möglich</i>
RÜB 5 Am Friedhof	65	E-Schieber	<i>Änderung möglich</i>
RÜB 6 Westerenger	30	Hydroslide	<i>+/- 5 l/s</i>
RÜB 7 Mantershagen	10	Pumpe + Druckrohrleitung	<i>keine Änderung möglich!</i>
RÜB 8 Kirche Wallenbrück	22	Alpheus	<i>neue Schieberblende möglich, aber kompliziert</i>
RÜB 9 Sievers Feld	10	E-Schieber	<i>Änderung möglich</i>
RÜB 10 Kläranlagengelände	30	E-Schieber	<i>Änderung möglich</i>
RÜB 11 Kläranlage Hengstenberg	7	Pumpe	<i>keine Änderung möglich!</i>
TB 1 Sarntaler Straße	45	Wirbeldrossel	<i>keine Änderung möglich! ( evtl. +/- 5 l/s)</i>
TB 2 Martinsweg	15	Hydroslide / Alpheus	<i>Umbau geplant in 1 Bauwerk - Drossel "frei wählbar"</i>
TB 3 Neukirchener Straße	15	Hydroslide / Alpheus	

Der Zufluss zur Kläranlage, also der Drosselabfluss an den jeweils Teileinzugsgebiet abschließenden Regenüberlaufbecken wird dann schrittweise ausgehend vom bestehenden Faktor  $f_{s,QM}$  angepasst.

Drosselabflüsse wurden an den Becken (bzw. Hauptsammlern) geändert, an denen die Änderung des Drosselabflusses ohne großen technischen Aufwand möglich ist. Weiterhin sollten die einzelnen Faktoren für die einzelnen Bauwerke in möglichst ähnlichen Größenbereich liegen, um eine gleichmäßige Auslastung der Becken zu gewährleisten. An Becken, die im Ist-Zustand bereits ein  $f_{s,QM}$  von mehr als 20 aufwiesen, wurde der Drosselabfluss nicht zusätzlich erhöht.

Die geänderten Drosselabflüsse und die entsprechenden Faktoren  $f_{S,QM}$  sind in Tabelle 7-7 dargestellt.

Da das Trennbauwerk Sarntaler Straße die gesamten Abflüsse aus Lenzinghausen drosselt, stellt der Abfluss aus dem Bauwerk einen eigenen „Zuflussstrang“ zur Kläranlage Spenge dar. Abweichend von den Festlegungen wurden die Abflüsse dieses Bauwerks über die Angaben in Tabelle 7-7 hinaus erhöht, da auch die im Einzugsgebiet gelegenen RÜB 3 die Abflüsse erhöht wurden. Ein ähnlicher Effekt zur Erhöhung des Gesamtkläranlagen-Zuflusses hätte auch durch die Erhöhung der Abflüsse an Becken RÜB 9 erzielt werden können. Da hier der Abfluss aber schon  $24 \cdot Q_{S,aM} + Q_{F,aM}$  beträgt und das Becken selten entlastet, wurde der Abfluss nicht zusätzlich erhöht.

Tabelle 7-7 : Erhöhung von Drosselabflüssen

Bauwerke	für $Q_M = 250$ [l/s] ( $f_{S,QM} = 10,8$ )				für $Q_M = 300$ [l/s] ( $f_{S,QM} = 13,2$ )			
	$Q_{dr}$ [l/s]	$f_{S,QM}$	$f_{S,QM} Wi$	$f_{S,QM} So$	$Q_{dr}$ [l/s]	$f_{S,QM}$	$f_{S,QM} Wi$	$f_{S,QM} So$
RÜB 1	10	52,1	51,4	52,6	10	52,1	51,4	52,6
RÜB 2	20	4,1	3,5	4,7	20	4,1	3,5	4,7
RÜB 3	10	16,8	16,1	17,3	<b>15</b>	25,7	25,1	26,2
<b>TB1</b>	<b>70</b>	7,9	7,3	8,5	<b>90</b>	10,5	9,9	11,1
RÜB 4	7	60,9	60,3	61,5	7	60,9	60,3	61,5
RÜB 6	30	21,2	20,6	21,7	30	21,2	20,6	21,7
<b>RÜB 10</b>	<b>45</b>	14,8	14,2	15,4	<b>55</b>	18,4	17,7	18,9
<b>RÜB 5</b>	<b>75</b>	10,3	9,7	10,9	<b>95</b>	13,4	12,7	13,9
RÜB 7	10	28,8	28,2	29,4	10	28,8	28,2	29,4
RÜB 8	22	30,9	30,3	31,5	22	30,9	30,3	31,5
RÜB 11	7	52,1	51,4	52,6	7	52,1	51,4	52,6
<b>PW KA 2</b>	50	22,0	21,4	22,6	50	22,0	21,4	22,6
<b>RÜB 9</b>	10	23,6	23,0	24,2	10	23,6	23,0	24,2

  Hauptsammler  
 z.B. **8** (Fett) Änderung des Drosselabflusses

Am Becken RÜB2 in Lenzinghausen, an dem derzeit keine Anpassung des Drosselabflusses möglich ist, sollte über eine bautechnische Änderung der Druckleitung nachgedacht werden, da der Drosselabfluss dort sehr gering ist. Da das Becken derzeit einen Entlastungsschwerpunkt darstellt könnten dadurch gezielt Emission ins Gewässer verringert werden.

Für die zweite Zuflussstufe ( $Q_M = 250$  l/s) wurden auch andere Kombinationen von Drosselabflusserhöhungen getestet, bei den Ergebnissen zigten sich allerdings in den Gesamtentlastungen keine deutlichen Änderungen zur hier dargestellten Kombination.

#### ▪ Gesamtentlastungsvolumen und -frachten Kanalnetz

Abbildung 7-1 zeigt die Veränderung von Entlastungsvolumen und -frachten im Gesamteinzugsgebiet der Kläranlage Spenge bei der Erhöhung von Drosselabflüssen. Das Entlastungsvolumen kann im Vergleich zum IST-Zustand über 18 % ( $Q_M = 250$  l/s) um bis zu 27 % verringert werden ( $Q_M = 300$  l/s). Die jährlichen Entlastungsfrachten des CSB (und AFS) werden bei  $Q_M = 250$  l/s in ähnlichem Maße reduziert, bei einem noch größeren KA-Zufluss allerdings weniger als das Entlastungsvolumen (22%). Die emittierten Nährstofffrachten ( $NH_4-N$  und  $P_{ges}$ ) werden

noch deutlicher reduziert als der CSB. Bei allen Frachtwerten zeigt sich allerdings, dass eine Erhöhung des Kläranlagenzuflusses über 250 l/s hinaus keine weitere Verbesserung der Entlastungsfrachten mit sich bringt. Vor allem wegen der inhomogenen Drosselung der Bauwerke macht sich die weitere Reduzierung der Frachten an einigen Bauwerken bezogen auf das Gesamtgebiet nicht mehr bemerkbar. Außerdem können Spitzfrachten bei „großen“ Entlastungsereignissen durch die Erhöhung von Drosselabflüssen fast gar nicht vermindert werden, da der Zufluss bzw. der Entlastungsabfluss des Bauwerks den möglichen Abfluss um ein Vielfaches überschreitet.

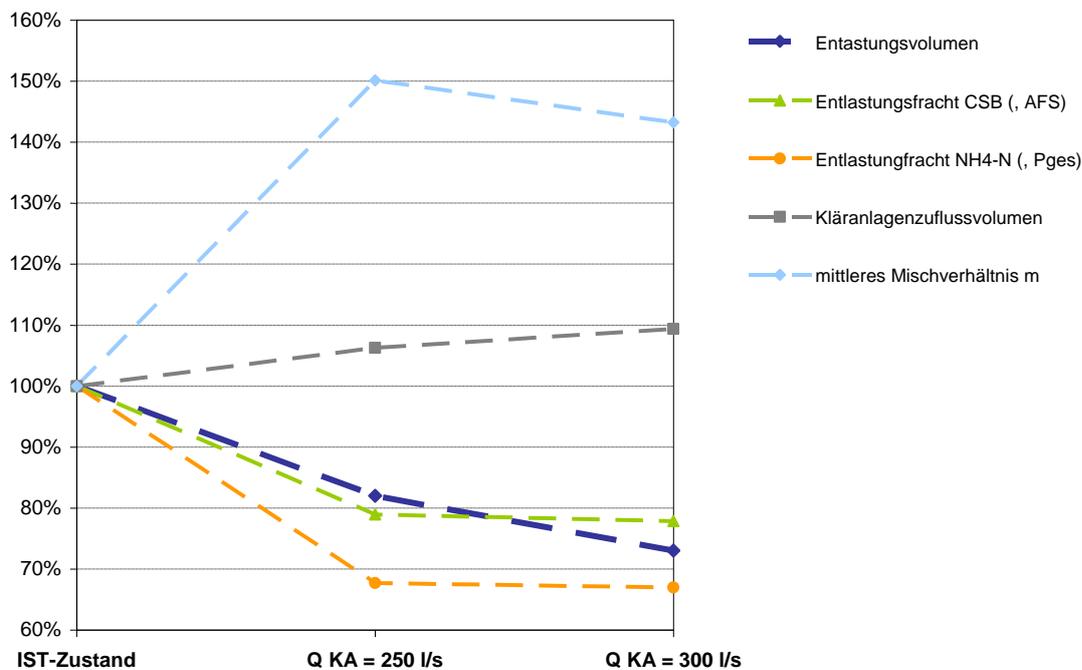


Abbildung 7-1: Prozentuale Veränderung der Entlastungskennwerte bei Erhöhung der Drosselabflüsse

Die Betrachtung des mittleren Mischverhältnisses, also des Verhältnisses von entlastetem Regenwasser zum Anteil Trockenwetterabfluss im Entlastungsabfluss, zeigt sogar, dass sich bei einem Zufluss von 300 l/s ein schlechterer Wert einstellt als bei 250 l/s (Eine Erhöhung des mittleren Mischverhältnisses bedeutet eine höhere „Verdünnung“ des entlasteten Mischwassers). Die Becken, an denen sich das Mischverhältnis durch die Änderung der Drosselabflüsse merkbar ändert, sind in Tabelle 7-8 dargestellt

Tabelle 7-8: Mischverhältnisse mittleres Jahr 1979

Bauwerk	$Q_M = 200 \text{ l/s}$	$Q_M = 250 \text{ l/s}$	$Q_M = 300 \text{ l/s}$
RUEB-3 Mühlenburg	19,0	19,8	13,4
RUEB-5 Friedhof	18,9	19,1	18,6
RUEB-10 KA Spenge	35,6	34,6	33,4

Insgesamt zeigt sich, dass durch relativ geringfügige Änderungen im Kanalnetz (Erhöhung  $Q_{Dr}$  an drei Becken und einem Trennbauwerk) schon deutliche Verbesserung der Emissionen aus dem Kanalnetz erreicht werden können.

- **Betrachtung der einzelnen Entlastungsbauwerke**

Die Änderung des Entlastungsvolumens und der entlasteten CSB-Fracht bei den einzelnen Entlastungsbauwerken bei erhöhten Drosselabflüssen im Vergleich zum Ist-Zustand sind in Abbildung 7-2 und Abbildung 7-3 dargestellt.

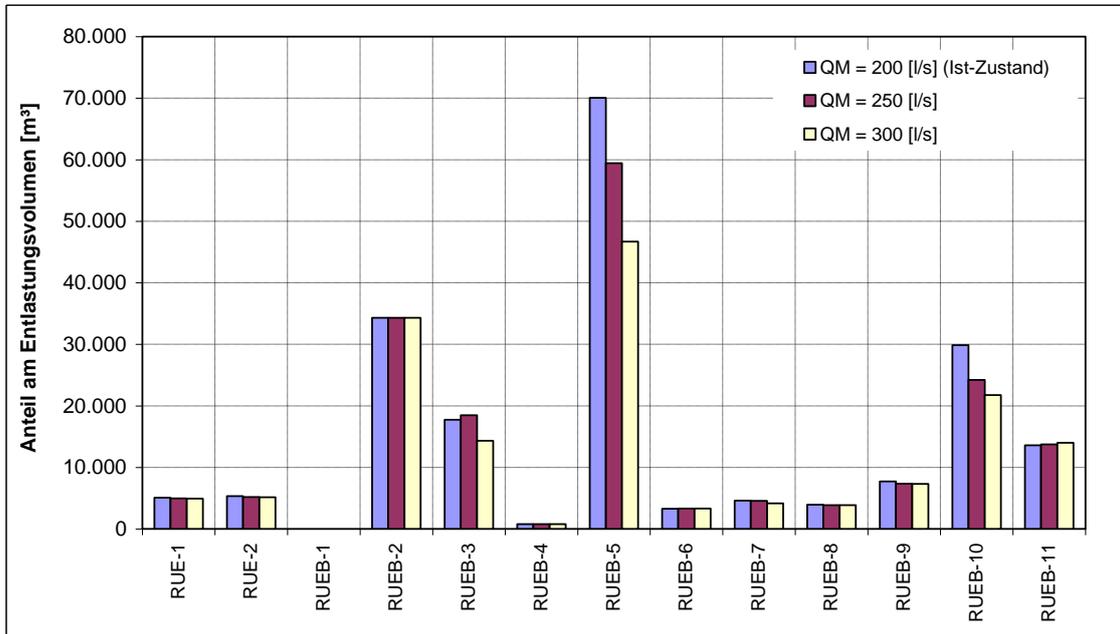


Abbildung 7-2: Entlastungsvolumen bei erhöhten Drosselabflüssen im Vergleich zum Ist-Zustand

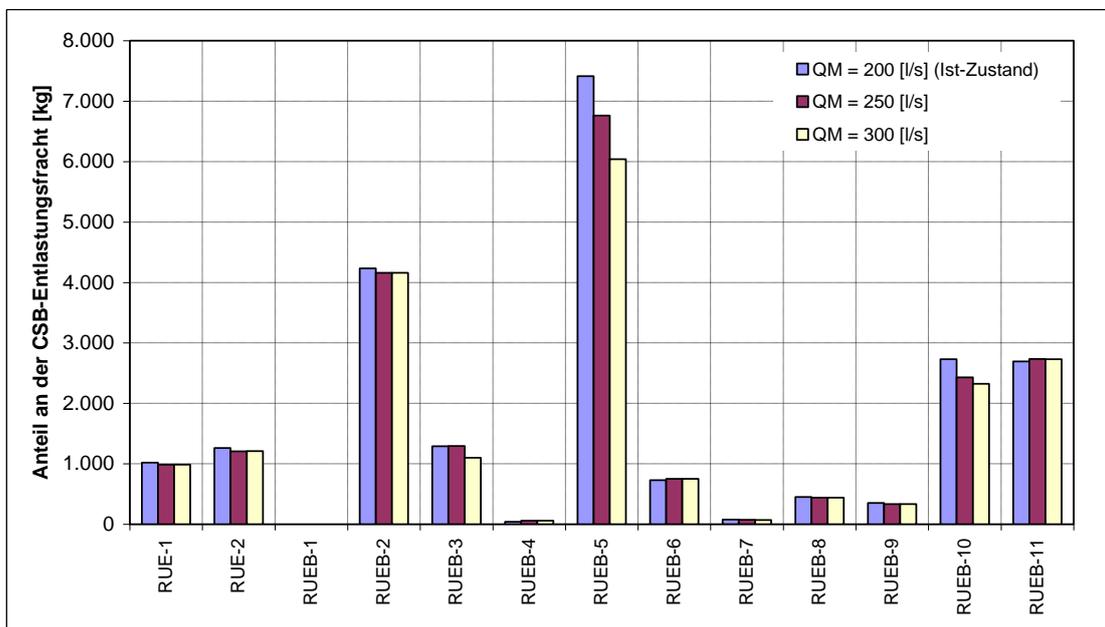


Abbildung 7-3: Entlastungsfrachten CSB bei erhöhten Drosselabflüssen im Vergleich zum Ist-Zustand

- **Entlastungsdauern und -häufigkeiten**

Die Langzeitsimulation zeigt, dass durch eine Drosselerhöhung vor allem die Anzahl der Entlastungsereignisse verringert und damit kleinere Entlastungsereignisse ganz vermieden werden können. Bei den vermiedenen Entlastungsereignissen wurden zwar nur geringe Mengen entlastet, aufgrund ungünstiger Mischungsverhältnisse können die Entlastungskonzentrationen bei

solchen Ereignissen allerdings sehr hoch sein. Die Abbildung 7-4 zeigt, dass bei RÜB3, RÜB5 und RÜB10 die Entlastungshäufigkeit sehr stark reduziert wird.

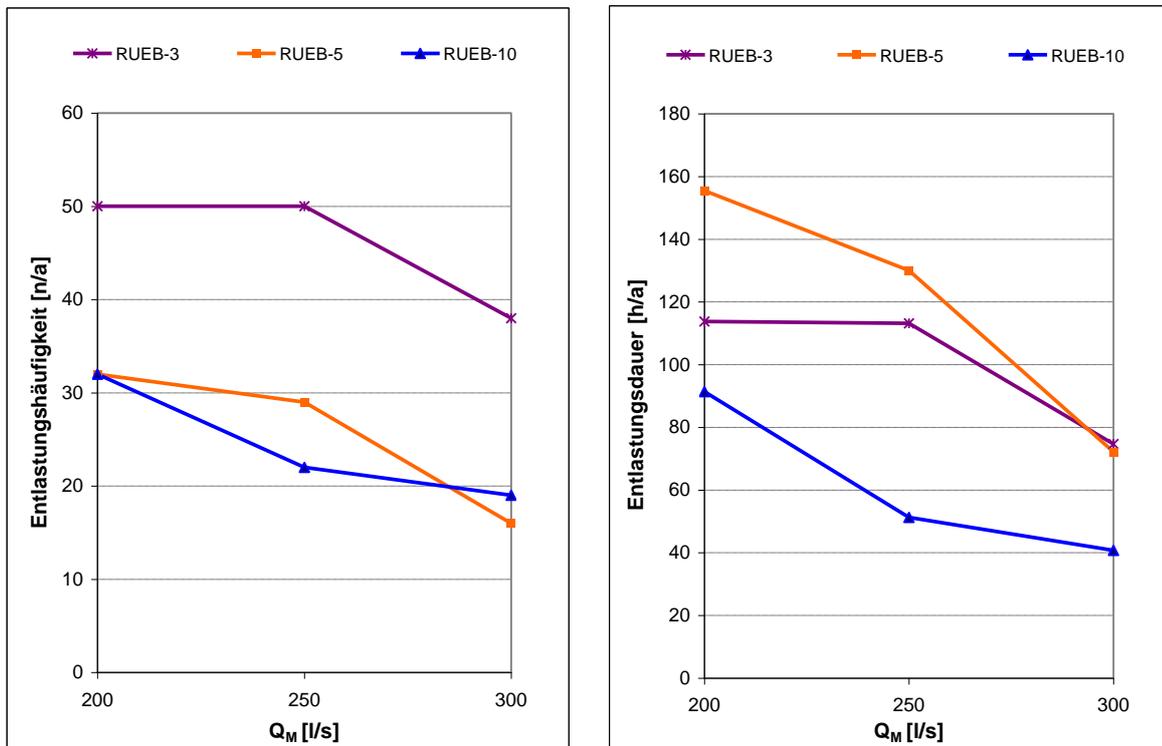


Abbildung 7-4: Entlastungshäufigkeit und -dauer an Regenüberlaufbecken.

## 7.1.4 Einzelereignissimulationen

### 7.1.4.1 Beschreibung der Szenarien

Um den optimalen Bereich für den Kläranlagenzufluss aus Kap. 8.1.3 zu verifizieren und Optimierungsstrategien für die Kläranlage erarbeiten zu können, wurden insgesamt 6 Belastungsszenarien ermittelt. Zugrunde gelegt wurden wiederum die Niederschlagsaufzeichnungen von Bielefeld der Jahre 1960-1992.

Für unterschiedliche

- Niederschlagsdauer,
- Regenintensität,
- Höhe des Fremdwasserzuflusses,
- und Dauer von Trockenperiode vor dem Anfang des Regenereignisses

wurden insgesamt 18 Regenereignisse ausgewählt und den 6 Szenarien zugeordnet. Die Charakteristik der Szenarien und die Einordnung der Regenereignisse sind in Tabelle 7-9 dargestellt.

Tabelle 7-9: Charakteristik der Szenarien

Szenario	Dauer			Intensität			Trockenperiode		Fremdwasser		Regenereignis	Nr. / Jahr	Bezeichnung
	kurz	mittel	lang	hoch	mittel	niedrig	lang	kurz	hoch	niedrig			
	< 2 h	4-7 h	>24 h	> 0,02 mm/min	0,01-0,02 mm/min	< 0,01 mm/min	> 15 d	< 2 d	> 25 l/s	< 25 l/s			
1	X			X			X			X	19.06.62	64/1962	1-1
											09.09.67	100/1967	1-2
											17.07.87	68/1987	1-3
2	X			X				X	X		26.04.83	54/1983	2-1
											06.12.60	134/1960	2-2
											21.03.83	32/1983	2-3
3		X		X			X		X		09.12.71	107/1971	3-1
											22.01.75	6/1975	3-2
											05.02.89	29/1989	3-3
4		X			X			X		X	29.06.71	64/1971	4-1
											15.05.91	42/1991	4-2
											24.07.81	69/1981	4-3
5			X		X		X		X		28.04.44	122/87	5-1
											12.12.89	161/1989	5-2
											24.04.71	34/1971	5-3
6			X			X		X	X		06.02.77	14/1977	6-1
											16.01.83	9/1983	6-2
											27.02.89	44/1989	6-3

Neben den ausgewählten Szenarien wurden zusätzlich drei fiktive Belastungsereignisse auf der Basis realer Regenereignisse konstruiert (Tabelle 7-10). Der Kläranlagenzufluss soll bei diesen Ereignissen dann im Gegensatz zu den untersuchten natürlichen Regenereignissen den maximalen Wert über einen längeren Zeitraum von bis zu 10 h erreichen, um eine besonders hohe (aber sehr unwahrscheinliche) Belastungssituation der Kläranlage abzubilden.

Tabelle 7-10: Charakteristik der fiktiven Regenereignisse

fiktives Ereignis	Dauer			Intensität			Trockenperiode		Fremdwasser	
	kurz	mittel	lang	hoch	mittel	niedrig	lang	kurz	hoch	niedrig
	< 2 h	4-7 h	>24 h	> 0,02 mm/min	0,01-0,02 mm/min	< 0,01 mm/min	> 15 d	< 2 d	> 25 l/s	< 25 l/s
fikt. Regen1		X			X			X		X
fikt. Regen2			X		X		X		X	
fikt. Regen3	X			X			X			X

Die Konzentrationen im Trockenwetterabfluss im Sommer und im Winter wurden, wie in Kapitel 4.3 beschrieben und in Tabelle 4-6 dargestellt, unterschiedlich vorgegeben.

#### 7.1.4.2 Szenarien – Ergebnisse

Alle beschriebenen 18 Szenarien wurden jeweils für die 3 Zuflussstufen berechnet und Kläranlagenzuflussganglinien der Abflüsse auf betrachteten Stoffparamter erstellt. Da die Szenarienbetrachtung hauptsächlich zur Kläranlagenoptimierung diente, sind hier nur kurz Ergebnisse besprochen. Es wurden zwei Belastungsfälle ausgewählt (Szenario 5-2 und Szenario 6-1), die für die Kläranlage relativ ungünstige Bedingungen darstellen. Es sind Ereignisse bei geringer Abwassertemperatur mit hohem Fremdwasseranfall und langer Regendauer, wobei es vor dem Regenereignis eine längere Periode nicht geregnet haben soll.

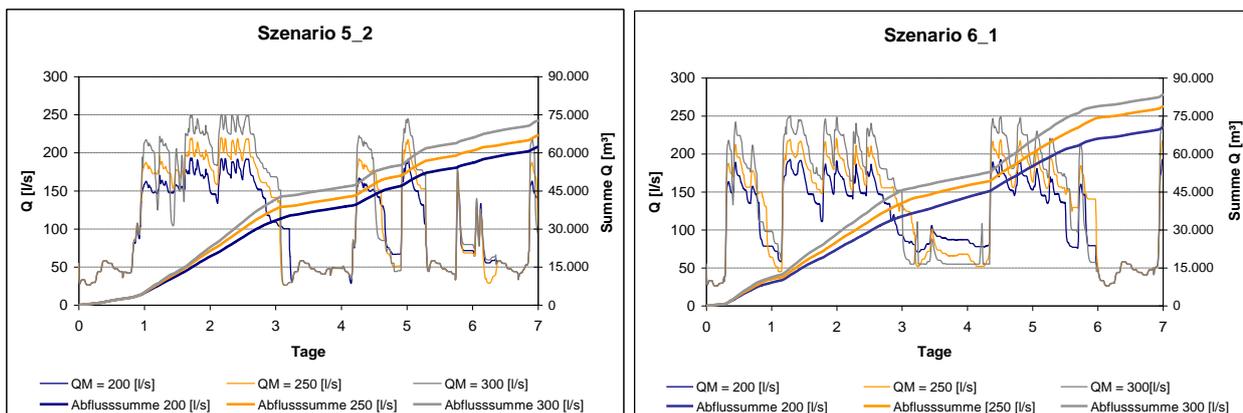


Abbildung 7-5: Zuflüsse zur Kläranlage (Einzelereignisse: Szenario 5-2 – 12.12.1989, Szenario 6-1-06.02.1977)

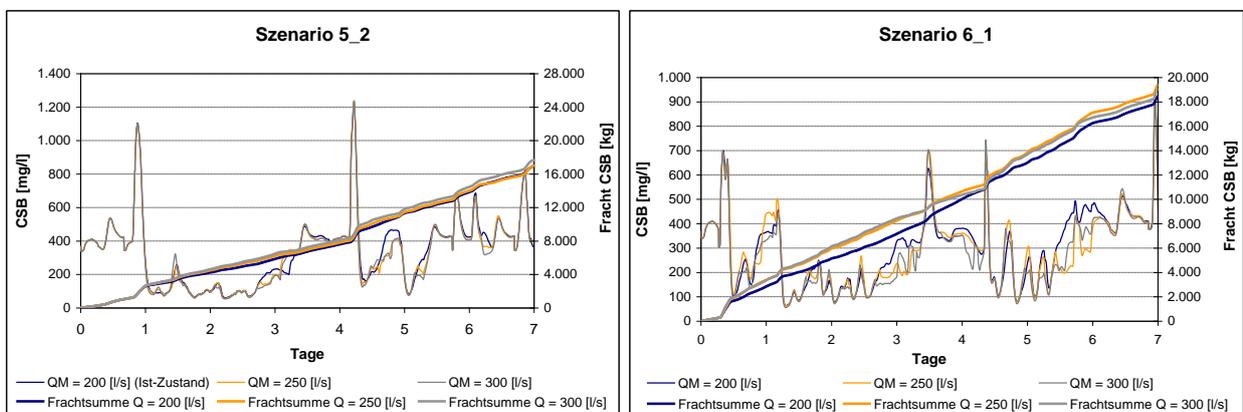


Abbildung 7-6: CSB-Konzentrationen und –Frachten im Kläranlagezufluss (Einzelereignisse: Szenario 5-2 – 12.12.1989, Szenario 6-1 – 06.02.1977)

Bei den beiden dargestellten Szenarien erkennt man deutlich die Zunahme der Kläranlagenzuflüsse sowohl bei Spitzenwerten auch als in der Summe. Weiterhin ist v.a. beim Szenario 6-1 die insgesamt längere Mischwasserbeschickungszeit der Kläranlage bei einem KA-Zufluss von 200 [l/s] im Vergleich zu höheren Zuflüssen zu beobachten.

Die CSB-Konzentrationen im KA-Zufluss unterscheiden sich indes nur unwesentlich. Die erhöhte Konzentration zu Beginn der Regenereignisse erreichen unabhängig von den gewählten Drosselabflüssen die gleichen Werte. Bei höheren Kläranlagenzuflüssen ist bei länger andauernder Regendauer aufgrund der größeren „Verdünnung“ eine geringere Zuflusskonzentration festzustellen. Die zur Kläranlage geleitete CSB-Fracht differiert bei den verschiedenen Drosselabflüssen in Szenario 5-2 um 200 kg, bei Szenario 6-1 um 1.000 kg. Bei Ereignissen mit anderer Charakteristik, z.B. Szenario 4-1 und 4-3, sind die Unterschiede etwas deutlicher (s. Anhang A.3.2).

Man erkennt, dass der maximale Zufluss zur Kläranlage als Summe der Drosselabflüsse aus den verschiedenen Hauptsammlern bei den dargestellten Szenarien fast nicht erreicht wird. Das ist auf die langen Fließzeiten und Retentionseffekte in den einzelnen Strängen zurückzuführen. Durch die fleißzeitgerechte Überlagerung der Abflüsse treffen die Abflussspitzen nicht im Kläranlagezufluss zusammen. Durch die hydrodynamische Berechnungsweise wird dieser

Effekt zutreffend abgebildet. Die Zuflussmessung zur Kläranlage zeigen für 2005, dass der maximale Zufluss zur Kläranlage meist nur für relative kurze Dauern von 1-2 h bei einigen Ereignissen erreicht wird. Lange hohe Zuflüsse (- wegen der schlecht funktionierenden Drosseln an den Bauwerken TB-2 und TB-3 auch über 200 l/s -) wurden z.B. am 12.08.05 für ca. 8 h gemessen. In der Modellkalibrierung konnte für dieses Ereignis ebenfalls der maximale Zufluss für eine längere Dauer erreicht werden.

Die Entlastungsvolumen und -frachten für das Gesamtgebiet bei erhöhten Drosselabflüssen für Szenario 5-2 (12.12.1989) und Szenario 6-1 (06.02.1977) sind in Abbildung 7-7 dargestellt. Die Entlastungsvolumina nehmen bei beiden Szenarien deutlich ab, genau in dem Maße, wie die Kläranlagenzuflusssumme zunimmt. Bei Szenario 5-2 nehmen auch die entlasteten CSB-Frachten mit zunehmendem Zufluss zur Kläranlage sichtbar ab, bei einer Erhöhung des Zuflusses über 250 l/s hinaus allerdings nur noch um weitere 30 kg. Bei Szenario 6-1 ist bei der ersten erhöhten Zuflussstufe fast keine Auswirkung auf die Entlastungsfrachten zu erkennen, während bei  $Q_M = 300$  l/s die Frachten um mehr als 100 kg CSB reduziert werden.

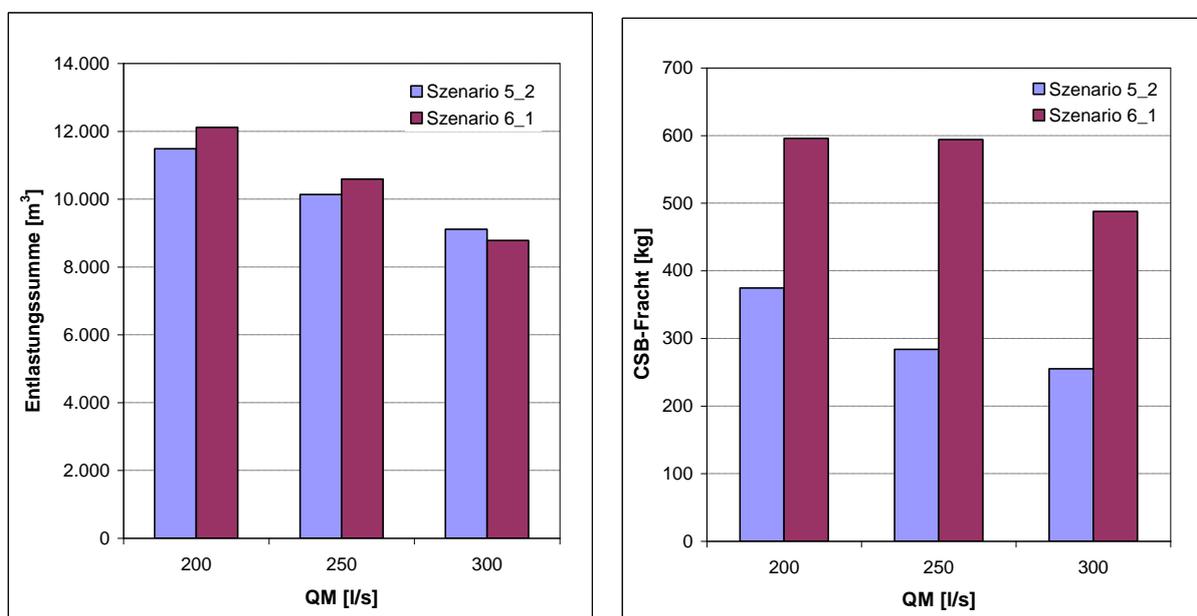


Abbildung 7-7: Gesamtentlastungssumme und -frachten bei erhöhtem  $Q_M$  (Szenario 5-2 und 6-1)

Die Entlastungsdauer an einzelnen Becken bei den hier betrachteten Szenarien wird ganz entscheidend reduziert (Abbildung 7-8).

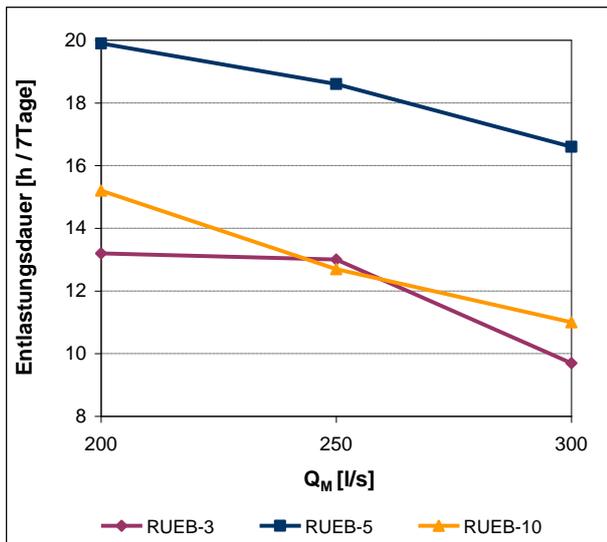


Abbildung 7-8: Entlastungsdauer an maßgebenden Regenüberlaufbecken bei Szenario 5-2.

#### 7.1.4.3 Fiktive weitere Erhöhung von Drosselabflüssen und fiktive Regenereignisse zum Erreichen von längeren Zuflussspitzen im Modell

Da wie oben beschrieben die vorgegebene Summe der Drosselabflüsse nicht zeitgleich im Kläranlagenzufluss auftritt, wurden die beiden beschriebenen Szenarien mit nochmals geänderten Drosselabflüssen an einzelnen Bauwerken berechnet. Hierbei wurden die Drosselabflüsse an den in Tabelle 7-11 aufgeführten Bauwerken geändert. Die Summe der einzelnen Drosselabflüsse, die an der Kläranlage ankommen beträgt dann in der ersten Stufe 260 l/s statt 250 l/s und in der 2. Stufe 360 l/s statt 300 l/s.

Tabelle 7-11: Änderung von Drosselabflüssen zum Erreichen von Abflussspitzen

Bauwerke	QM = 200 [l/s] Ist-Zustand	250 [l/s]	300 [l/s]
	Q <sub>dr</sub> [l/s]	Q <sub>dr</sub> [l/s]	Q <sub>dr</sub> [l/s]
RÜB 3	10	40	35
TB1	45	70	100
TB2 — zu RÜB 10	15	20	30
TB3	15	25	75
RÜB 6	30	30	35
RÜB 5	65	85	95

Wie in Abbildung 7-9 zu erkennen, werden dann die gewünschten Zuflussspitzen erreicht. Die Konzentrationsverläufe im Kläranlagenzufluss ändern sich dagegen kaum.

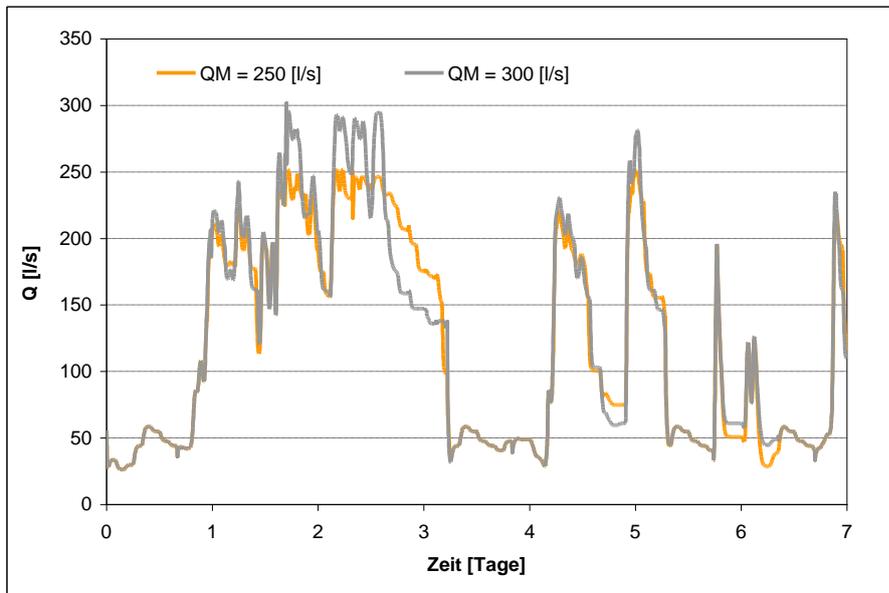


Abbildung 7-9: Zufluss zur Kläranlage (Einzelereignis: Szenario 5-2) mit geänderten Drosselabflüssen zum Erreichen der Abflussspitze

Es zeigt sich, dass durch die langen Fließzeiten in Spenge und die komplexe Kanalnetzstruktur mit fünf Zuflüssen aus verschiedenen Stadtteilen ein höherer Drosselabfluss an Einzelbauwerken notwendig wäre, um im Kläranlagenzufluss genau den gewünschten Wert zu erreichen. Da dies aber nicht die Intention bei der Anpassung der Drosselabflüsse war und die meisten Bauwerke ohnehin schon einen vergleichsweise sehr hohen Abfluss ausweisen, wurden diese Szenarien nicht weiter betrachtet. An dieser Stelle soll nochmals betont werden, dass die in Realität auftretenden hohen Zuflüsse – bei extremen Regenereignissen auch weit über dem derzeitigen Bemessungszufluss von 200 l/s – hauptsächlich auf derzeit noch unzulänglich funktionierende Drosselbauwerke zurückzuführen sind.

Die Betrachtung von fiktiven Regenereignissen (Tabelle 7-10), bei denen reale Regenereignisse in ihrer Dauer gezielt „verlängert“ wurden, um als besondere Belastungssituation die Dauer des erhöhten Kläranlagenzuflusses zu verlängern, zeigte, dass bei solchen Ereignissen sehr wohl der „gewünschte“ Drosselabfluss als Summe der Abflüsse an den einzelnen Bauwerken auftrat.

## 7.2 Ergebnisse der Kläranlagesimulation

Im Folgenden soll die Entwicklung von Strategien zur Optimierung der Kläranlage beschrieben werden. Dabei werden zu Beginn auch die Ergebnisse des Leistungsnachweises im Überblick vorgestellt, der Bestand des Auftrags zum Bau der Kläranlage war. Hauptschwerpunkt des Leistungsnachweises war, die Anlage ohne integrierte Betrachtung so optimal einzustellen, dass der  $N_{ges}$ -Wert deutlich unter dem damaligen Überwachungswert von 18 mg/l gesenkt werden würde. Dabei sollten geeignete Synergien für z. B. die Durchführung von Messkampagnen, die Erstellung des Modells sowie die Kalibrierung und Validierung des Modells mit dem Forschungsvorhaben gebildet werden. Eine ausführliche Beschreibung dieser Ergebnisse wird in einem separaten Bericht präsentiert, da dies den Rahmen des Abschlussberichts des Forschungsvorhabens sprengen würde. Eine grobe Darstellung der Ergebnisse soll aber dennoch

einen Überblick zum generellen Optimierungspotential der Kläranlage geben (Kap. 7.2.2), da es direkte Schnittpunkte zur nachfolgenden hydraulischen Optimierung als Bestand des Forschungsvorhabens mit integrierter Betrachtungsweise gibt (Kap. 7.2.3 und 7.2.4).

### **7.2.1 Datenverarbeitung**

Im Rahmen des Leistungsnachweises und des Forschungsvorhabens wurden ca. 500 Simulationen durchgeführt und ca. 18 GB an Daten gesammelt, die bei der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH archiviert werden. Ausdrücke von den internen Prozessen und der Ablaufwerte sowie die Kontrolle spezieller, interner Regeltechniken wurden bei jeder Analyse angefertigt. Die Ablaufwerte, die Fördermengen der Beschickungspumpen, Rührer und Belüftungszeiten, der anfallende Überschussschlamm, die RS-Menge und die Fällmittelmenge wurden bei allen relevanten Analysen dokumentiert.

Dabei ist bei den Fördermengen des Beschickungspumpwerks zu berücksichtigen, dass außerhalb der SBR-Beschickungszeiten die Pufferbehälter beschickt werden. Bei der nächsten SBR-Beschickung gelangen die Inhalte der Pufferbecken im Freigefälle ins Beschickungspumpwerk zurück, von wo aus sie dann in die Reaktoren gepumpt werden. Das bedeutet, dass die Pufferzuläufe letztendlich zweimal mit Hilfe von Pumpen befördert werden. Dieser Umstand wurde bei der Ermittlung der Fördermengen durch das Beschickungspumpwerk berücksichtigt, so dass die Fördermenge nicht die eigentliche Zulaufmenge darstellt. Dadurch konnte auch der Stromverbrauch durch die Pufferbehälterbeschickungen im Bypass erfasst werden.

Bei der Belüftung werden die Gebläse nur in zwei Stufen betrieben. Bei der Hochlastsituation laufen die Gebläse zu 100%, beim Niedriglastbetrieb laufen die Gebläse bei einer für jede Kläranlage vorher festgelegten Frequenz (Tabelle 3-26). Zur Ermittlung der Belüftungszeiten wurde im Modell daher zwischen dem real vorkommenden Hoch- und Niedriglastbetrieb der Gebläse unterschieden, da hierbei unterschiedlich viel Strom verbraucht wird. Nach Ermittlung der getrennten Belüftungszeiten im Hoch- und Niedriglastbetrieb, wurden die unterschiedlichen Stromverbrauchsdaten zugewiesen, bevor der gesamte Stromverbrauch berechnet wurde.

Die Betriebskosten wurden basierend auf den gesammelten Daten berechnet, wobei auf für die Kläranlage reale Strom-, Schlamm- und Fällmittelpreise zurückgegriffen wurde.

### **7.2.2 Optimierung der Reinigungsleistung**

#### *7.2.2.1 Das RS-Verfahren*

Das RS-Verfahren wurde erstmals mit Hilfe der Simulation der Kläranlage Deuz von der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH im Modell ASM1 untersucht. Dabei stellte sich heraus, dass durch das RS-Verfahren die  $\text{NO}_3$ -Ablaufwerte gesenkt werden. Dies wurde in Großversuchen bestätigt. Besonders bei hohen Sauerstoff- und Nitratkonzentrationen im Zulauf – wie es bei Regenereignissen oft der Fall ist – soll sich dieses Verfahren auch positiv auf die Bio-P-Elimination auswirken, was in niedrigeren  $\text{PO}_4$ -Ablaufwerten resultiert. Da im ASM1 nicht die Bio-P-Elimination simuliert wird, sollte dies nun Bestand der Analyse im ASM3-EAWAG-BioP-Modell der Kläranlage Spenge sein, um das Reinigungspotential zu untersuchen und um das EAWAG-BioP-Modell zu überprüfen.

In Abbildung 7-10 wird deutlich, dass auch hier beim RS-Verfahren die Ablaufwerte gesenkt werden, wenn nicht zu lange RS entnommen wird. Das Ausmaß der Senkung ist aber nicht so stark ausgeprägt, als es bei der Kläranlage Deuz der Fall war. Dies kann auf die ohnehin schon sehr gut ausgeprägte vollständige Denitrifikation in Spenge zurückzuführen sein, die keine großen Verbesserungen mehr erlauben. Nach den Ergebnissen sollte RS maximal 35 min nach der 1. oder 2. Beschickung bzw. ca. 10 bis 15 min am Ende der Sedimentationsphase abgezogen werden.

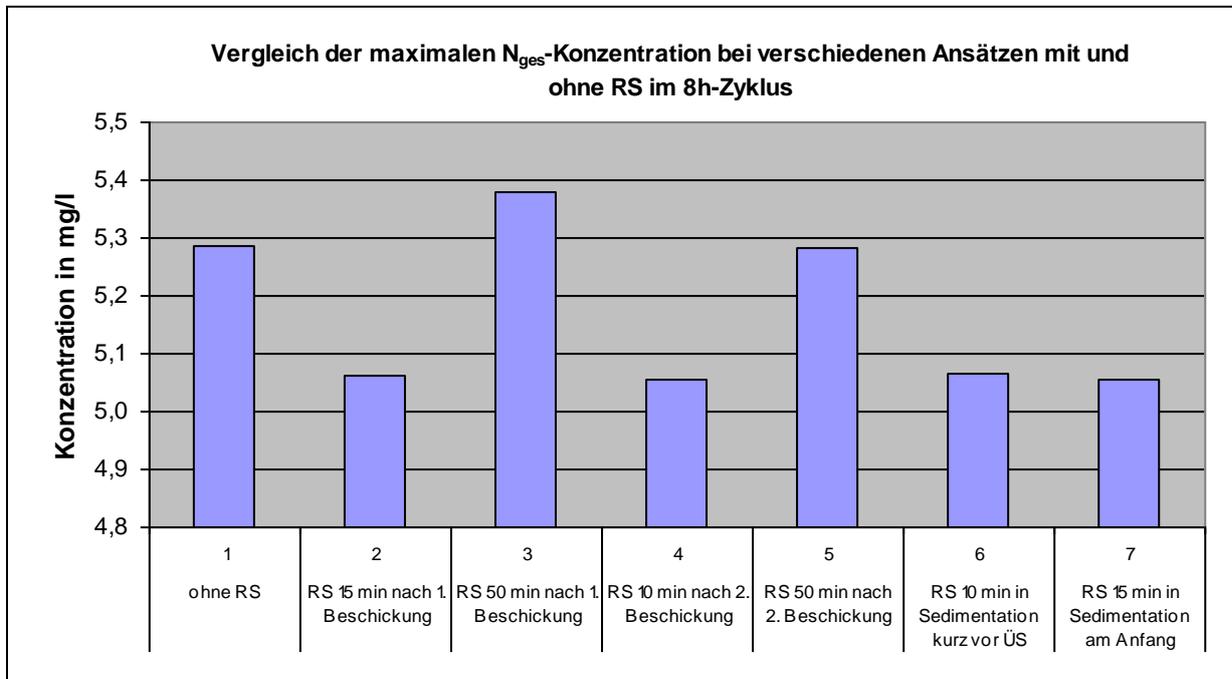


Abbildung 7-10: Auswirkung verschiedener Ansätze mit und ohne RS auf die maximalen  $N_{ges}$ -Ablaufwerte bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 6 im 8h-Zyklus bei höheren Nitrat- und Sauerstoffkonzentrationen im Zulauf bei 11 °C

Die Änderungen bei den  $P_{ges}$ -Konzentrationen sind ebenfalls gering ausgeprägt, obwohl bei den Ansätzen mit RS eine Tendenz zu niedrigeren  $P_{ges}$ -Werten deutlich wird. Dies kann einerseits darauf zurückzuführen sein, dass das Modell in den internen Prozessen bezüglich der Bio-P-Elimination nicht ausreichend nachgebildet werden konnte (Kap. 6.3.5). Andererseits verfügt die Kläranlage Spenge bereits über eine stark ausgeprägte Phosphorrücklösung und damit Phosphoraufnahme, die wenig Optimierungspotential zulässt. Daher sollten die Ergebnisse anhand von weiteren Kläranlagen verifiziert werden, wobei bereits großtechnische Versuche mit dem RS-Verfahren auf anderen Anlagen eine positive Wirkung auf die Bio-P bestätigten.

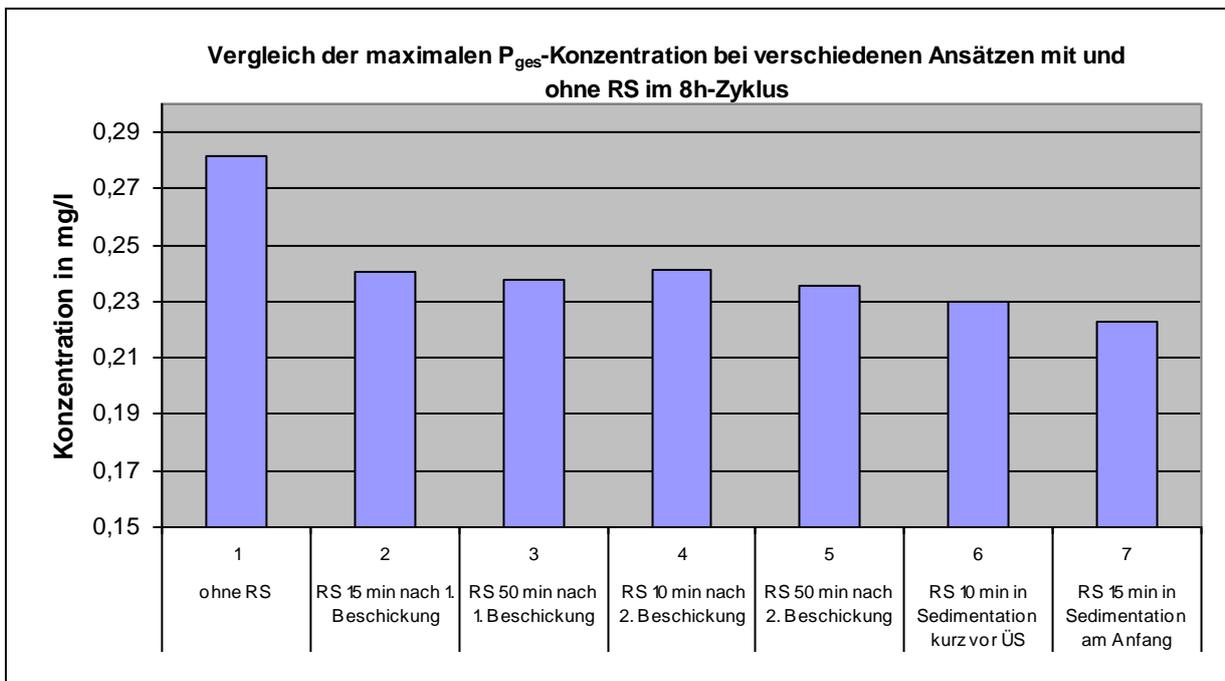


Abbildung 7-11: Auswirkung verschiedener Ansätze mit und ohne RS auf die maximalen  $P_{ges}$ -Ablaufwerte bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 6 im 8h-Zyklus bei höheren Nitrat- und Sauerstoffkonzentrationen im Zulauf bei 11 °C

Am günstigsten scheint es, den Rücklaufschlamm in der Sedimentationsphase abzuführen, da die Ablaufwerte hier am geringsten sind. Dies hat zusätzlich den Vorteil, dass die Hydraulik weniger belastet wird, da der Schlamm in der Sedimentation stark aufkonzentriert ist. Dadurch muss weniger unnötiges Volumen hin und her gepumpt werden.

Durch das RS-Verfahren werden die Fördermengen der Beschickungspumpen- und Überschuss-Schlammumpen gesteigert. Dies hat eine zusätzliche betriebliche Kostenbelastung zur Folge. Die jährliche Mehrbelastung liegt bei ca. 250 €/Jahr. Durch das RS-Verfahren verringert sich aber die Belüftungsenergie. Da durch den Belebtschlamm im Pufferbehälter bereits ein Teil des Substrates für die Denitrifikation genutzt wird, wird dieser Teil somit nicht mehr bei der Belüftung veratmet. Der Pufferbehälter wird also als vorgeschaltete Denitrifikation eingesetzt, was die niedrigeren Belüftungskosten teilweise erklärt (Abbildung 7-12).

Die Stromkosten für die Belüftung sind beim Abzug des RS nach der 2. Beschickung und am Anfang der Sedimentationsphase am geringsten (Abbildung 7-12).

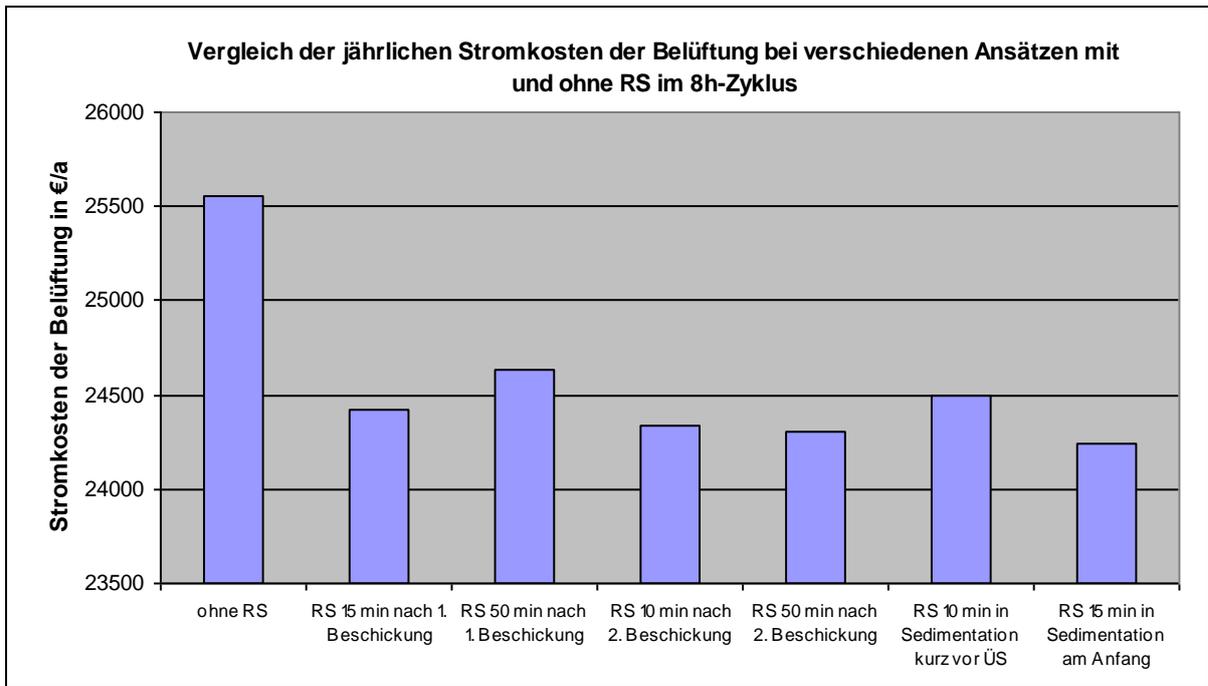


Abbildung 7-12: Auswirkung verschiedener Ansätze mit und ohne RS auf die jährlichen Stromkosten der Belüftung aus Hoch- und Niedriglastbetrieb bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 6 im 8h-Zyklus bei höheren Nitrat- und Sauerstoffkonzentrationen im Zulauf bei 11 °C

In Abbildung 7-13 werden die erfassten Betriebskosten bezogen auf ein Jahr mit den in Kap. 7.2.1 genannten Besonderheiten aufgeführt. Die betriebliche Kostenbelastung ist beim Abzug des Schlammes am Ende der Sedimentationsphase am geringsten. Dies liegt daran, dass bei Lauf 7 die Pumpentätigkeit und der TS-Anfall höher sind.

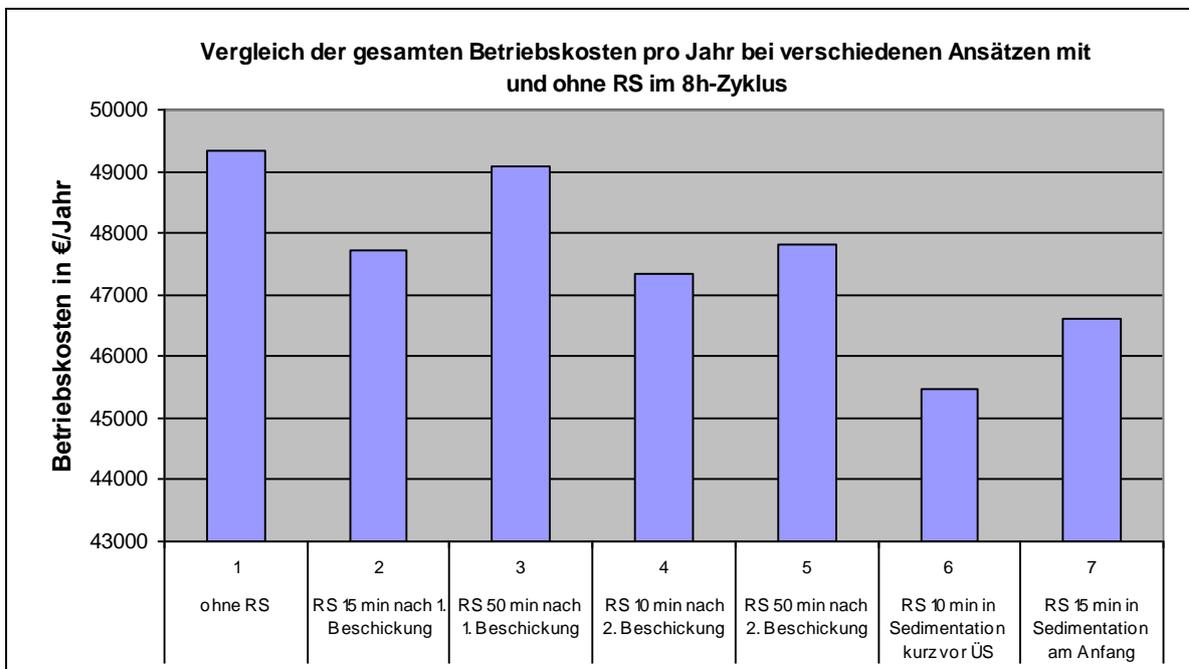


Abbildung 7-13: Auswirkung verschiedener Ansätze mit und ohne RS auf die jährlichen Betriebskosten bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 6 im 8h-Zyklus bei höheren Nitrat- und Sauerstoffkonzentrationen im Zulauf bei 11 °C

Im 6h-Zyklus brachten die Simulationen sowohl bezüglich der Ablaufwerte und den Zeitpunkten der RS-Entnahme vergleichbare Ergebnisse. Bei einer zusätzlichen Simulation mit einem Lauf basierend auf der detaillierten Schmutzfrachtsimulation kehrte sich das Verhältnis der Betriebskosten um. Da aber im Normalfall Regenereignisse in noch kürzeren Zeitzyklen ohne RS-Verfahren verarbeitet werden, handelt es sich hierbei aber um keine realen Bedingungen und untermauert die nachfolgend dargestellten Ergebnisse.

Im 4h- und 3h-Zyklus waren die Ergebnisse uneinheitlich. Da es bei diesen Zyklen nur sehr kurze Zeitfenster für das RS-Verfahren gab, müssten die Beschickungszeiten verkürzt werden, um das Verfahren zu realisieren. Da diese Zyklen nur bei Regenereignissen mit einer erhöhten Zulaufmenge benutzt werden, ist aus hydraulischer Sicht daher eher von der Nutzung des RS-Verfahrens abzusehen.

Die Ergebnisse aus den Simulationen der Kläranlage Deuz und Spenge haben gezeigt, dass die Wirkung des RS-Verfahrens stark von den Zulaufeigenschaften und den kinetischen Bedingungen des Belebtschlammes abhängt. Eine generalisierte Betrachtung ist daher nicht möglich. Eine Einstellung des RS-Verfahrens sollte daher individuell in Abhängigkeit der Kläranlageeigenschaften und möglichst mit Hilfe der Simulation erfolgen, um den größten Nutzen bezüglich Ablaufwerten und Betriebskosten zu erzielen. Gerade die Ergebnisse der Simulationen haben gezeigt, dass sich die Wirkungen auf die Ablaufwerte und die Kosten in sehr geringen Zeitfenstern bewegen.

#### *7.2.2.2 Der Typushöhengang*

Bei Kläranlagen mit Pufferbehältern kann der Zulauf vor allem beim Trockenwetter über den Tag ausgeglichen werden, wodurch die Ablaufwerte sinken. Liegen ausführliche Messdaten vor, können diese genutzt werden, um einen hydraulischen Ausgleich oder einen Frachtausgleich für Trockenwetterbedingungen zu berechnen. Da die Messwerte in der Regel im Zulauf über 2h-Mischproben erfasst werden, können temporäre Frachtspitzen nicht berücksichtigt werden. Hier greift die Simulation ein, mit der es möglich ist, den Ausgleich über den Tag noch besser einzustellen.

Besonders bei Anlagen mit mehreren SBR-Reaktoren, die im zeitlichen Versatz beschickt werden, kann es dazu kommen, dass einzelne Reaktoren hydraulisch ungleichmäßig und auch mit unterschiedlichen Frachten beschickt werden. Dies führt zu ungünstigen Verteilungen, die nicht selten in höheren Ablaufwerten resultieren. Dabei kann die Simulation Abhilfe leisten, denn nicht selten haben geringfügige Änderungen bereits große Wirkung. Mit Hilfe der Simulation sind zudem statistische Aussagen möglich, da immer gleiche Bedingungen untersucht werden können, während im Betrieb nie gleiche Zulaufbedingungen herrschen.

Die Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH bietet bereits mit der Inbetriebnahme in der PLS-Plattform die Möglichkeit an, mit Hilfe des sog. „Typushöhengangs“ den Zulauf der Kläranlage mit dem Pufferbehälter über den Tag auszugleichen. Da der Zulauf bei jeder Anlage unterschiedlich ist, kann nur ein Typushöhengang zu Grunde gelegt werden, der erfahrungsgemäß den durchschnittlichen Zulauf im Trockenwetterzustand simuliert. Dieser Typushöhengang kann bei Vorlage ausreichender Messdaten nach und nach an die kläranlagenspezifischen Bedingungen angepasst werden.

In Abbildung 7-14 sind die Ergebnisse der Simulationen von verschiedenen Typushöhengängen gezeigt. Der Simulationslauf 1 ohne Typushöhengang ergibt mit die höchsten Ablaufwerte. Der berechnete hydraulische Ausgleich verbessert  $N_{ges}$ , aufgrund der umfangreichen Visualisierung der internen Vorgänge durch die  $NH_4$ -,  $NO_3$ - und  $PO_4$ -Onlinemessungen in der PLS ergeben sich für den Betreiber bereits die Möglichkeit eigene Optimierungen vorzunehmen. Wie an den Läufen 3 und 4 ersichtlich, trägt die Eigeninitiative des Klärwerkspersonals bereits zur Senkung der Emission bei, die im Vergleich zu Lauf 5 fast dem berechneten Ausgleich über die  $NH_4$ -Fracht entspricht. Allerdings basiert diese Einstellung auf eine Erfahrung im Betrieb von ca. zwei Jahren, während die Simulation mit einem kalibrierten Modell der Kläranlage im Normalfall nur einige Wochen beträgt. Zudem wird bei der Simulation nicht riskiert, die Umwelt durch ungünstige Betriebseinstellungen beim Austesten zu belasten.

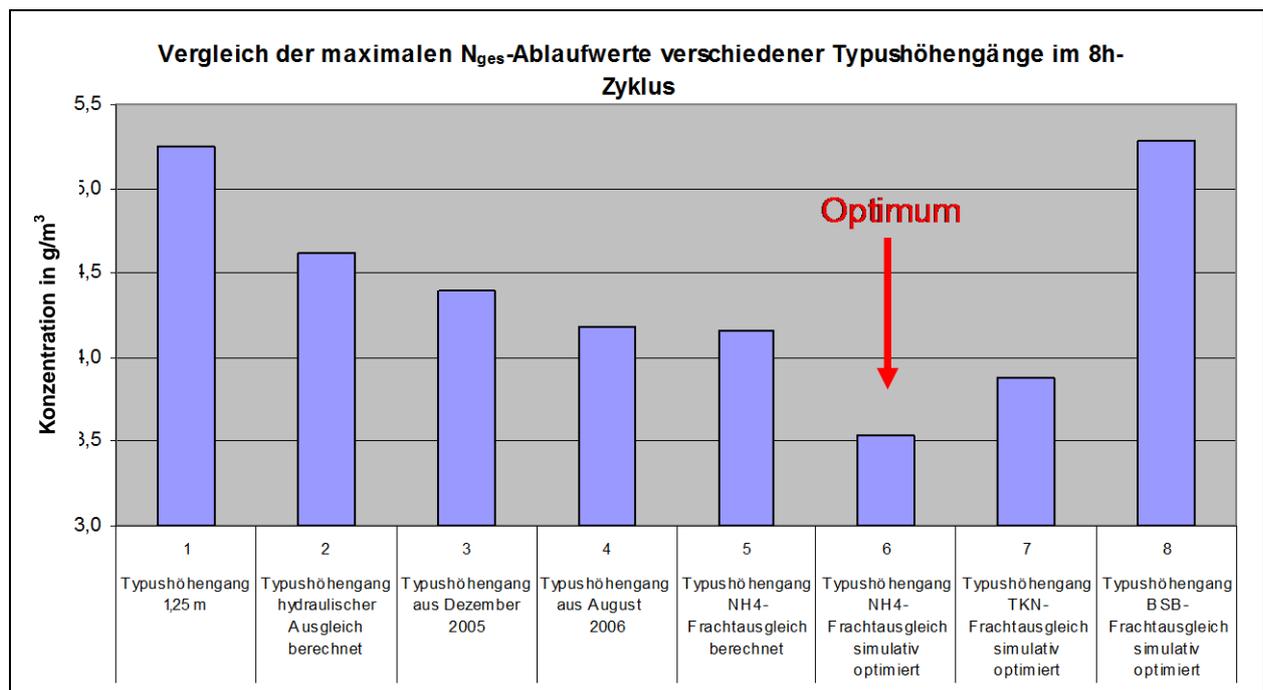


Abbildung 7-14: Auswirkung verschiedener Typushöhengänge auf die maximalen  $N_{ges}$ -Ablaufwerte bei drei gemessenen Trockenwettertagen im 8h-Zyklus bei 12 °C

Der niedrigste Ablaufwert liegt bei Lauf 6 vor. Hierbei wurde der berechnete Frachtausgleich in einem iterativen Prozess bei der Simulation so verändert, bis keine Besserung mehr möglich war. Lauf 7 zeigt das Ergebnis bei einem TKN-Frachtausgleich. Dieser Ausgleich liefert zwar das zweitbeste Ergebnis, der Ablaufwert ist aber höher als beim  $NH_4$ -Frachtausgleich. Der BSB-Frachtausgleich ist mit Lauf 1 ohne Ausgleich vergleichbar und liefert die schlechtesten Ablaufwerte.

Die  $CSB$ -,  $NH_4$ -,  $PO_4$ - und  $P_{ges}$ -Ablaufwerte blieben bei allen Läufen nahezu unverändert. Nur der  $NO_3$ -Ablaufwert war - ähnlich der  $N_{ges}$ -Werte - niedriger. Durch den mit Hilfe der Simulation optimierten Typushöhengang ließ sich der  $N_{ges}$ -Ablaufwert im Vergleich ohne Ausgleich um ca. 34% senken.

Die Auswirkungen auf die Fördermengen, Belüftungszeiten und Fällmittelmengen sind in den nachfolgenden Abbildungen gezeigt (Abbildung 7-15, Abbildung 7-16, Abbildung 7-17). Dabei sind die Anmerkungen aus Kap. 7.2.1 zu berücksichtigen. Die Fördermengen sind beim Lauf 6

und 7 am niedrigsten (Abbildung 7-15), beides Läufe die mit Hilfe der Simulation auf Basis der  $\text{NH}_4$ - und TKN-Fracht simuliert wurden. Bei der Belüftungsenergie ergibt sich bei den Läufen 1 und 8 den geringsten Stromverbrauch (Abbildung 7-16), während Lauf 6 beim simulationstechnisch optimierten  $\text{NH}_4$ -Frachtausgleich am wenigsten Fällmittel benötigt (Abbildung 7-17). Dies ist bei den niedrigeren  $\text{NO}_3$ -Ablaufwerten insofern plausibel, da die Bio-P bei niedrigeren Nitratwerten besser funktioniert. Warum der Stromverbrauch für die Belüftung beim Lauf 6 höher ist als bei Lauf ist nicht zu erklären.

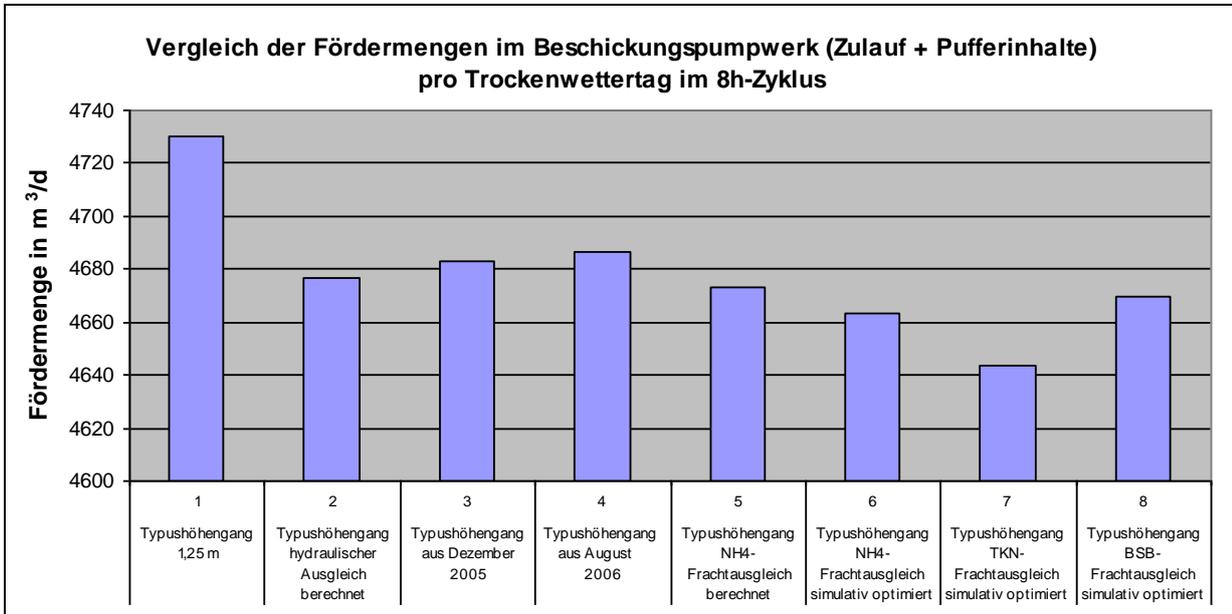


Abbildung 7-15: Auswirkung verschiedener Typushöhengänge auf die Fördermengen im Beschickungspumpwerk im 8h-Zyklus bei  $12^\circ\text{C}$

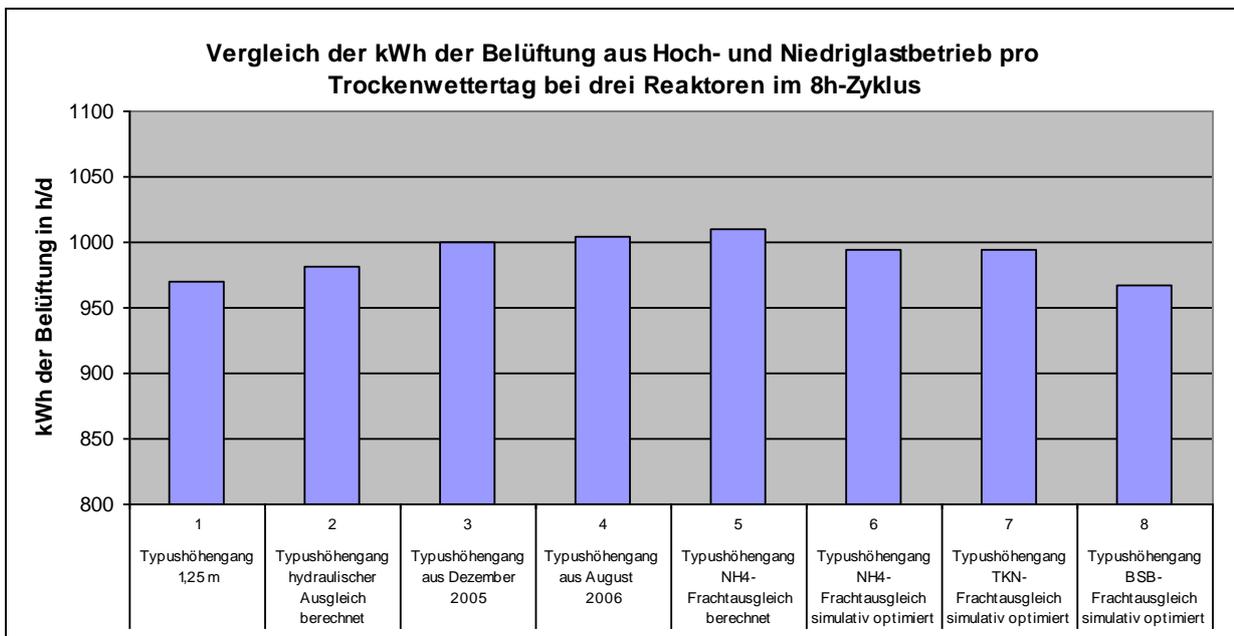


Abbildung 7-16: Auswirkung verschiedener Typushöhengänge auf die Belüftungsenergie im 8h-Zyklus bei  $12^\circ\text{C}$

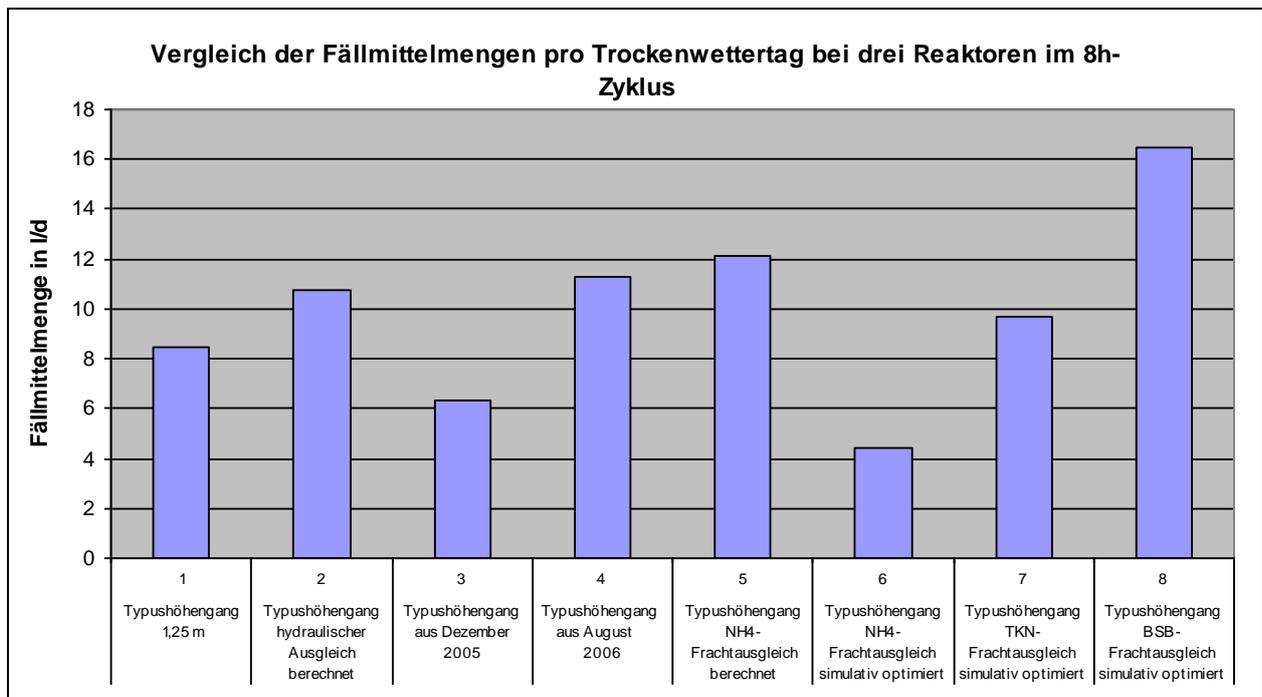


Abbildung 7-17: Auswirkung verschiedener Typushöhengänge auf die Fällmittelmengen im 8h-Zyklus bei 12 °C

Betrachtet man dagegen die ermittelten Betriebskosten (Abbildung 7-18), dann ist der Lauf 6 basierend auf den mit Hilfe der Simulation optimierten NH<sub>4</sub>-Frachtausgleich am günstigsten, wobei die Differenz von 838 € pro Jahr eher als gering angesehen werden kann.

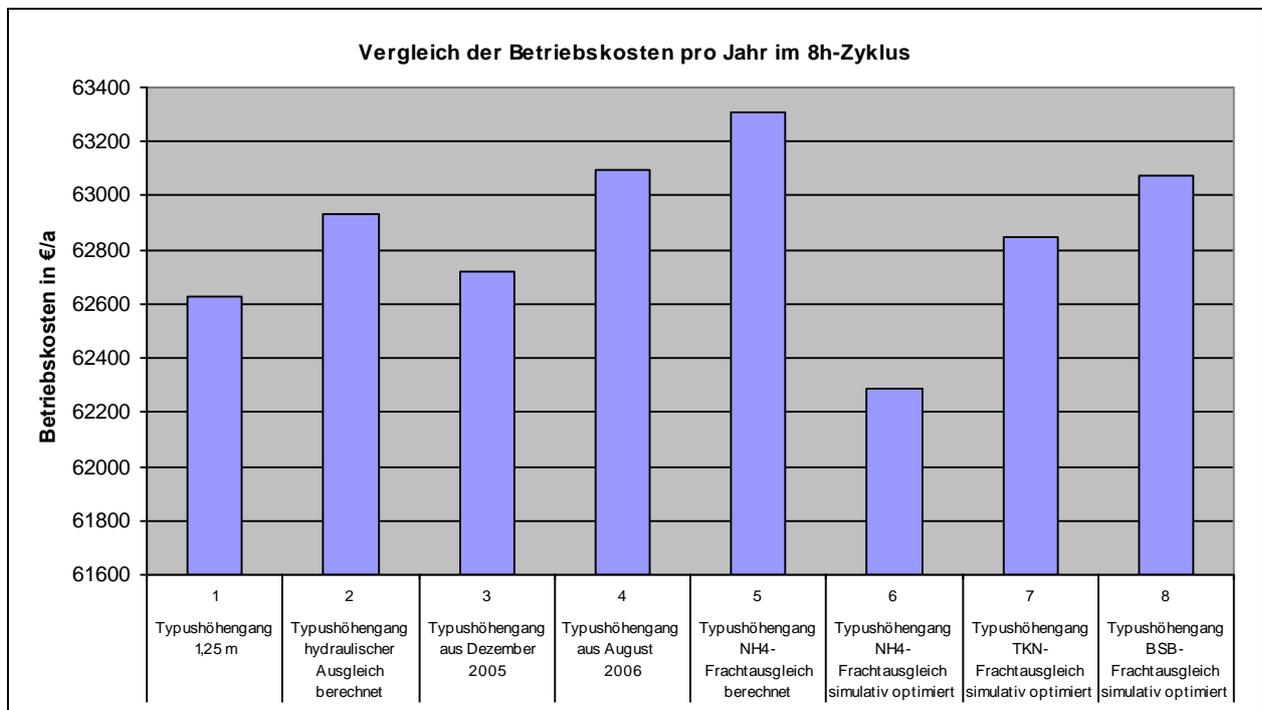


Abbildung 7-18: Auswirkung verschiedener Typushöhengänge auf die Betriebskosten im 8h-Zyklus bei 12 °C

Zu berücksichtigen ist auch, dass die Fällmittelmenge und der Schlammanfall auf Grund der Ungenauigkeiten in der Bio-P-Elimination im Modell noch mit gewissen Unsicherheiten behaftet sind. Dafür ist mit dem Lauf 6 die beste Reinigungsleistung gegeben und daher zu empfehlen. Die manuell eingestellten Typushöhengänge aus Lauf 3 und 4 ergaben höhere Betriebskosten. Die Ergebnisse verdeutlichen, wie hilfreich die dynamische Simulation sein kann, um verschiedene Fragestellungen im Betrieb einer Anlage zu analysieren und optimale Einstellungen zu finden.

### 7.2.2.3 *Das Beschickungsverhältnis im DIC-SBR-Betrieb*

Beim DIC-SBR-Betrieb finden während eines Zeitzyklusses zwei Beschickungen mit unterschiedlichen C/N-Verhältnissen statt (Abbildung 2-4). Bereits Simulationen von anderen DIC-SBR-Kläranlagen haben gezeigt, dass das Mengenverhältnis der beiden Beschickungen zueinander entscheidende Auswirkungen auf die Ablaufwerte haben kann. Das Verhältnis variiert dabei von Kläranlage zu Kläranlage in Abhängigkeit der Kläranlageneigenschaften zwischen 70% in der 1. Beschickung und 30 % in der 2. Beschickung bis hin zu 90% in der 1. Beschickung und 10% in der 2. Beschickung. Die Ergebnisse wurden jeweils in Großversuchen auf den Anlagen bestätigt. Daher sollte für die Kläranlage Spenge mit Hilfe der Simulation ebenfalls das geeignete Beschickungsverhältnis analysiert werden, um dabei erstmals die Bio-P sowie Betriebskosten zu untersuchen.

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Ergebnisse der Simulationen mit verschiedenen Beschickungsverhältnissen sowohl für den 8h- und 6h-Zyklus gezeigt. Deutlich wird, dass im 8h-Zyklus das Beschickungsverhältnis bei 90/10 die besten Resultate für die  $N_{ges}$ - und Nitratlaufwerte lieferte (Abbildung 7-19). Die Phosphatwerte lagen zwar über 1,2 mg/l, aber es wurde weitaus weniger Fällmittel verbraucht (Abbildung 7-20). Dabei lagen die Betriebskosten am zweitniedrigsten und der Energieverbrauch war am geringsten (Abbildung 7-21). Rein vom Verständnis der Bio-P-Elimination sind bei geringeren Nitratwerten auch geringere Phosphatwerte zu erwarten. Dies ist hier nicht der Fall und könnte daran liegen, dass das EAWAG-BioP-Modell entweder noch keine ausreichende Übereinstimmung mit den realen Begebenheiten hat, oder dass die Kinetiken noch nicht richtig justiert wurden. Aus diesem Grunde sollte zunächst das Beschickungsverhältnis 90/10 im Großversuch erprobt werden, um ggf. andere Beschickungsverhältnisse zu bevorzugen. Beim Beschickungsverhältnis 100/0, d. h. es findet nur eine Beschickung statt, sind alle Ablaufwerte am höchsten. Allerdings sind sie ungewöhnlich wenig höher als bei den anderen Läufen. Das ist auf die hohe Denitrifikationsrate der Kläranlage Spenge zurückzuführen, die auch noch nach Abschaltung der Belüftung ohne frisches Rohabwasser auf Basis der endogenen Atmung funktioniert. Die Betriebskosten hingegen sind am geringsten, obwohl der Energieverbrauch am größten ist. Da die Phosphat- und Fällmittelwerte eher unplausibel sind, werden die hier ermittelten Fällmittelmengen und damit auch die anfallende Schlammmenge als ungenau und kritisch betrachtet, so dass bis zur Klärung der Bio-P-Problematik mehr Schwerpunkt auf den Energieverbrauch gelegt werden sollte.

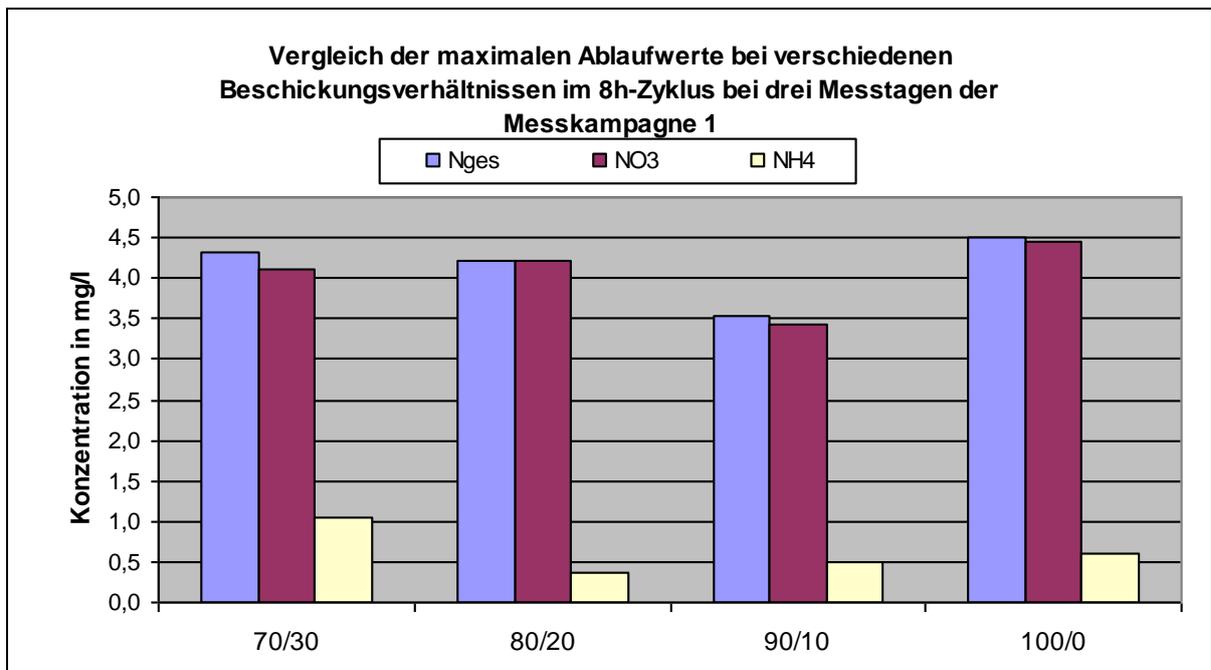


Abbildung 7-19: Auswirkung verschiedener Beschickungsverhältnisse auf die maximalen Ablaufwerte bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 1 im 8h-Zyklus bei 12 °C

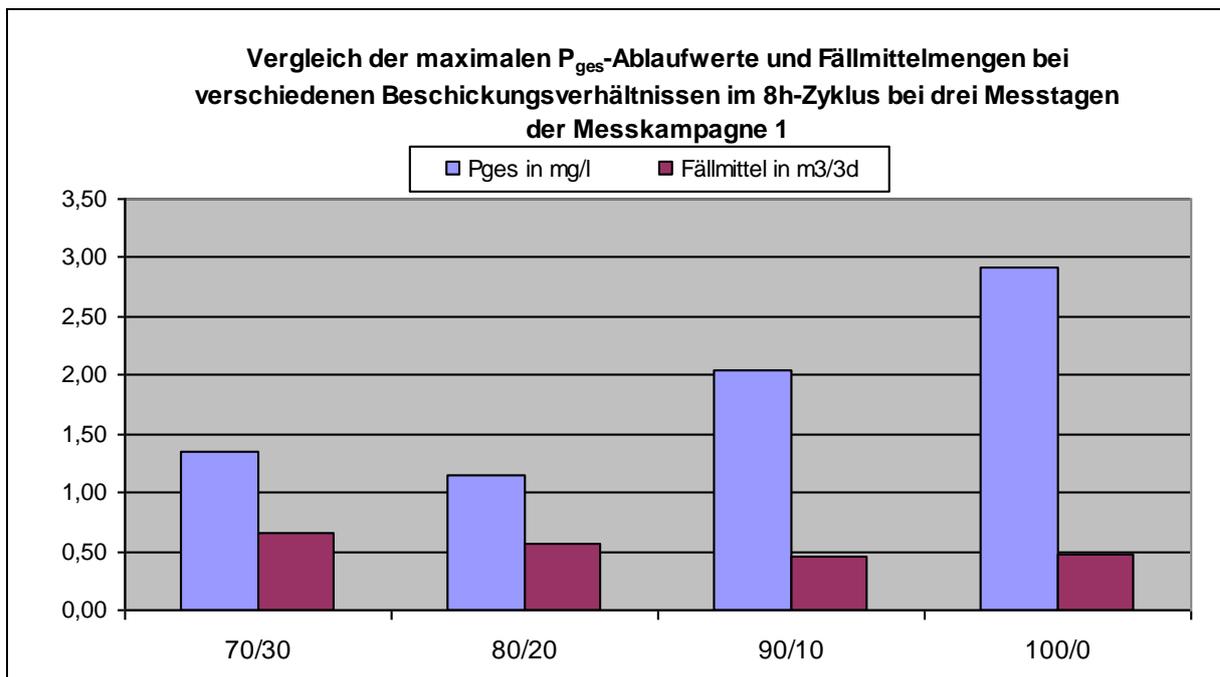


Abbildung 7-20: Auswirkung verschiedener Beschickungsverhältnisse auf die maximalen  $P_{ges}$ -Ablaufwerte und Fällmittelmengen bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 1 im 8h-Zyklus bei 12 °C

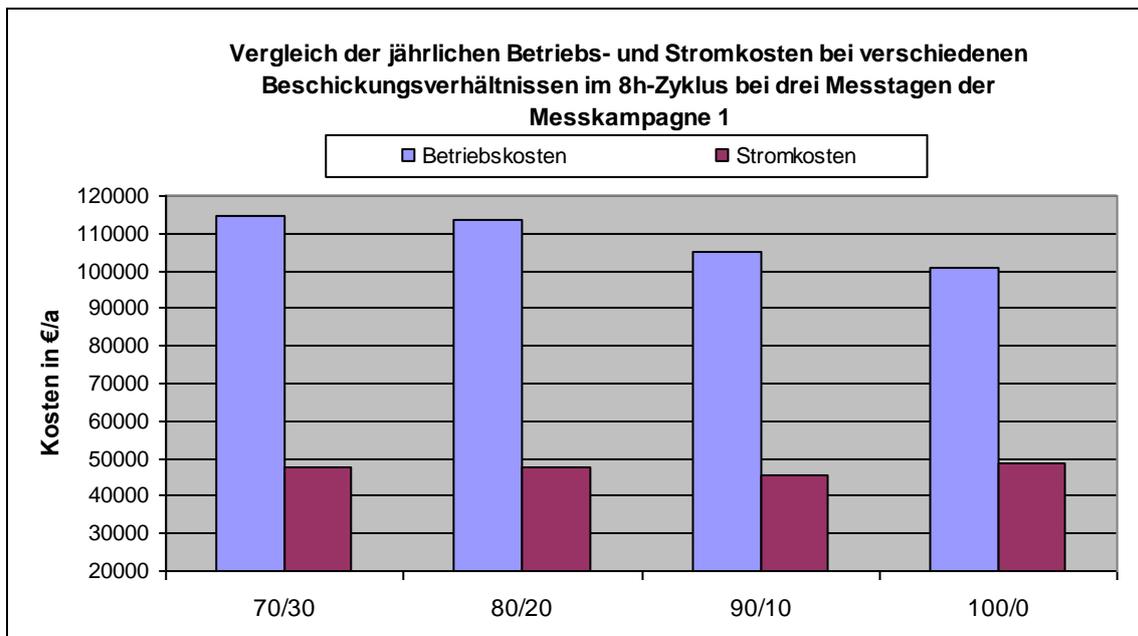


Abbildung 7-21: Auswirkung verschiedener Beschickungsverhältnisse auf die jährlichen Betriebs und den Stromkosten bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 1 im 8h-Zyklus bei 12 °C

Im 6h-Zyklus sind alle Ablaufwerte im Verhältnis 80/20 am geringsten und bei 100/0 am größten (Abbildung 7-22, Abbildung 7-23). Die Betriebskosten sind wiederum bei 100/0 am geringsten, wobei die eher relevanteren Stromkosten am größten sind (Abbildung 7-24). Daher sollte erst das Verhältnis 80/20 im Großversuch überprüft werden, um ggf. das Verhältnis 90/10 zu testen.

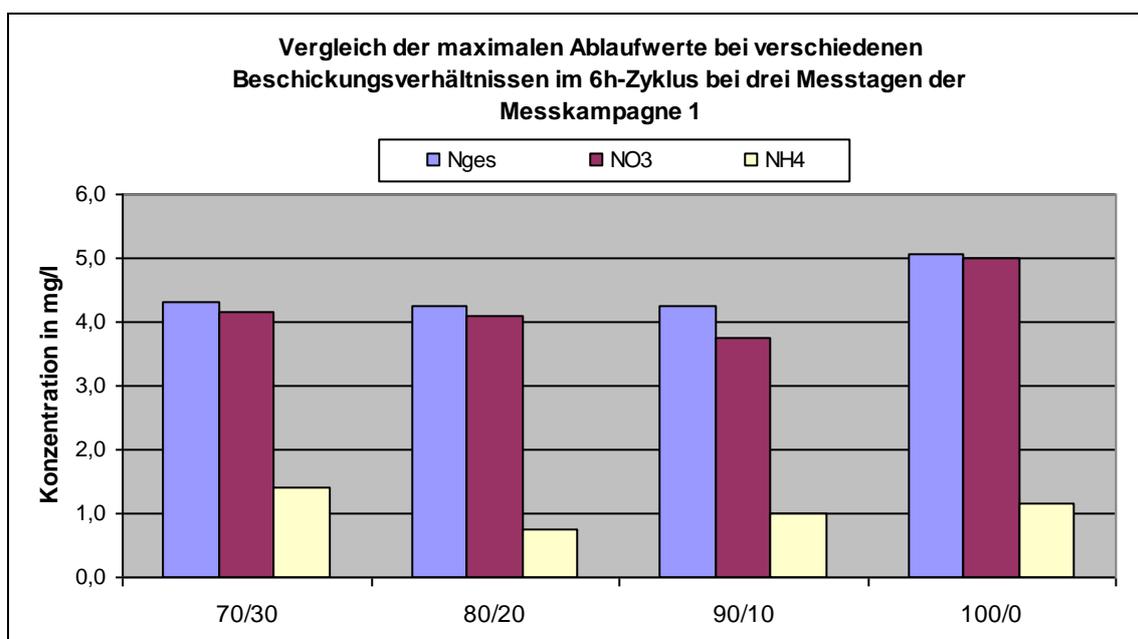


Abbildung 7-22: Auswirkung verschiedener Beschickungsverhältnisse auf die maximalen Ablaufwerte bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 1 im 6h-Zyklus bei 12 °C

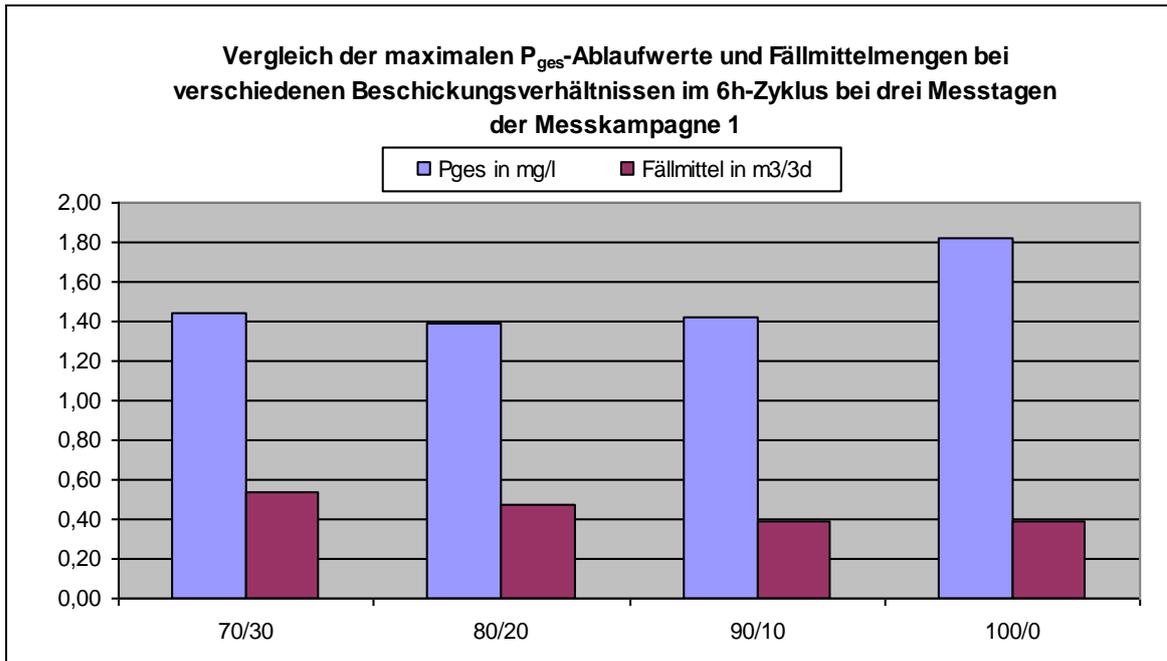


Abbildung 7-23: Auswirkung verschiedener Beschickungsverhältnisse auf die maximalen  $P_{ges}$ -Ablaufwerte und Fällmittelmengen bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 1 im 6h-Zyklus bei 12 °C

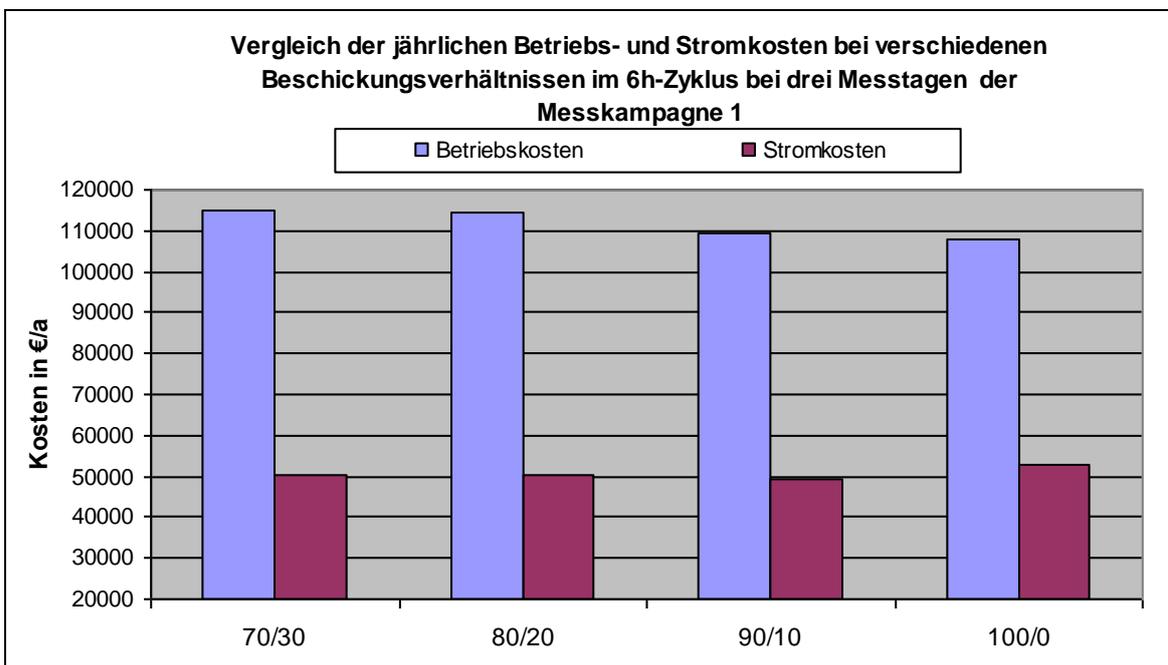


Abbildung 7-24: Auswirkung verschiedener Beschickungsverhältnisse auf die jährlichen Betriebs- und Stromkosten bei drei gemessenen Tagen der Messkampagne 1 im 6h-Zyklus bei 12 °C

Da bei kürzeren Zeitzyklen aufgrund der geringen Zeit nur einmal beschickt wird, war eine Analyse verschiedener Beschickungsverhältnisse im 4h- und 3h-Zyklus nicht notwendig.

#### 7.2.2.4 Die Belüftung

Die Belüftungsenergie stellt bei aerob stabilisierten Anlagen den größten Kostenfaktor dar. Daher birgt eine günstige Einstellung der Belüftung einer Kläranlage ein großes Optimierungspotential. Dabei ist zu berücksichtigen, dass manche Einstellungen stark von den jeweiligen Kläranlageneigenschaften abhängig sind und nicht ohne weiteres auf andere Kläranlagen übertragbar sind.

Im 8h- und 6h-Zyklus findet nach der 1. und 2. Beschickung jeweils eine Belüftungsphase statt, während der 4h- und 3h-Zyklus nur eine Beschickung und eine Belüftung aufweisen. Optimiert werden können der Beginn der Belüftung, die Dauer der Belüftung, die Regulation mit Hilfe der Sauerstoff-, Ammonium- und/oder Nitratkonzentration.

Vorherige Simulationen von DIC-SBR-Anlagen der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH haben bereits starke Hinweise bezüglich der Optimierungskriterien der Belüftungsstrategien gegeben. Diese konnten auch auf die Kläranlage Spenge übertragen werden, so dass eine Einstellung des Beginns und der Belüftungsdauer sowie die Regulation mit Hilfe der Sauerstoffkonzentration in allen Zyklen nicht mehr notwendig war. Die An- und Abschaltpunkte der Belüftungsintervalle innerhalb einer Belüftungsphase wurden beim 8h- und 6h-Zyklus bei 0,5 und 1,5 mg O<sub>2</sub>/l gewählt; bei dem 4h- und 3h-Zyklus wurden die Punkte auf 1 und 2 mg O<sub>2</sub>/l eingestellt.

Daher bezog sich die Optimierung überwiegend auf die Ermittlung der Anzahl der erlaubten Belüftungsintervalle zwischen den vorher gewählten zwei Sauerstoffregelpunkten über die Länge der 1. und 2. Belüftungsphase, die bei jeder Anlage individuell eingestellt werden muss. Zusätzlich sollte gewährleistet werden, dass die Anlage auch ohne Ammoniumbegrenzung der Belüftung möglichst energiesparend betrieben werden kann, ohne die freiwillig erklärten Ablaufwerte zu überschreiten. Dies war notwendig, da die Anlage nur über zwei Sätze - Onlinemesseinrichtungen verfügte, wodurch ein Reaktor zeitlich in den Belüftungen nicht durch die Ammoniumwerte im Reaktor geregelt werden konnte. Des Weiteren sollte erstmals eine Nitratregulation analysiert und spezifiziert werden. Im Rahmen der Analysen sollten die vorher gemachten Einstellungen überprüft werden.

Dafür wurde der gemessene Zulauf aus der Messkampagne 1 gewählt, da hier nach einer langen Trockenwetterperiode ein Regenereignis dazu führte, dass die abgelagerten Abwässer ausgespült wurden. Dies führte zu einer starken Frachtbelastung der Anlage (Abbildung 3-25). Diese Hochbelastung sollte genutzt werden, um in der Simulation die Grenzen der Belüftung unter Einhaltung der erlaubten Ablaufwerte möglichst kostengünstig einzustellen. Dabei wurden die Simulationen zunächst bei 18 °C und 12 °C durchgeführt, um das Ergebnis später bei 7 °C zu überprüfen (Tabelle 7-12). Anhand der Ausdrücke der internen Vorgänge konnte genau überprüft werden, wie viele Zeitintervalle im Hoch- und Niedriglastbetrieb der Gebläse während der 1. oder 2. Belüftungsphase notwendig sind, um die Ablaufwerte einzuhalten, aber die Anlage dennoch so kostensparend wie möglich zu betreiben.

Tabelle 7-12: Simulationsergebnisse zur Optimierung der Belüftung im 8h- und 6h-Zyklus

KA Spenge		Optimierung: Belüftung				LimnoTec Abwasseranlagen GmbH August 2006	
Parameter im Ablauf	NO3max	NH4max	Nanorggesmax	PO4max	Pgesmax	CSBgesmax	Besonderheiten
Sonstiges	3 Tage Hochlastzustand der Kalibrierungsmesskampagne im Juli 2005 mit erhöhtem Fracht- und Mengenzulauf (HL) oder 3 Tage Trockenwetterzulauf (TW) mit Niedriglast/Hochlast						
Lauf							
WS-Bel-1	2,3	0,45	2,4	1,85	1,93	38	8h, 18C, 4/0, NH4-Begr., 3/0, NH4-Begr., HL
WS-Bel-2	4,0	0,45	4,1	1,51	1,63	38	8h, 12C, 4/0, NH4-Begr., 3/0, NH4-Begr., HL
WS-Bel-3	2,5	1,48	3,1	1,15	1,24	40	6h, 18C, 4/0, NH4-Begr., 3/0, NH4-Begr., HL
WS-Bel-4	3,7	1,36	4,4	1,12	1,23	41	6h, 12C, 4/0, NH4-Begr., 3/0, NH4-Begr., HL
WS-Bel-5	0,7	0,36	0,8	1,71	1,79	37	8h, 18C, 4/2, NH4-Begr., 3/2, NH4-Begr., HL
WS-Bel-6	3,7	0,47	3,8	1,94	2,05	38	8h, 12C, 4/2, NH4-Begr., 3/2, NH4-Begr., HL
WS-Bel-7	1,9	0,34	2,0	1,29	1,37	51	6h, 18C, 4/2, NH4-Begr., 3/2, NH4-Begr., HL
WS-Bel-8	4,3	0,58	4,4	1,28	1,39	41	6h, 12C, 4/2, NH4-Begr., 3/2, NH4-Begr., HL
WS-Bel-9	0,9	0,11	1,0	0,52	0,64	33	8h, 18C, 4/1, NH4-Begr., 3/1, NH4-Begr., TW
WS-Bel-10	2,8	0,21	2,9	0,34	0,49	35	8h, 12C, 4/1, NH4-Begr., 3/1, NH4-Begr., TW
WS-Bel-11	2,0	0,68	2,1	0,33	0,46	38	6h, 18C, 4/1, NH4-Begr., 3/1, NH4-Begr., TW
WS-Bel-12	3,9	0,51	4,1	0,18	0,36	41	6h, 12C, 4/1, NH4-Begr., 3/1, NH4-Begr., TW
WS-Bel-13	1,9	0,37	2,0	1,28	1,38	38	8h, 18C, 2/1, 1/1, HL
WS-Bel-14	4,3	0,21	4,4	1,01	1,11	38	8h, 12C, 3/1, 2/1, HL
WS-Bel-15	2,9	0,38	3,0	1,28	1,35	41	6h, 18C, 2/1, 1/1, HL
WS-Bel-16	4,0	0,81	4,2	1,02	1,10	41	6h, 12C, 2/1, 2/1, HL
WS-Bel-17	4,0	6,13	6,7	0,48	0,58	38	8h, 7C, 3/1, 2/1, HL
WS-Bel-18	5,0	3,46	5,9	0,87	0,97	38	8h, 7C, 6/1, 2/1, HL
WS-Bel-19	4,7	3,90	5,7	0,76	0,86	38	8h, 7C, 5/1, 1/1, HL
WS-Bel-20	4,6	3,77	5,7	0,75	0,86	41	6h, 7C, 4/1, 2/1, HL
WS-Bel-21	1,4	0,11	1,4	0,44	0,56	33	8h, 18C, 2/1, 1/1, TW
WS-Bel-22	4,3	0,08	4,3	0,12	0,26	35	8h, 12C, 3/1, 2/1, TW
WS-Bel-23	2,9	0,09	3,0	0,21	0,36	38	6h, 18C, 2/1, 1/1, TW
WS-Bel-24	3,8	0,48	4,0	0,14	0,35	41	6h, 12C, 2/1, 2/1, TW

Die grün markierten Zeilen der Tabelle 7-12 stellen die besten Einstellungen ohne Ammoniumbegrenzung für den 8h-Zyklus dar; die blau markierten Zeilen stellen die besten Einstellungen ohne Ammoniumbegrenzung für den 6h-Zyklus dar. Zwischenergebnisse wurden hier nicht aufgeführt, sondern lediglich als Ausdrucke archiviert. Deutlich bei der Betrachtung der Ergebnisse wird, dass bei jeder Temperatur und jedem Zeitzyklus andere Einstellungen gewählt werden mussten, um die günstigsten Voraussetzungen zu finden. Bezüglich der Temperatur ist dies eine neue Erkenntnis und konnte nur untersucht werden, da die Simulationen bei unterschiedlichen Temperaturen durchgeführt wurden. Diese Betrachtungsweise macht aber aus Sicht der Betriebskosten Sinn: je tiefer die Temperatur im Reaktor, umso länger muss belüftet werden, um gleiche Reinigungsleistung wie bei höheren Temperaturen zu erzielen. Dies wird anhand der steigenden Anzahl der Belüftungsintervalle im Niedriglastbetrieb deutlich (Tabelle 7-13).

Tabelle 7-13: Anzahl der optimierten Intervalle der Belüftung im 8h- und 6h-Zyklus

Zyklus	18 °C		12 °C		7 °C	
	Hochlast	Niedriglast	Hochlast	Niedriglast	Hochlast	Niedriglast
8h						
1.Bel.	1	2	1	3	1	5
2.Bel.	1	1	1	2	1	2
6h						
1.Bel.	1	2	1	2	1	4
2.Bel.	1	1	1	2	1	2

Wird nur eine Einstellung gewählt, die bei jeder Temperatur gewährleistet, dass die Ablaufwerte eingehalten werden, muss unweigerlich die von tieferen Temperaturen eingestellt werden. Das führt aber bei höheren Temperaturen zu unnötigen Belüftungszeiten und damit höheren Betriebskosten, sofern keine  $\text{NH}_4$ -Begrenzung vorliegt.

Die Ablaufwerte bei den Versuchen ohne Hochlastbetrieb und mit zwei Hochlastintervallen weisen höhere Phosphat- und teilweise höhere CSB-Werte auf (rot). Versuche ohne Hochlastbetrieb führen dazu, dass teilweise während der gesamten Belüftungszeit belüftet wird, um den oberen Sauerstoffschaltpunkt zu erreichen oder um eine Ammoniumbegrenzung auszulösen. Dies verkürzt die anoxischen und anaeroben Zeiten, wodurch sich die Bedingungen für die Bio-P verschlechtern, was in höheren Phosphatablaufwerten resultiert. Bei zwei Hochlastintervallen hingegen wird mit einer Ammoniumbegrenzung so früh eine Abschaltung der Belüftung bewirkt, dass es am Ende des Zyklusses schon wieder zu einer starken Freisetzung von Phosphat kommt, wodurch die Ablaufwerte steigen. Warum dies auch zu höheren CSB-Werten führt, ist ungeklärt. Aus den oben genannten Gründen wurde immer ein Hochlastintervall gewählt, bei dem die Phosphatwerte in der Regel innerhalb der erlaubten Ablaufwerte lagen. Die Nitrat- und Ammoniumablaufwerte lagen bei den gefundenen, optimierten Einstellungen immer im erlaubten Bereich (grün und blau markierte Zeilen der Tabelle 7-12). Mit Ammoniumbegrenzung in jedem Reaktor hingegen, ist die vorgegebene Anzahl der Intervalle im Hoch- und Niedriglastbetrieb unerheblich, so lange die Hochlastzyklen in ausreichender Menge oder nicht zu viel vorkommen.

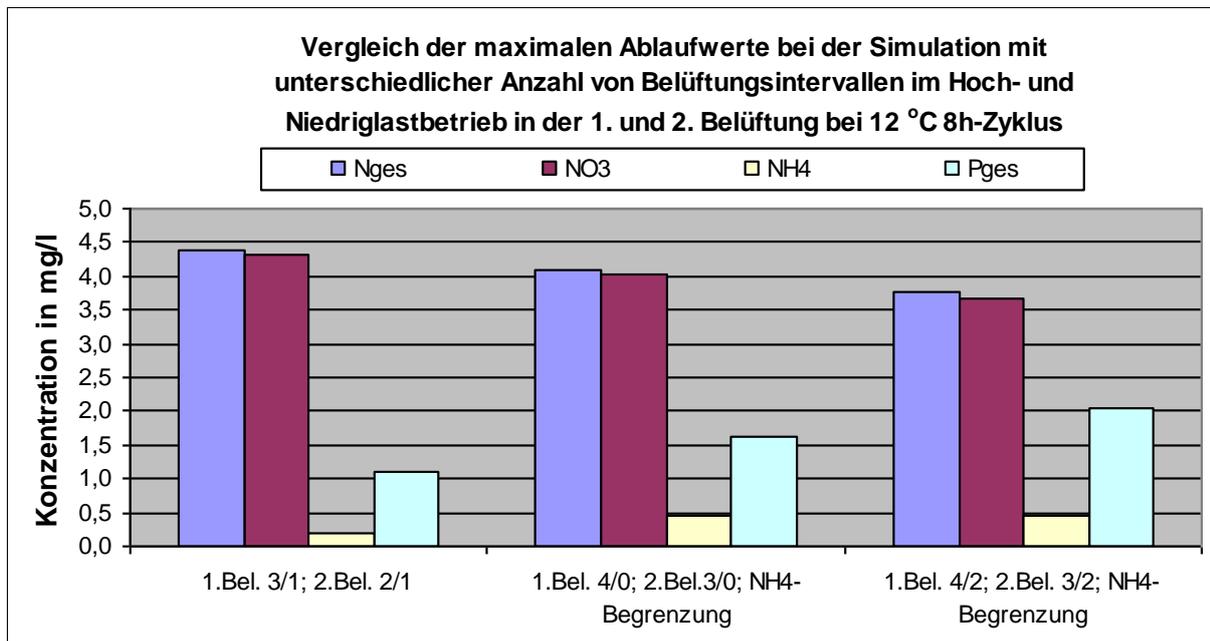


Abbildung 7-25: Auswirkung der Anzahl der Belüftungsintervalle innerhalb der Belüftungsphasen auf die Ablaufwerte bei drei Hochlasttagen der Messkampagne 1 und 12 °C

Die Einstellungen wurden auch bei 7 °C mit den Einstellungen von 12 °C überprüft (WS-Bel17 bis WS-Bel-20 der Tabelle 7-12). Dabei lagen die Ammonium- und  $\text{N}_{\text{ges}}$ -Ablaufwerte über dem Grenzwert von 5 mg/l. Mit Hilfe weiterer Optimierungsansätze gelang es, die Ammoniumablaufwerte ausreichend zu senken, während die Nitratwerte noch etwas zu hoch waren (WS-Bel-

20). Da aber bereits bei der Kalibrierung festgestellt wurde, dass die Ablaufwerte von Ammonium immer etwas zu tief und die von Nitrat immer etwas zu hoch lagen, kann dies als ausreichende Einstellung betrachtet werden.

In Abbildung 7-26 und Abbildung 7-27 sind die Unterschiede in den Ablaufwerten mit und ohne Ammoniumbegrenzung aber mit den hier gefundenen optimierten Einstellungen bei Trockenwetterzuständen und 12 °C oder 18 °C gezeigt.

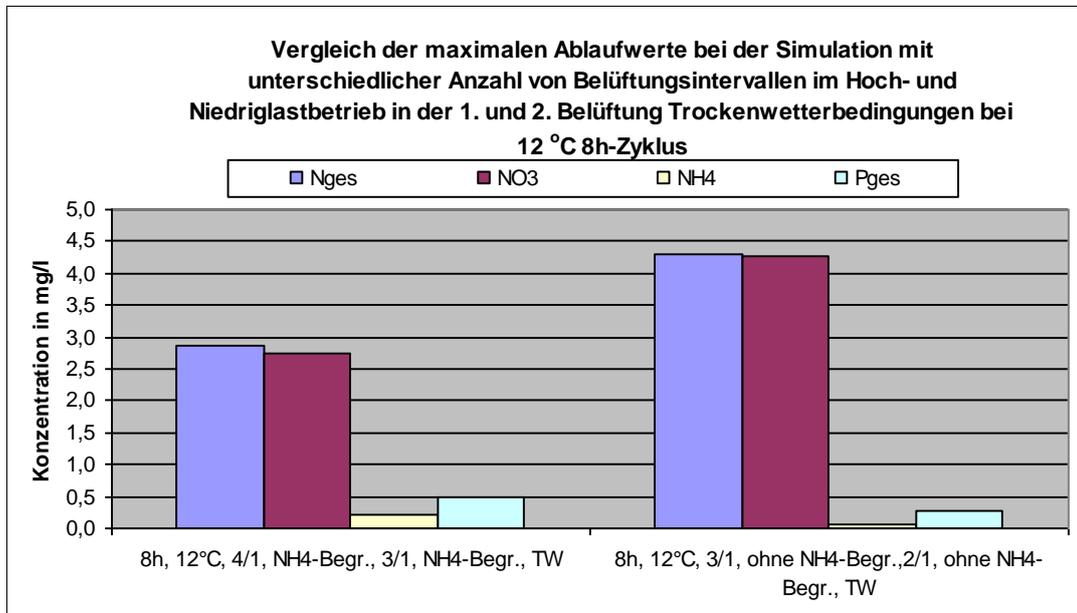


Abbildung 7-26: Auswirkung der Ammoniumbegrenzung auf die maximalen Ablaufwerte bei drei Trockenwettertagen und 12 °C

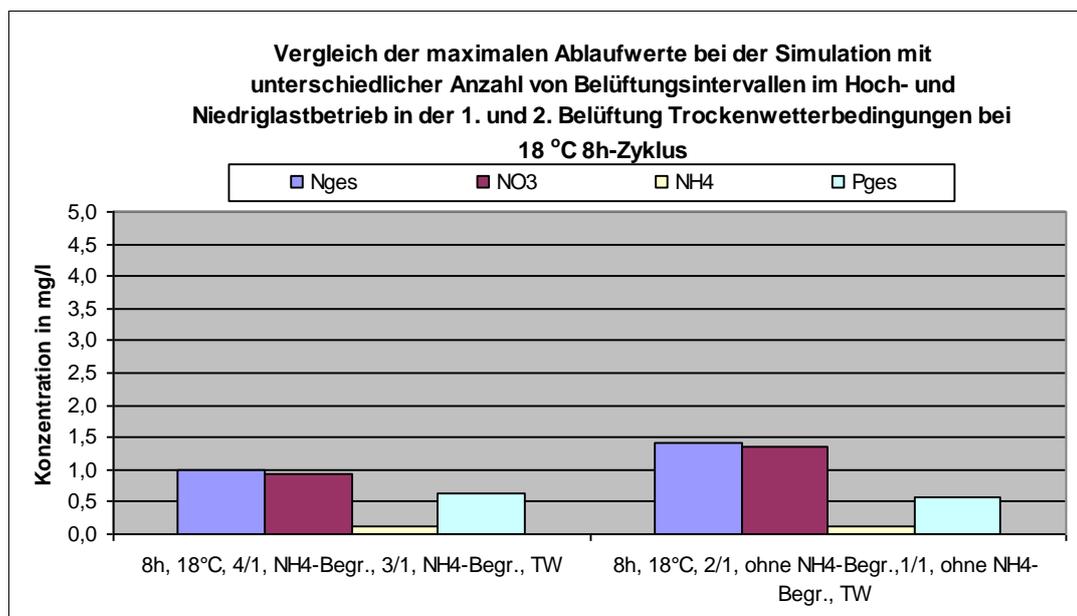


Abbildung 7-27: Auswirkung der Ammoniumbegrenzung auf die maximalen Ablaufwerte bei drei Trockenwettertagen und 18 °C

Mit Ammoniumbegrenzung sind die  $N_{ges}$ - und Nitratlaufwerte bei 12 °C um ca. 35 % geringer, bei 18 °C um ca. 29 % geringer. Eine bessere Einstellung ohne Ammoniumbegrenzung war nicht möglich. Bemerkenswert sind die sehr geringen  $N_{ges}$ - und  $NO_3$ -Ablaufwerte bei 18 °C. Der Grund hierfür sind längere anoxische Zeiten und insbesondere die ungewöhnliche hohe Denitrifikationsrate des Belebtschlammes auch noch nach Ende der letzten Belüftungsphase.

In Abbildung 7-28 und Abbildung 7-29 sind die Unterschiede in den Betriebskosten dargestellt. Mit Ammoniumbegrenzung liegen die Betriebskosten pro Jahr bei 12 °C um ca. 1500 € niedriger, bei 18 °C um nur ca. 200 € niedriger.

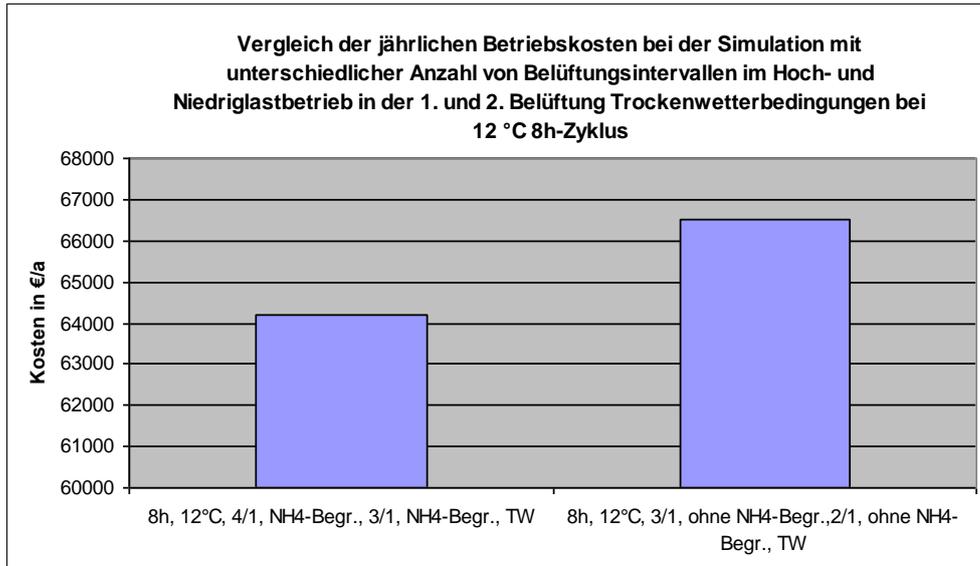


Abbildung 7-28: Auswirkung der Ammoniumbegrenzung auf die Betriebskosten bei drei Trockenwettertagen und 12 °C

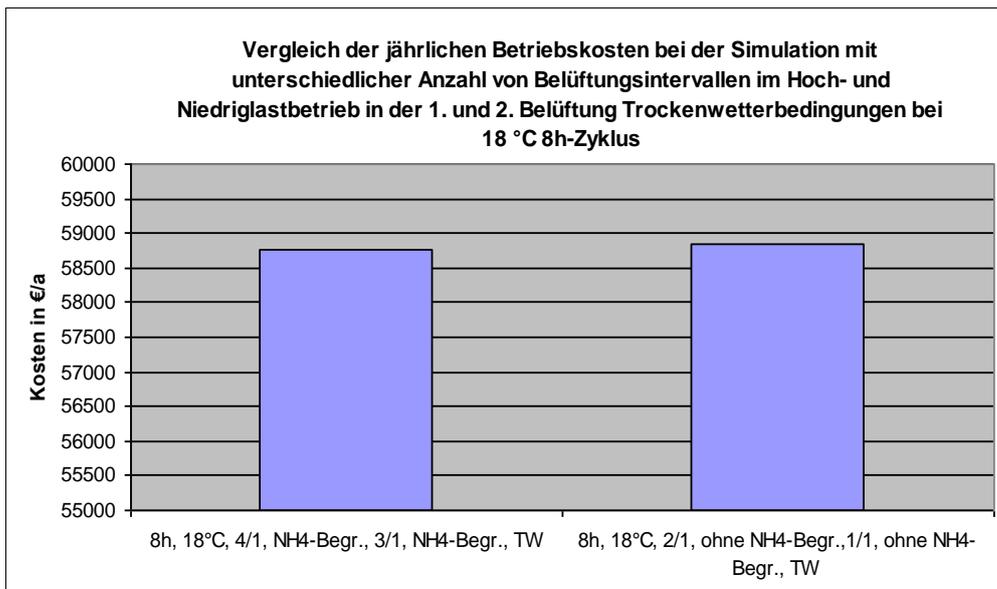


Abbildung 7-29: Auswirkung der Ammoniumbegrenzung auf die jährlichen Betriebskosten bei drei Trockenwettertagen, 8h-Zyklus und 18 °C

Das bedeutet, dass die Anlage mit den hier gefundenen Einstellungen trotz fehlender Ammoniumbegrenzung, nur wenig mehr an Betriebskosten aufbringen muss. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die hier genutzte optimierte Einstellung nur mit Hilfe der Simulation möglich war. Eine Anlage ohne simulationstechnisch optimierte Einstellungen kann mit Hilfe der Ammoniumbegrenzung ein Vielfaches mehr an Energiekosten einsparen und zudem die Umwelt schonen, was Simulationen und Großversuche anderer Anlagen gezeigt haben. Dadurch ist das Einführen von Onlinemessungen gerechtfertigt.

Als nächstes wurden der 4h- und 3h-Zyklus analysiert. Diese beiden Zyklen sind noch wenig untersucht. Aus Großversuchen ist aber bekannt, dass die Sauerstoffschaltpunkte bei 1 und 2 mg O<sub>2</sub>/l liegen müssen, damit die Ablaufwerte beim Sprung im ersten Zyklus eingehalten werden können.

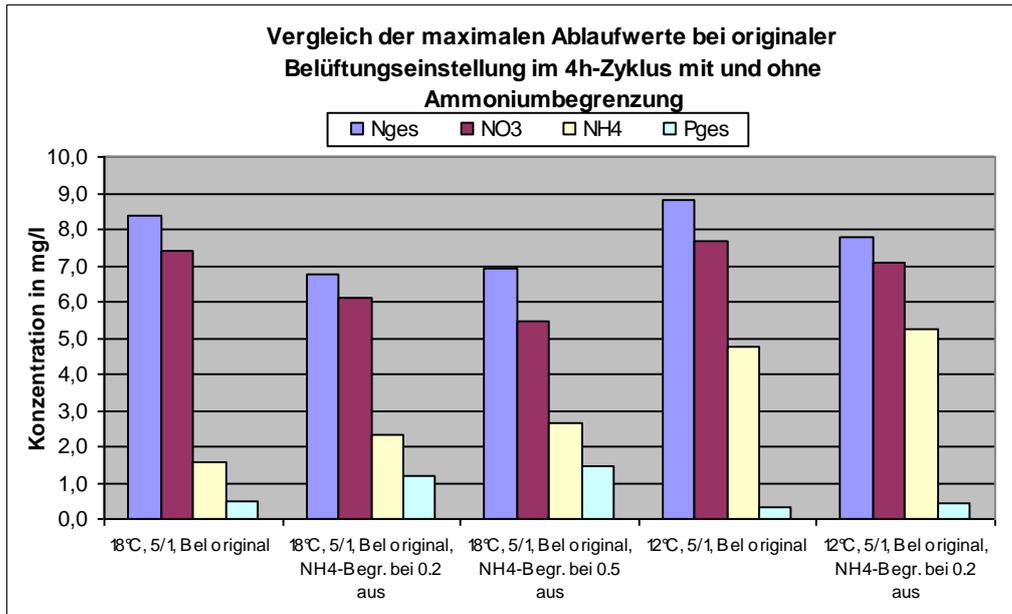
In Tabelle 7-14 ist die optimierte Anzahl der Intervalle aufgelistet. Deutlich wird, dass die Belüftung bei 10 °C und 7 °C sowohl im 4h- als auch 3h-Zyklus gleich eingestellt werden kann. Beim 4h-Zyklus variiert die Einstellung bei 18 °C, 15 °C und 12 °C, während die Einstellungen im 3h-Zyklus bei 18 °C und 15 °C identisch sind.

Tabelle 7-14: Anzahl der optimierten Intervalle der Belüftung im 4h- und 3h-Zyklus

Zyklus	18 °C		15 °C		12 °C		10 °C		7 °C	
	Hochlast	Niedriglast								
4h										
1.Bel.	1	2	4	4	4	5	5	5	5	5
Zyklus	18 °C		15 °C		12 °C		10 °C		7 °C	
3h	Hochlast	Niedriglast								
1.Bel.	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3

In Abbildung 7-30 sind die maximalen Ablaufwerte im 4h-Zyklus in der Originaleinstellung mit und ohne Ammoniumbegrenzung gezeigt. Die N<sub>ges</sub>- und Nitratablaufwerte sind bei der Ammoniumbegrenzung tiefer. Sie liegen aber in beiden Fällen über dem Überwachungswert von 5 mg/l. Da die real sehr hohe Denitrifikation in der Simulation nicht gänzlich abgebildet werden kann, werden die realen Ablaufwerte allerdings höchstwahrscheinlich unter 5 mg/l liegen. Die Ammonium- und Phosphatwerte liegen bei der Ammoniumbegrenzung höher, was darauf zurückzuführen ist, dass die Belüftung so früh abgeschaltet wurde, dass bereits eine Ammonifizierung und Phosphorrücklösung stattfand. Wird die Belüftung sofort nach Erreichen von 0,2 NH<sub>4</sub> abgeschaltet, resultieren die niedrigsten N<sub>ges</sub>-Ablaufwerte. Der Phosphatwert liegt gerade unterhalb des Überwachungswertes. Die Betriebskosten verhalten sich indifferent, während sie bei 18 °C etwas höher liegen, sind sie bei 12 °C tiefer. Dabei basieren die höheren Kosten bei 18 °C auf einer gesteigerten Fällmittelmenge, die wiederum einen Anstieg der Schlammmenge verursacht. Dennoch ist die Belüftungsenergie mit Ammoniumbegrenzung am günstigsten. Zu berücksichtigen ist auch, dass dieser Hochlasttag in der Regel zunächst im 6h-Zyklus anstelle vom 4h-Zyklus abgearbeitet wird und die Bio-P-Elimination hierbei besser funktioniert. Ausgehend von der Situation mit Ammoniumbegrenzung bei 0,2 NH<sub>4</sub> sollte daher die Belüftung optimiert werden.

(a)



(b)

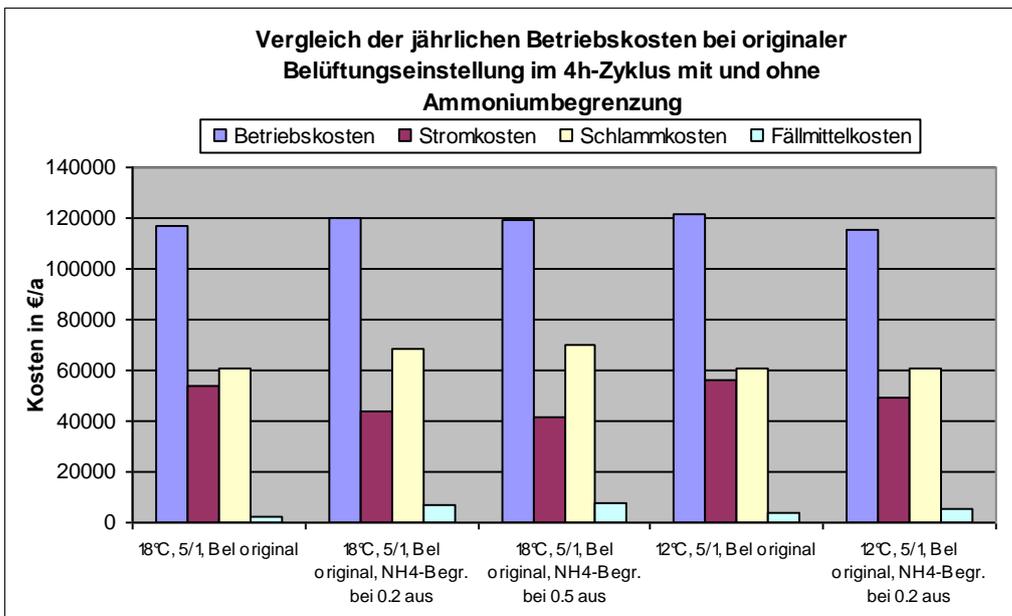
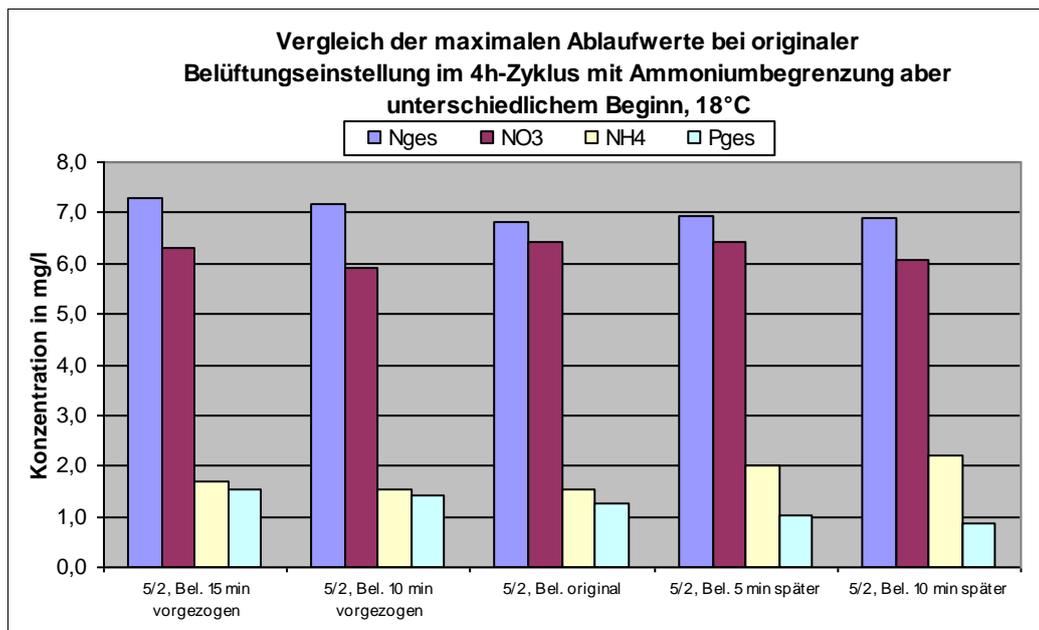


Abbildung 7-30: Auswirkung der Ammoniumbegrenzung auf die maximalen Ablaufwerte (a) und auf die jährlichen Betriebskosten (b) bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, 18 °C und 12 °C

Zunächst wurde überprüft, ob der Zeitpunkt des Belüftungsbeginns richtig gewählt wurde. In Abbildung 7-31 sind die Ablaufwerte im 4h-Zyklus in der Originaleinstellung mit Ammoniumbegrenzung im Vergleich zu anderen Startpunkten gezeigt. Die  $N_{ges}$ -Ablaufwerte sind bei der Originaleinstellung bei 18 °C und 12 °C am niedrigsten. Die Nitratwerte folgen keinem Trend sondern schwanken je nach Temperatur. Die Ammoniumwerte sind bei der Originaleinstellung bei 18 °C am geringsten, bei 12 °C wenn die Belüftung 15 min vorgezogen wird. Die Phosphatwerte bei 18 °C sind am geringsten, je später die Belüftung beginnt. Das ist insofern plausibel, als das die anaerobe Phase dadurch verlängert wird, in der besonders die Bio-P-Freisetzung statt-

findet. Je mehr Phosphat freigesetzt wird, um so mehr kann wieder aufgenommen werden, wodurch der Ablaufwert sinkt. Allerdings wurde bei den geringeren Phosphatablaufwerten auch mehr Fällmittel dosiert, wodurch auch an sich schon tiefere Werte zu erwarten sind (Abbildung 7-32). Das trifft auch bei 12 °C zu. Die Betriebskosten sind günstiger, wenn die Belüftung 15 min vorgezogen wird. Da aber die Ablaufwerte weit oberhalb des Überwachungswertes von 5 mg/l lagen, wurde sowohl die Originaleinstellung der Belüftung als auch die Belüftung mit 15 min Vorziehen weiter untersucht, um ggf. später über die bessere Einstellung entscheiden zu können.

(a)



(b)

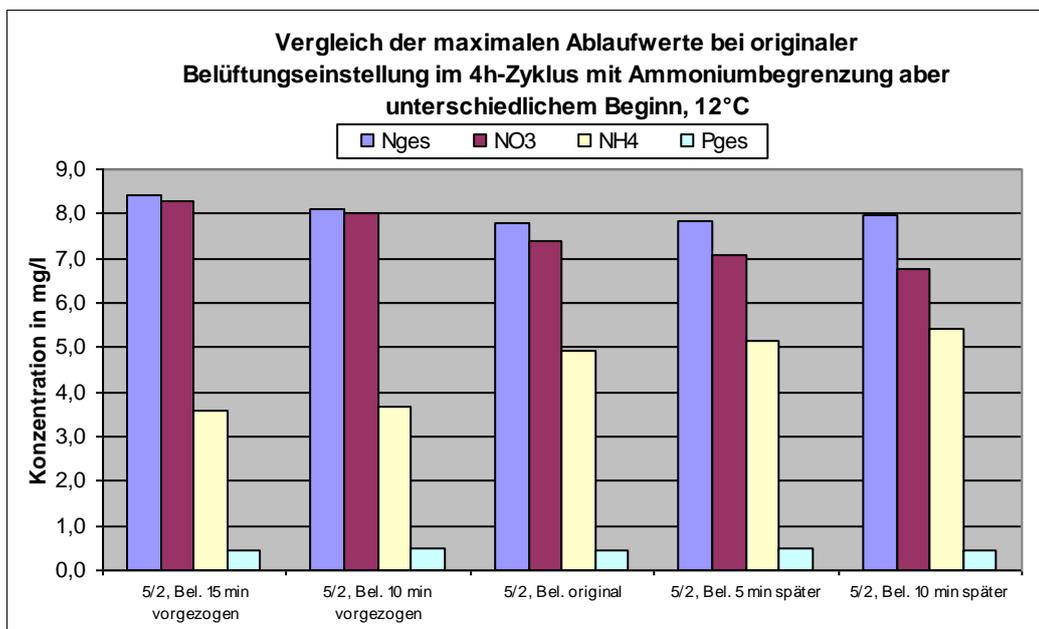
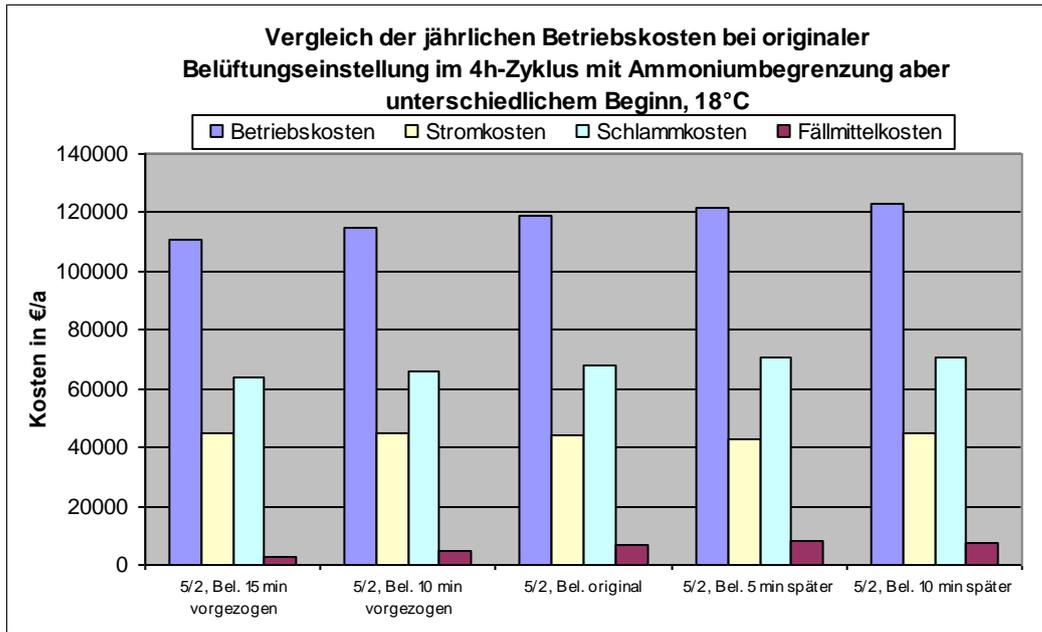


Abbildung 7-31: Auswirkung der unterschiedlichen Anfangszeiten der Belüftung auf die maximalen Ablaufwerte bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, (a) 18 °C und (b) 12 °C

(a)



(b)

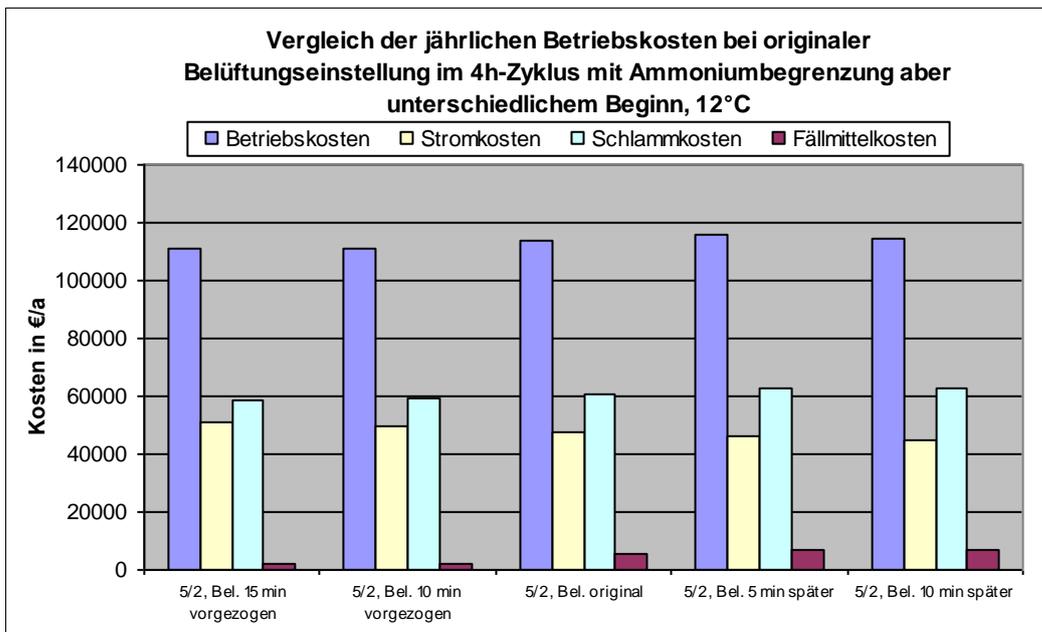


Abbildung 7-32: Auswirkung der unterschiedlichen Anfangszeiten der Belüftung auf die jährlichen Kosten bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, (a) 18 °C und (b) 12 °C

Als nächstes wurde untersucht, ob der Pufferinhalt besser gerührt oder ungerührt in die Reaktoren hinzudosiert werden sollte, was auf Grund der Hydraulik im Betrieb bisher nur ungerührt der Fall war (Abbildung 7-33). Bei der Originaleinstellung mit gerührtem Pufferinhalt werden die Ablaufwerte – außer bei Ammonium - um ca. 30% gesenkt. Wird die Belüftung 15 min vorgezogen, verbessern sich die  $N_{ges}$ - und Nitratlaufwerte auch um ca. 30%, während die Ammonium- und Phosphatkonzentrationen steigen. Beim Befüllen mit gerührtem Pufferinhalt werden zusätzlich die Betriebskosten gesenkt, bei der Originaleinstellung sind die Betriebskosten nun günstiger (Abbildung 7-34). Die Originaleinstellung mit gerührtem Pufferinhalt bei gleicher

Temperatur von 12 °C liefert allerdings bessere Ablaufwerte und Betriebskosten. Da zusätzlich die Phosphatablaufwerte trotz höherer Dosiermengen beim Beginn der Belüftung 15 min früher höher waren, wurden die nachfolgenden Untersuchungen in der Originaleinstellung mit gerührtem Pufferinhalt durchgeführt.

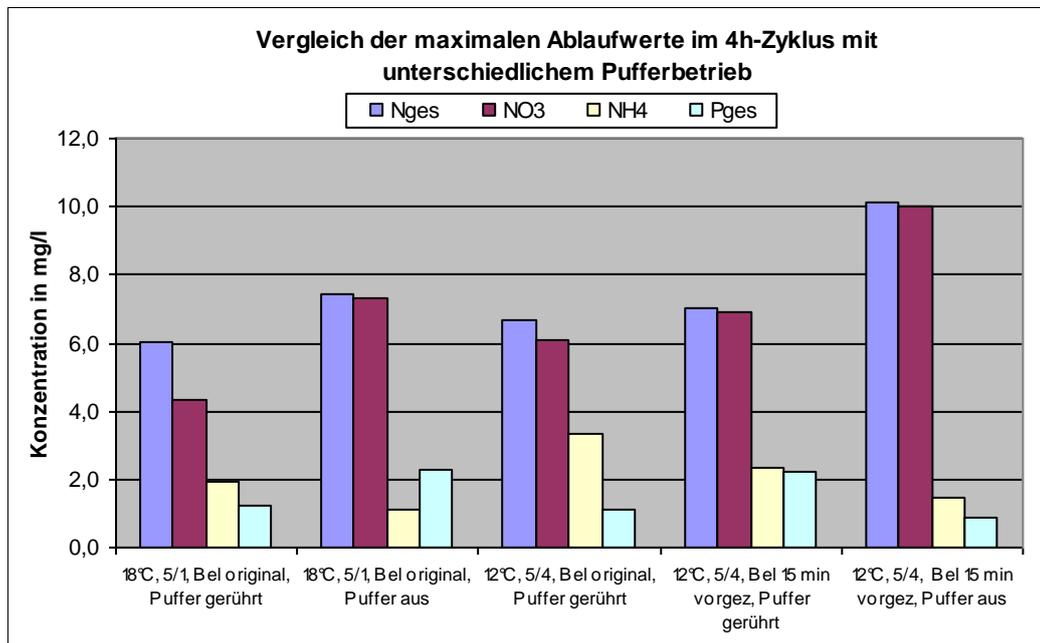


Abbildung 7-33: Auswirkung des unterschiedlichen Betriebs des Pufferbehälters auf die maximalen Ablaufwerte bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, 18 °C und 12 °C

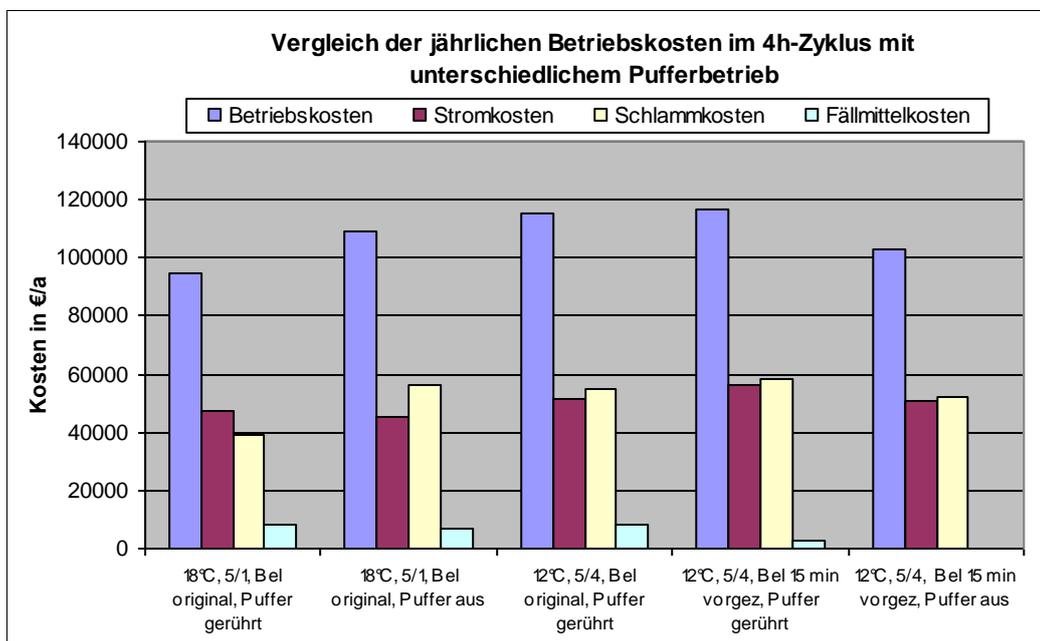


Abbildung 7-34: Auswirkung des unterschiedlichen Betriebs des Pufferbehälters auf die jährlichen Kosten bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, 18 °C und 12 °C

In den nachfolgenden Abbildungen werden die Auswirkungen auf die Ablaufwerte und Betriebskosten bei einer Nitratbegrenzung gezeigt (Abbildung 7-35 und Abbildung 7-36). Die Begrenzung der Belüftung in Abhängigkeit der Nitratkonzentration führt zur Senkung der  $N_{ges}$ -Nitrat- und Phosphatkonzentration, was an sich plausibel ist. Die Ammoniumkonzentration hingegen steigt, da die Belüftung früher ausgestellt wird. Daher sollte die Nitratbegrenzung immer

in Abhängigkeit eines Ammoniumgrenzwertes erfolgen, um das Übersteigen des Wertes über den Überwachungswert zu vermeiden.

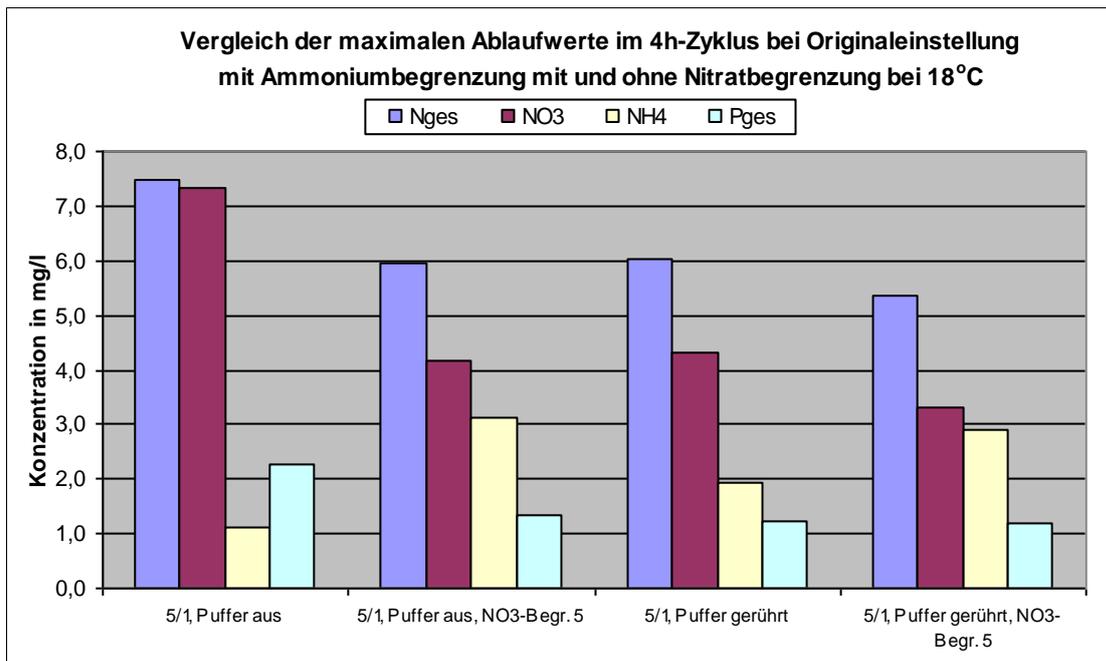


Abbildung 7-35: Auswirkung der Nitratbegrenzung auf die maximalen Ablaufwerte bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, 18 °C

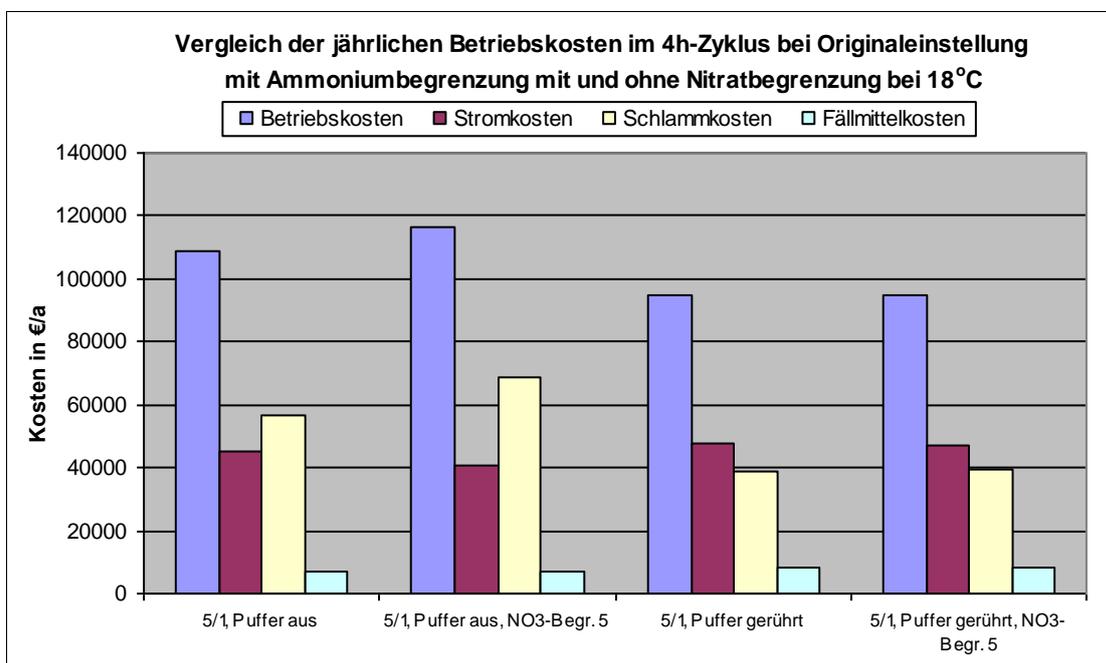


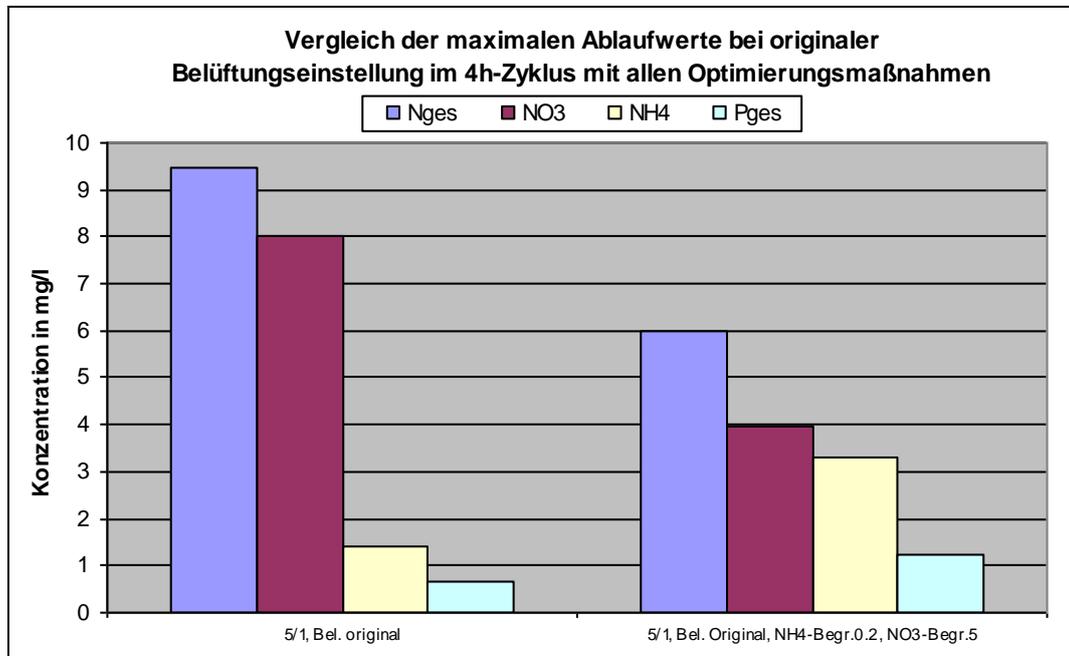
Abbildung 7-36: Auswirkung der Nitratbegrenzung auf die jährlichen Kosten bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, 18 °C

Die Betriebskosten verhalten sich indifferent. Wird der Puffer bei der Beschickung der Reaktoren nicht gerührt, so ist die Nitratbegrenzung kostenaufwendiger. Obwohl die Belüftungsenergie mit der Nitratbegrenzung geringer ist, gibt es einen höheren Schlammanfall, weil mehr Fällmittel dosiert wurde. Dies führt unter Umständen auch zu den geringeren Phosphatablauf-

werten. Gründe für die höhere Dosierung können nicht genannt werden. Unter Umständen muss das Modell hinsichtlich der Fällmitteldosierung überprüft werden. Die Nitratbegrenzung verhält sich beim gerührten Pufferinhalt kostenneutral. Da zusätzlich die Ablaufwerte nahezu unterhalb der Überwachungswerte liegen, sollte diese Einstellung bevorzugt werden.

In der Abbildung 7-37 werden zusammenfassend die Ergebnisse ohne zusätzliche Optimierungsmaßnahmen und mit Ammonium- und Nitratbegrenzung bei 18 °C gezeigt.

(a)



(b)

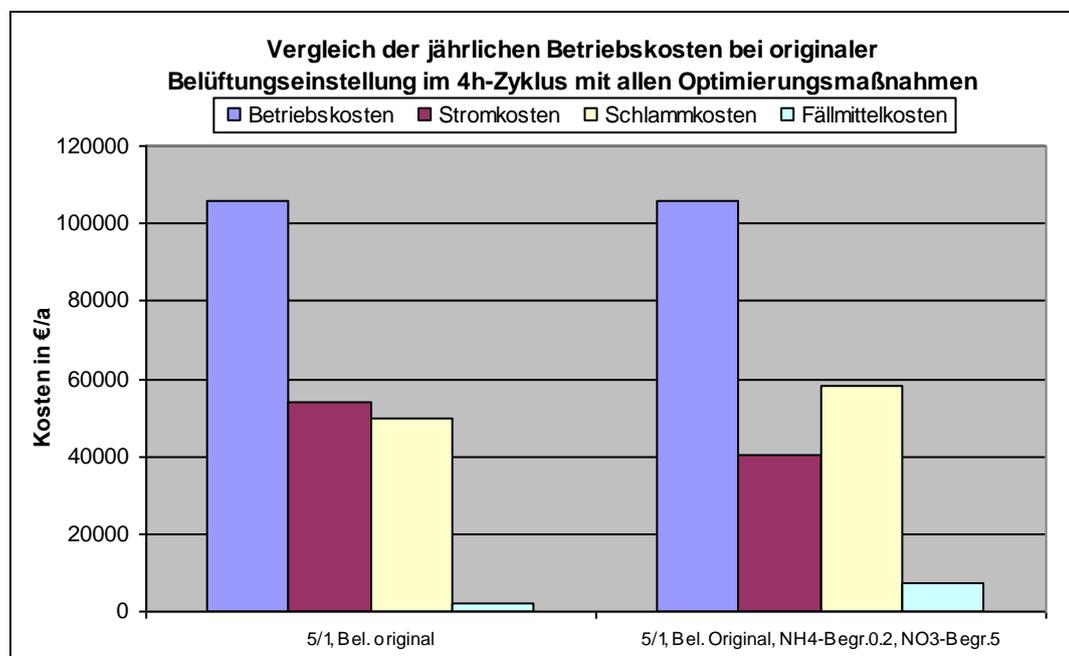


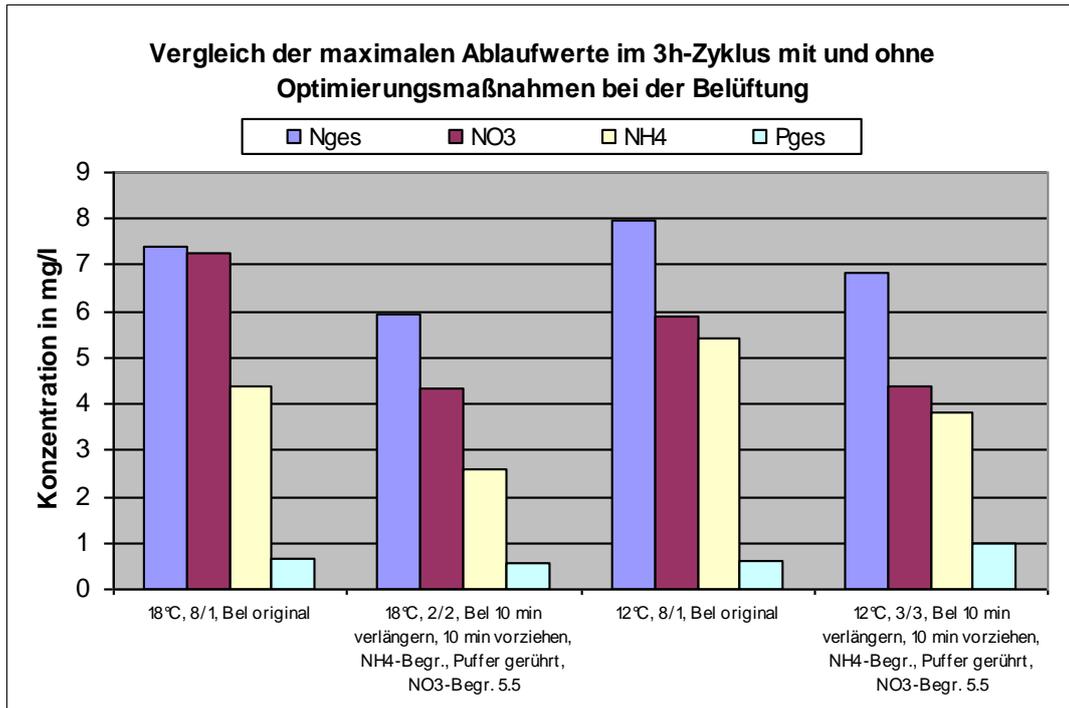
Abbildung 7-37: Auswirkung aller Optimierungsmaßnahmen auf die maximalen Ablaufwerte (a) und jährlichen Betriebskosten (b) bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, 18 °C

Die  $N_{ges}$ -Ablaufwerte konnten mit diesen Maßnahmen um ca. 37% und die Nitratwerte um ca. 41% gesenkt werden. Die Ammonium- und Phosphatwerte sind insgesamt gestiegen, liegen aber unterhalb der Überwachungswerte. Diese Maßnahmen verhalten sich kostenneutral (Abbildung 7-37). Die Stromkosten sinken, da weniger belüftet wird. Der Schlammanfall und die Fällmittelmengen steigen. Warum die Bio-P im Modell bei niedrigeren Nitratwerten schlechter wird, ist ungeklärt und sollte im Modell überprüft werden, da sich sinkende Nitratwerte eigentlich eher positiv auf die Bio-P-elimination auswirken. Zu berücksichtigen ist, dass der 4h-Zyklus nur bei Regenereignissen genutzt wird und damit nur zu ca. 15% aktiv ist.

In Abbildung 7-38 wird zusammenfassend das Ergebnis von den Simulationen im 3h-Zyklus dargestellt. Im Gegensatz zum 4h-Zyklus konnten die Ablaufwerte hierbei nur gesenkt werden, indem die Belüftungsenergie gesteigert wurde, dies führt zwar zu niedrigeren Ablaufwerten, die allerdings trotzdem gerade bei 12 °C über den Überwachungswerten liegen. Die gesteigerte Belüftung hat eine Reduktion des Schlammanfalls zur Folge. Der Wert bei 12 °C scheint hier aber viel zu tief zu sein und basiert ggf. darauf, dass die TS-Bilanzierung nach Aussetzen des RS-Verfahrens im 3h-Zyklus und gerührtem Pufferbehälter zum starken Abfall der TS-Menge im Pufferbehälter führte. Das Ergebnis sollte daher verifiziert werden.

Auf Grund der Ergebnisse vom 3h-Zyklus sollte dieser Zyklus in Spende nur für den Notfall genutzt werden, da die tiefer erklärten Ablaufwerte von  $N_{ges}$  unter 5 mg/l bei tieferen Temperaturen nicht sicher eingehalten werden können und zusätzlich viel Energie notwendig ist. Bei Kläranlagen mit Überwachungswerten von  $N_{ges}$  unter 18 oder 10 mg/l wäre eine Nutzung des Zyklus durchaus denkbar. Sofern die Originaleinstellungen verwendet werden, sind die Betriebskosten nur geringfügig höher als die vom optimierten 4h-Zyklus, wobei der Stromverbrauch sogar geringer ist.

(a)



(b)

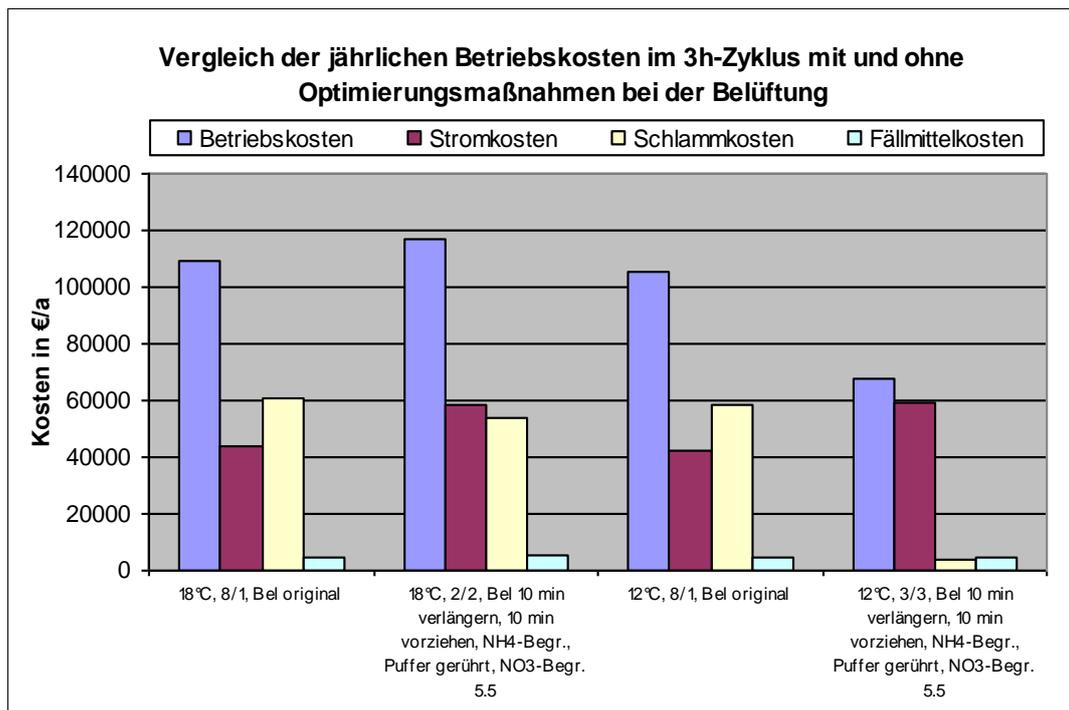


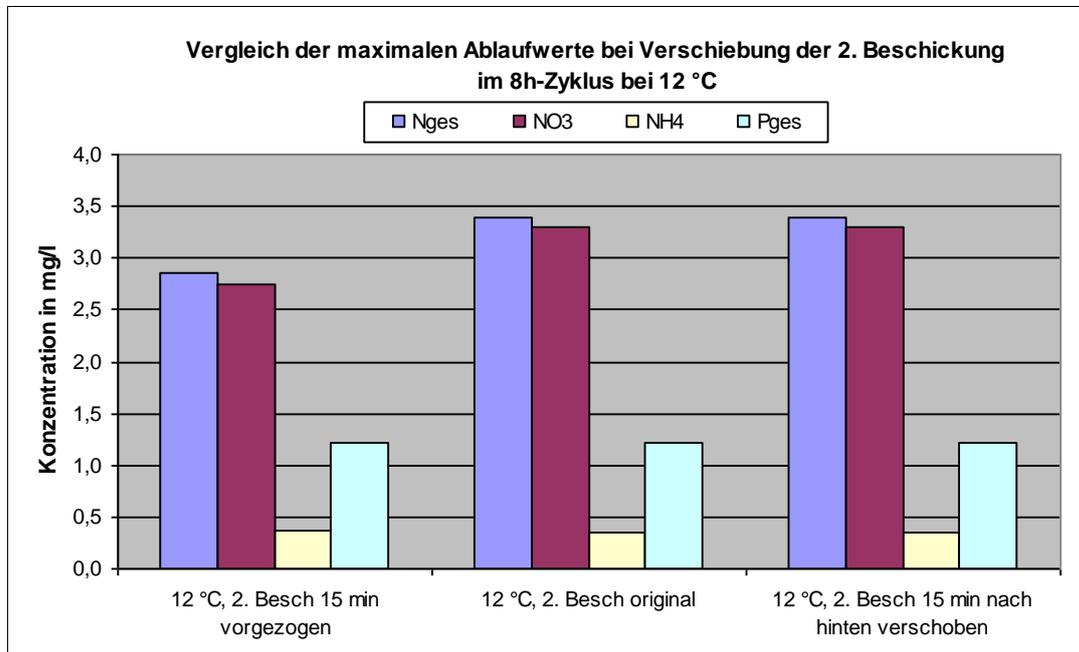
Abbildung 7-38: Auswirkung aller Optimierungsmaßnahmen auf die maximalen Ablaufwerte (a) und jährlichen Betriebskosten (b) bei einem Hochlasttag der Messkampagne 1, 4h-Zyklus, 18 °C

### 7.2.2.5 Die Zyklusstrategie

Simulationsversuche der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH bei anderen DIC-SBR-Kläranlagen haben gezeigt, dass die Verschiebung der 2. Beschickung eine Auswirkung auf die Ablaufwerte haben kann. Dies sollte im Modell der Kläranlage Spenge überprüft werden, um

gleichzeitig das Potential der Betriebskosteneinsparung zu ermitteln. In Abbildung 7-39 sind die Ergebnisse der Simulationen der Kläranlage Spenge im 8h-Zyklus und bei 12 °C dargestellt. Die  $N_{ges}$ - und Nitratlaufwerte sind beim Vorziehen der 2. Beschickung niedriger (a), während die Betriebskosten gleich sind (b).

(a)



(b)

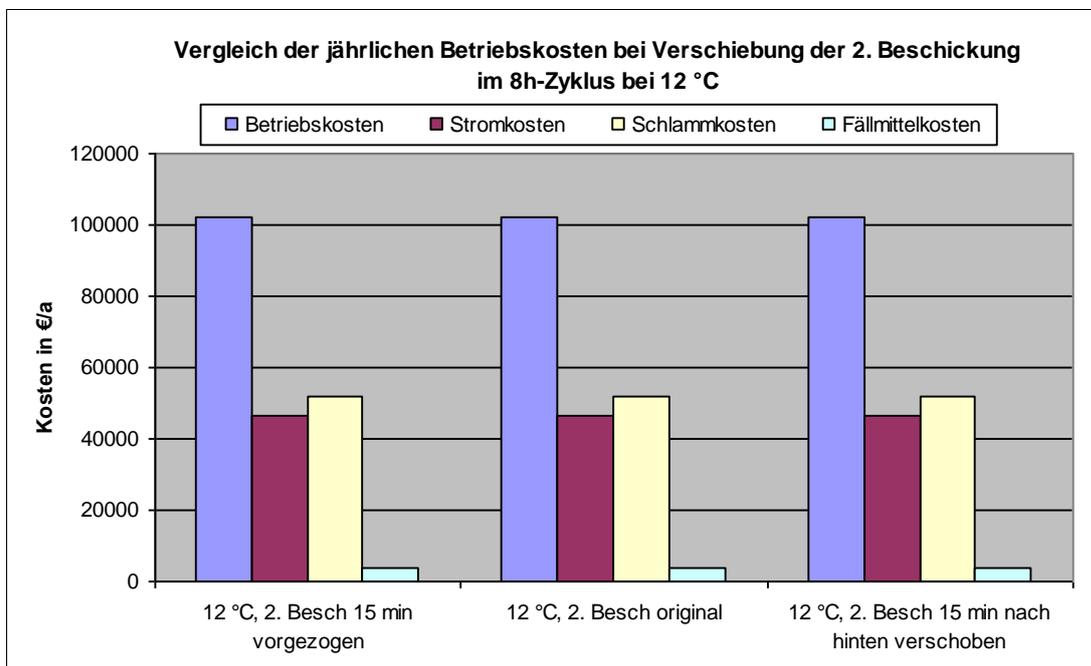
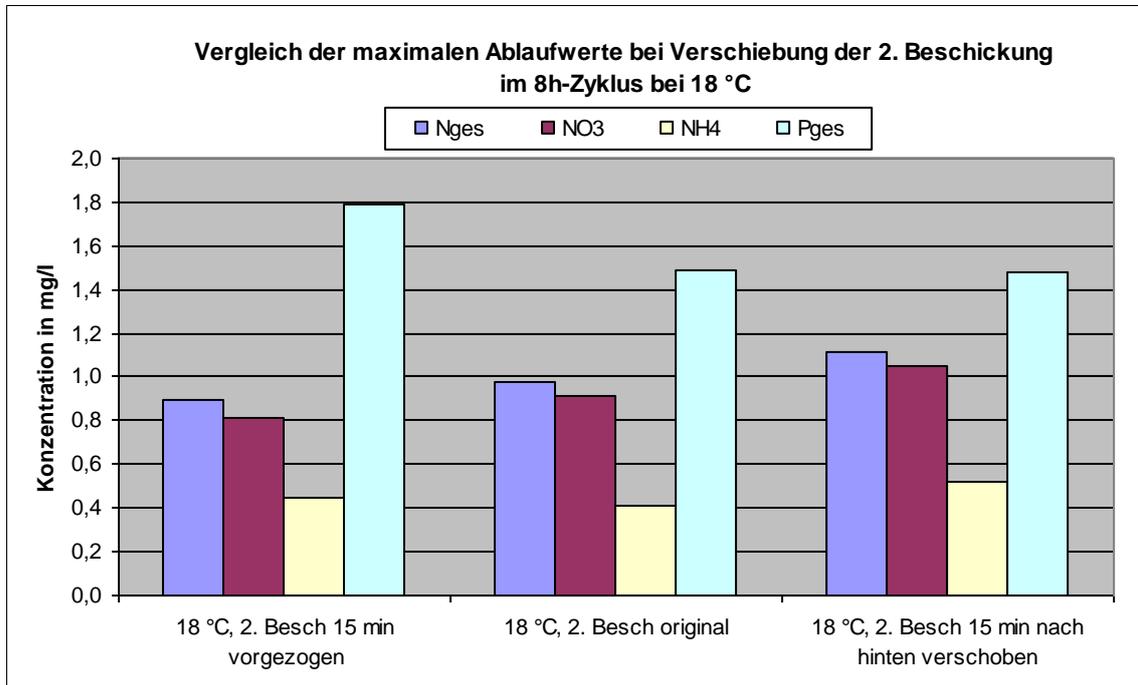


Abbildung 7-39: Auswirkung der Verschiebung der 2. Beschickung auf die maximalen Ablaufwerte (a) und jährlichen Betriebskosten (b) bei drei Hochlasttagen der Messkampagne 1, 8h-Zyklus, 12 °C

In Abbildung 7-40 sind die Ergebnisse der Simulationen der Kläranlage Spenge im 8h-Zyklus und bei 18 °C dargestellt. Die  $N_{ges}$ - und Nitratlaufwerte sind beim Vorziehen der 2. Beschickung wiederum niedriger, während der Ammoniumwert fast identisch aber der Phosphatwert

ansteigt (a). Die Betriebskosten sind nahezu gleich, bei der Originaleinstellung etwas besser (b). Auf Grund der höheren Phosphatkonzentration sollte diese Maßnahme zum Vorziehen der 2. Beschickung bei der Anlage mit Überprüfung der Fällmittelverbräuche eingeführt werden.

(a)



(b)

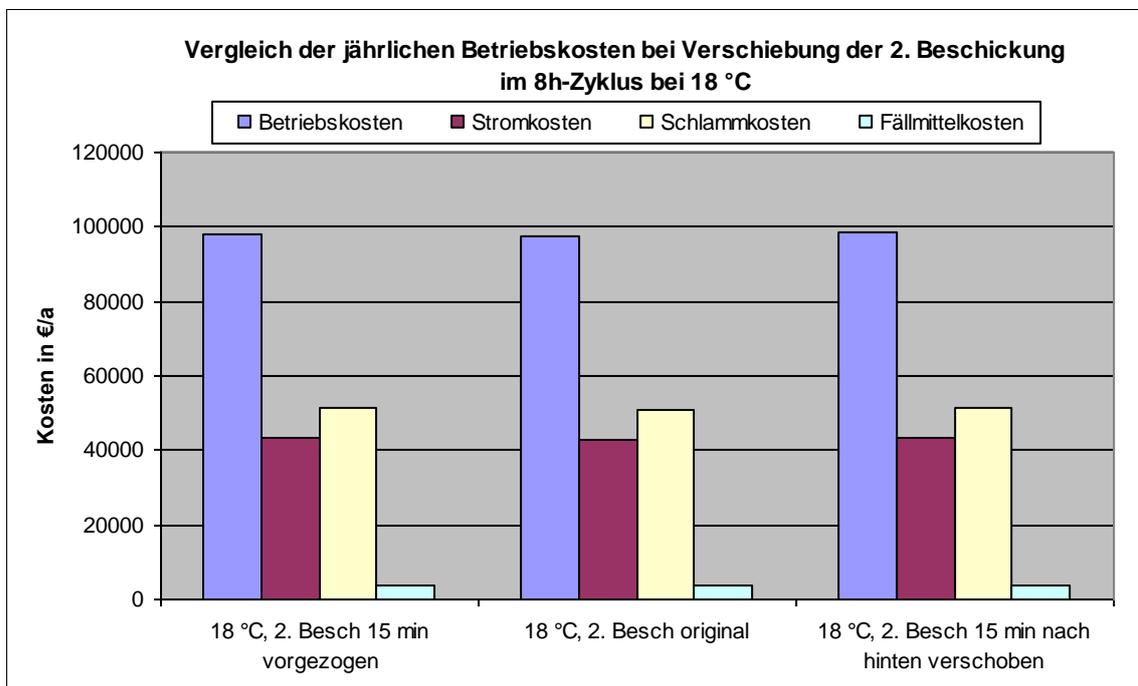


Abbildung 7-40: Auswirkung der Verschiebung der 2. Beschickung auf die maximalen Ablaufwerte (a) und jährlichen Betriebskosten (b) bei drei Hochlasttagen der Messkampagne 1, 8h-Zyklus, 18 °C

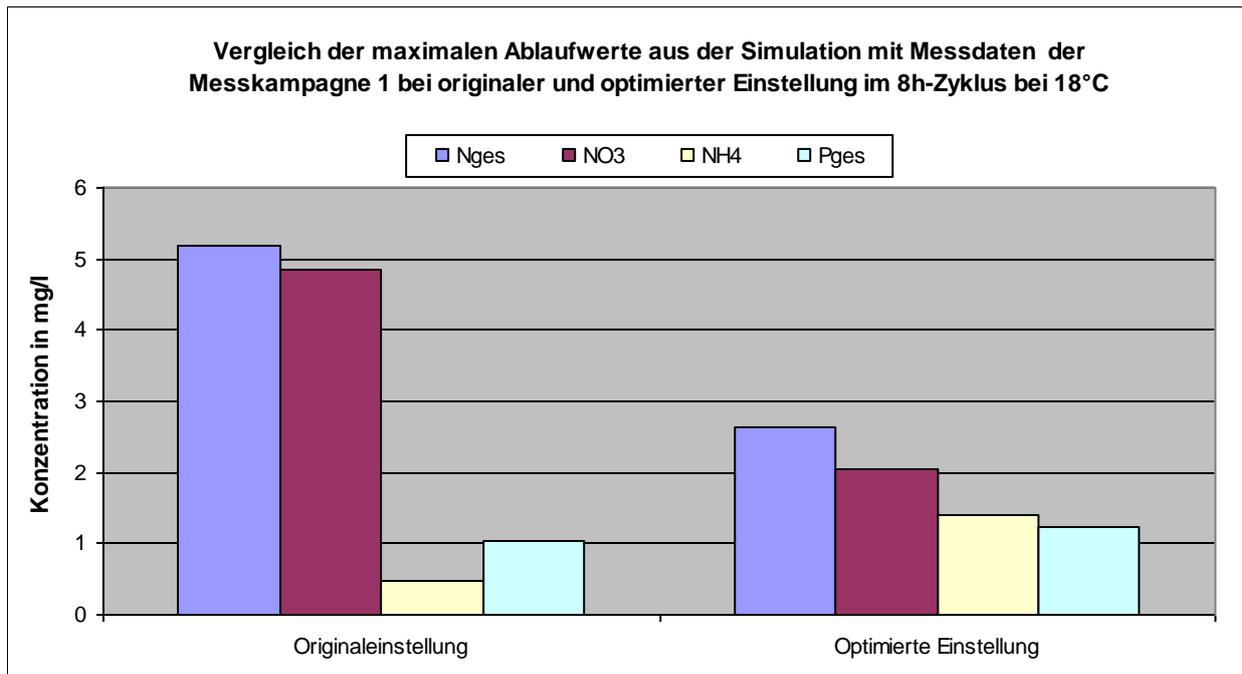
Im 6h-Zyklus waren die Ablaufwerte hingegen bei der Originaleinstellung am günstigsten, so dass hier keine Änderung nötig ist.

#### 7.2.2.6 Optimierungspotential

Zur Abschätzung des Optimierungspotentials wurden die Simulationsläufe aus den Messkampagnen 1 und 6 mit allen hier gefundenen Optimierungsstrategien wiederholt simuliert und die Ergebnisse mit den Ursprungsläufen verglichen.

In Abbildung 7-41 ist das Ergebnis aus der Messkampagne 1 dargestellt, bei der nur das DIC-SBR-Verfahren in Betrieb war. Die  $N_{\text{ges}}$ -Ablaufwerte konnten durch die Optimierungen inklusive des RS-Verfahrens um 50%, die  $\text{NO}_3$ -Werte um 58% gesenkt werden. Die  $\text{NH}_4$ - und  $P_{\text{ges}}$ -Ablaufwerte sind bei den optimierten Einstellungen leicht gestiegen, aber bleiben innerhalb der erlaubten Bereiche. Warum die  $P_{\text{ges}}$ -Ablaufwerte steigen, obwohl die Nitratwerte so stark sinken, kann nur damit erklärt werden, dass die Übereinstimmung der Bio-P-Elimination im Modell noch nicht ausreichend genug war. Denn bei sinkenden Nitratwerten sollte sich auch die Bio-P verbessern und gerade gegensätzlich zu den gefundenen Werten zu niedrigeren  $P_{\text{ges}}$ -Ablaufwerten führen. Da die CSB-Werte bei den optimierten Einstellungen sogar 8% niedriger sind, können die höheren  $P_{\text{ges}}$ -Ablaufwerte auch nicht durch den gesteigerten Anteil bei einem höheren CSB hervorgerufen werden. Die Unstimmigkeit mit den höheren Phosphatwerten erklärt auch den steigenden Fällmittelbedarf und den höheren Schlammanfall, der dadurch an sich plausibel wird. Dagegen sinken die Stromkosten bei den optimierten Einstellungen so stark, dass die jährlichen Betriebskosten um ca. 2000 €/a geringer sind als bei den Originaleinstellungen.

(a)



(b)

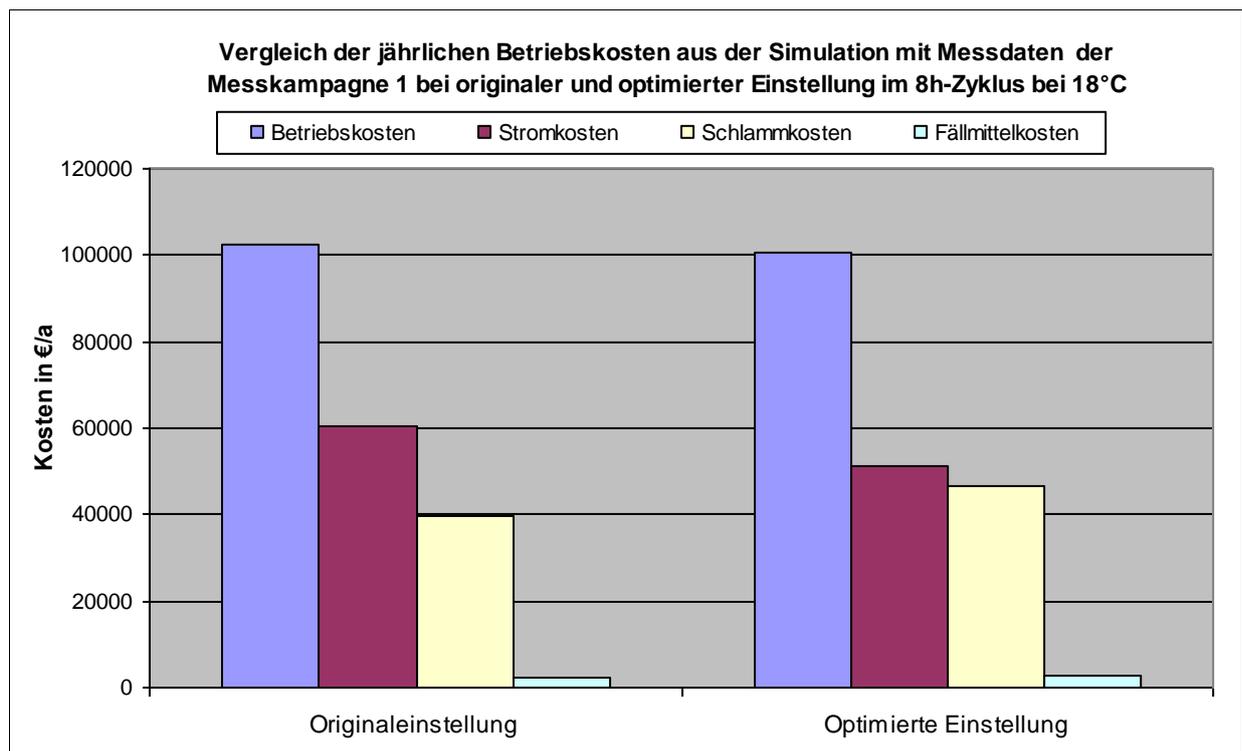


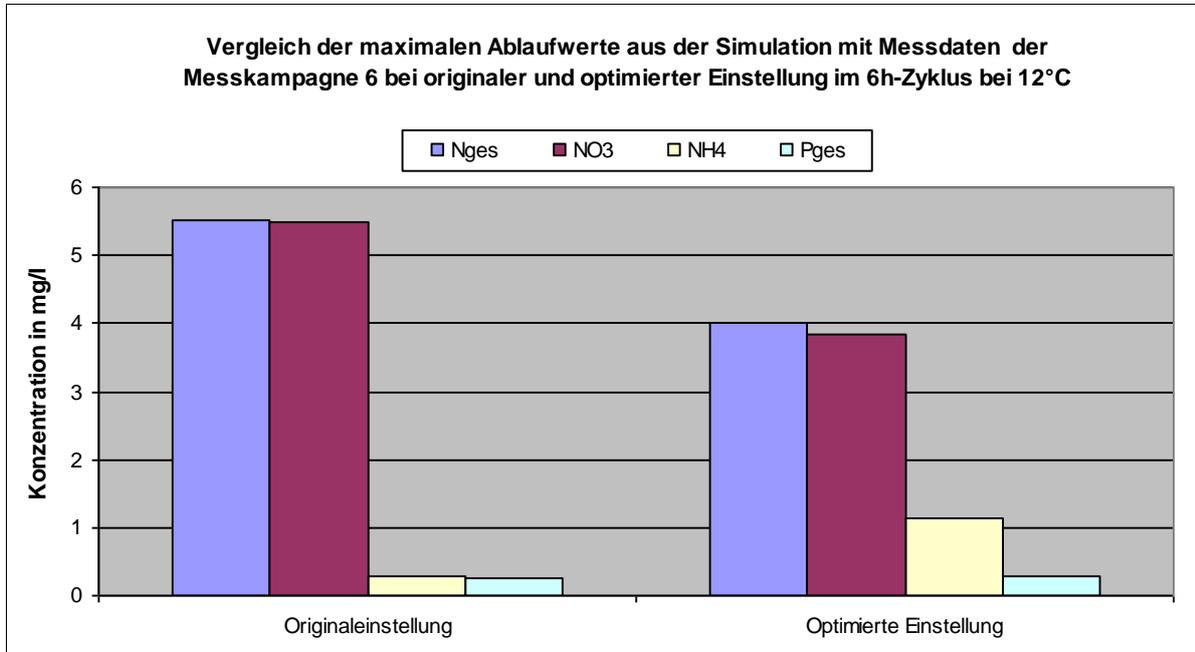
Abbildung 7-41: Auswirkung aller Optimierungen auf die maximalen Ablaufwerte (a) und jährlichen Betriebskosten (b) bei drei Hochlasttagen der Messkampagne 1, 8h-Zyklus, 18 °C

In Abbildung 7-42 ist das Ergebnis aus der Messkampagne 6 gezeigt, bei der neben dem DIC-SBR-Verfahren auch das RS-Verfahren bereits in Betrieb war. Daher liegen die  $N_{ges}$ -Ablaufwerte nur um ca. 28%, die  $NO_3$ -Werte um ca. 31% tiefer, da durch die Einführung des RS-Verfahrens bereits ein Optimierungsschritt stattfand. Die  $NH_4$ -Ablaufwerte sind bei den op-

timierten Einstellungen leicht gestiegen, aber bleiben innerhalb der erlaubten Bereiche. Obwohl die Nitratwerte stark gesunken sind, sind die  $P_{ges}$ -Ablaufwerte geringfügig gestiegen.

Der Fällmittelbedarf ist bei der optimierten Einstellung leicht gestiegen, dafür sinkt der Strombedarf. Insgesamt verhalten sich die optimierten Einstellungen kostenneutral. Selbst wenn sich die Änderungen teilweise nur kostenneutral verhalten, sollte die Senkung der Gesamtemission den Vorzug gegeben werden, um somit die Umwelt schonen.

(a)



(b)

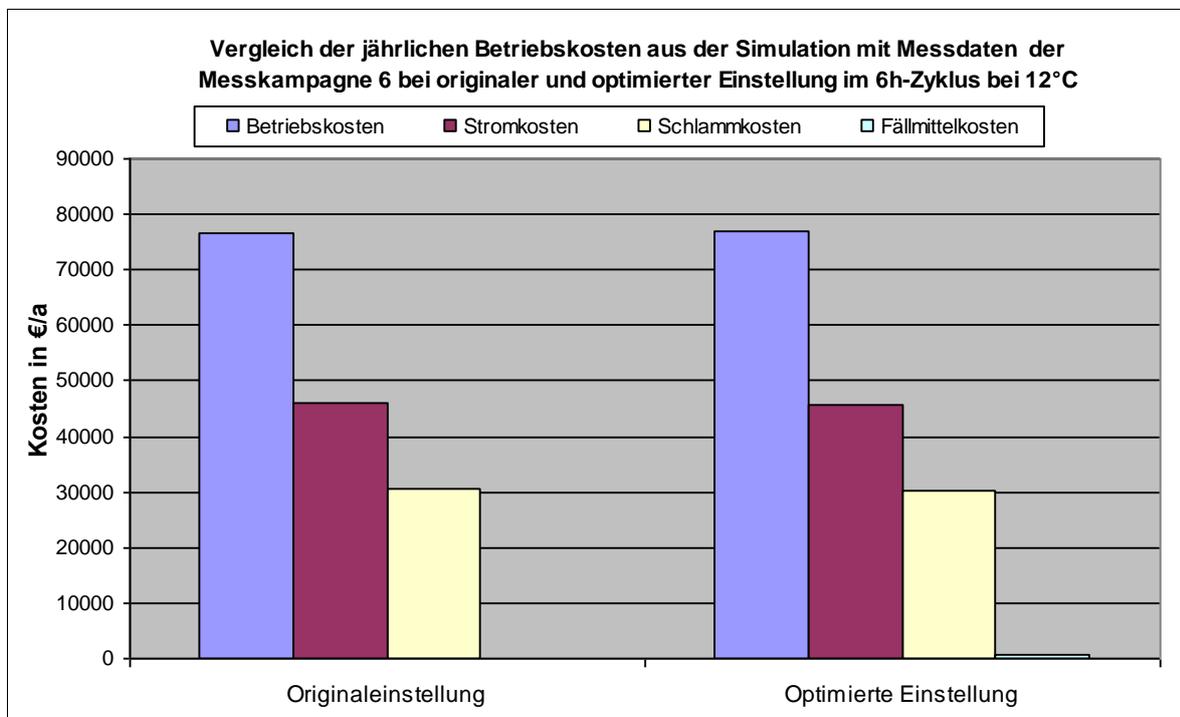


Abbildung 7-42: Auswirkung aller Optimierungen auf die maximalen Ablaufwerte (a) und jährlichen Betriebskosten (b) bei drei Messtagen der Messkampagne 6, 6h-Zyklus, 12 °C

### 7.2.3 Optimierung der hydraulischen Leistung

Die hydraulische Durchsatzleistung einer SBR-Kläranlage kann auf zwei Wegen gesteigert werden. Die eine Variante wird bereits auf den von der Firma LimnoTec Abwasseranlagen gebauten SBR-Anlagen in Großversuchen erfolgreich angewendet. Dabei wird der SBR-Betrieb von der Zulaufmenge abhängig gemacht: Im Trockenwetterbetrieb stehen der 8h- und/oder der 6h-Zyklus im DIC-Betrieb zur Verfügung. Bei Regenwetter stellt die Anlage vom 8h- und/oder 6h-Zyklus in den kürzeren 4h-Zyklus um, der nicht im DIC-Modus betrieben wird. Durch die Verkürzung der Zeitzyklen kann die gesteigerte Zulaufmenge problemlos durchgesetzt werden.

Für Ausnahmefälle, z. B. bei Außerbetriebnahme eines Reaktors, kann auch der 3h-Zyklus verwendet werden. Die Ergebnisse der Simulationen haben gezeigt, dass der 3h-Zyklus auch Ablaufwerte liefert, die innerhalb der „normalen“ Überwachungswerte liegen (Kap. 7.2.2). Dies betrifft interessanterweise auch die CSB-Ablaufwerte, die unterhalb von 55 mg/l lagen, so dass hier von einer ausreichenden Reinigungsleistung gesprochen werden kann. Ziel des Forschungsvorhabens war auch, den 3h-Zyklus bei der Verarbeitung von Regenereignissen zu untersuchen und dieses sollte daher bei den Simulationen mit berücksichtigt werden.

Die zweite Variante zur Steigerung der Durchsatzleistung liegt in der Erhöhung des Dekantierolumens. Je tiefer dekantiert wird, umso mehr kann beschickt und durchgesetzt werden. Dies ist natürlich nur bis zu der Höhe im Reaktor möglich, bei der vor allem die CSB-Werte nicht durch Schlammabtrieb erhöht werden. Auch hierbei gibt es schon viele Erfahrungen bei den DIC-SBR-Anlagen. Dabei wird in Abhängigkeit des Höhenstandes im Pufferbehälter 1 unterschiedlich tief dekantiert. Je höher der Pufferhöhenstand, umso tiefer wird dekantiert, so dass gesteigerte Zulaufmengen schneller durchgesetzt werden können.

Die zwei genannten Strategien sollten mit Hilfe der Simulation analysiert, optimiert und verglichen werden.

#### 7.2.3.1 Steigerung der hydraulischen Leistung durch kürzere Zeitzyklen

Hauptaugenmerk des Forschungsvorhabens sollte die Überprüfung der definierten Ereignisse sein, die einen Sprung in kürzere Zyklen auslösen. Bisher wurde dafür ein Zulaufwert in  $\text{m}^3/30 \text{ min}$  gewählt. Des Weiteren sollte analysiert werden, welches Optimierungspotential die Einstellungen des Sprungs in kürzere Zeitzyklen besitzt.

▪ **Festlegung geeigneter Ereignisse für den automatischen Sprung in kürzere Zyklen**

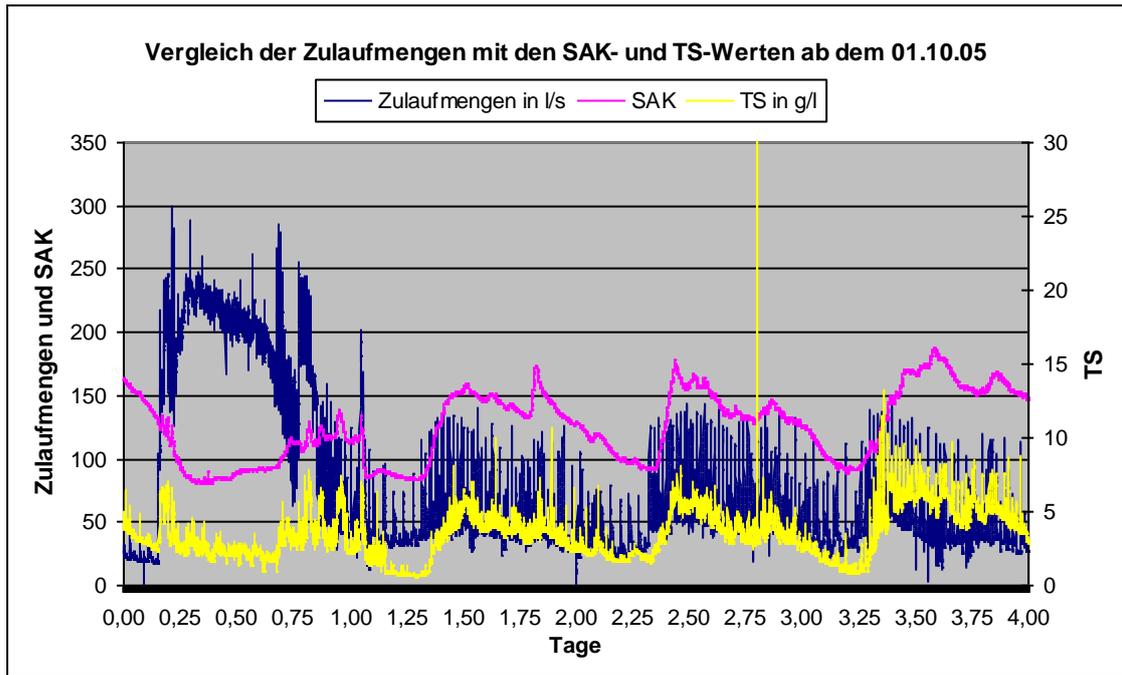
Auf Grund der zur Verfügung gestellten Daten der Kläranlage Spenge standen für die Festlegung geeigneter Ereignisse für den automatischen Sprung in kürzere Zyklen folgende Zulaufeigenschaften zur Verfügung:

- Zulaufmenge in l/s
- Leitfähigkeit
- Sauerstoffkonzentration
- pH
- temporär der SAK
- temporär der TS
- Regenzulaufmengen in mm/30 min

Diese Daten sollten auf ihre Fähigkeit geprüft werden, einen rechtzeitigen Sprung in kürzere Zyklen auszulösen. Im Folgenden werden die Eigenschaften bei Trocken- und Regenwetter gegenübergestellt.

Die SAK- und TS-Werte lassen bei Trockenwetter einen tagesrhythmischen Verlauf erkennen, der sich dem normalen CSB-Zulauf anlehnt (Abbildung 7-43). Hier wird deutlich, dass ein Anstieg der Werte in einer Zeitverzögerung zum Anstieg der Zulaufmengen stattfindet, so wie es auch in den Messkampagnen gefunden wurde (Kap. 3.2.3.3). Bei Regenereignissen jedoch zeigen sie manchmal durch stark erhöhte Werte vergleichbar mit den CSB-Werten einen Spülstoß an (Abbildung 7-44). Dies ist aber sehr unregelmäßig und manchmal gar nicht sichtbar (Abbildung 7-43). Außerdem ist die Höhe des Anstiegs ungleichmäßig, so dass diese Parameter für die Auslösung des Sprungs zu unzuverlässig sind.

a)



(b)

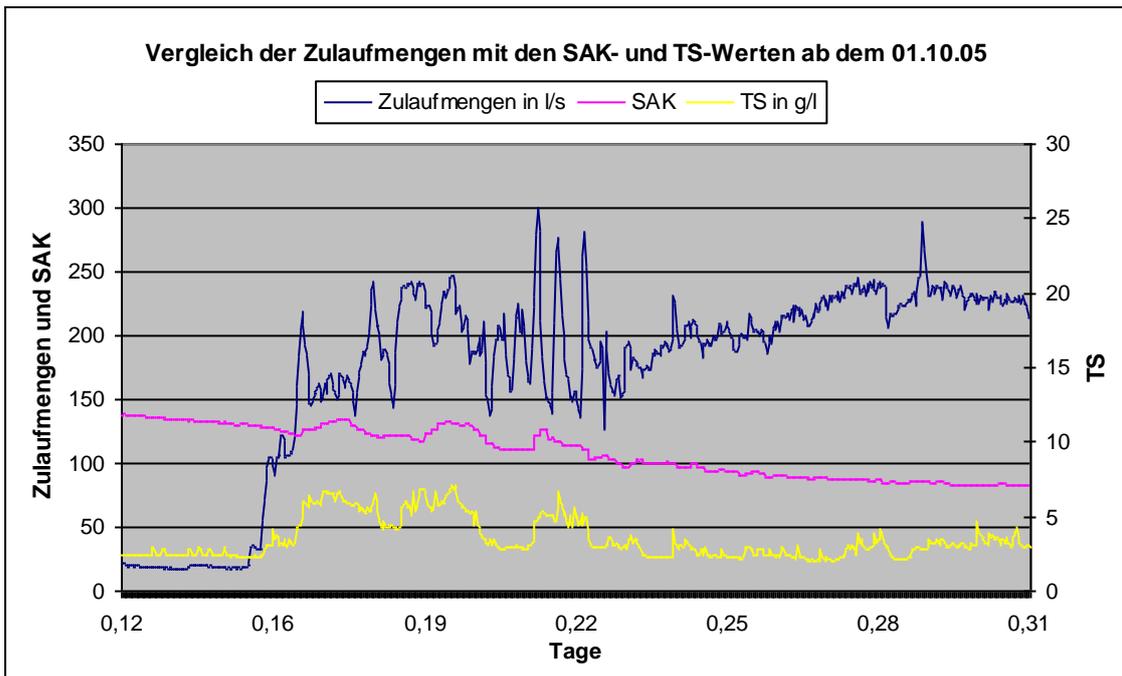
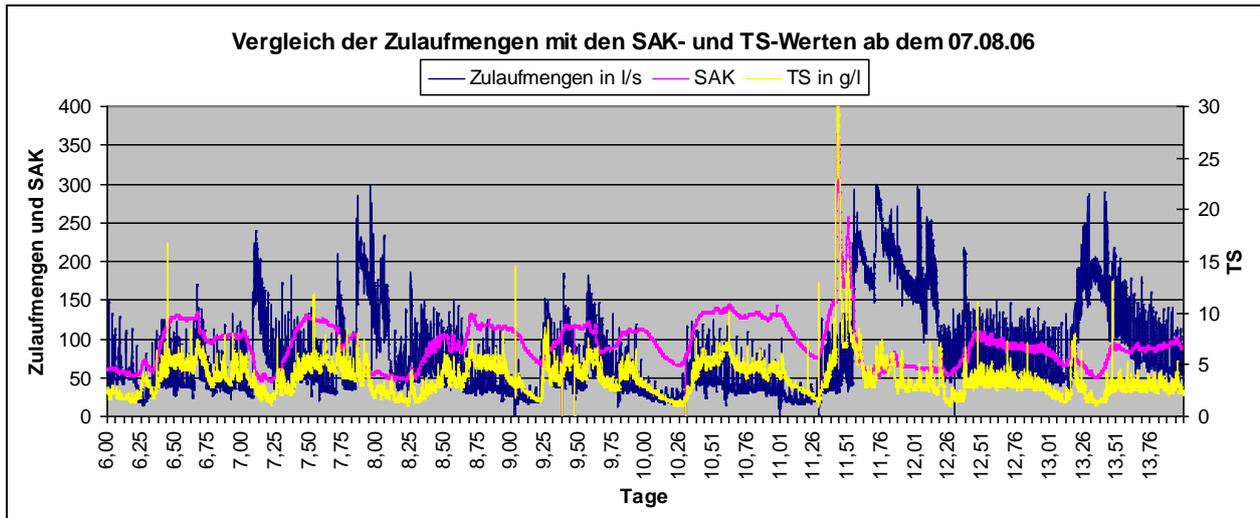


Abbildung 7-43: Vergleich der Zulaufmengen in l/s mit den SAK- und TS-Werten der SAK-Sonde im Zulauf ab dem 01.10.05 (a) und (b) in Vergrößerung

(a)



(b)

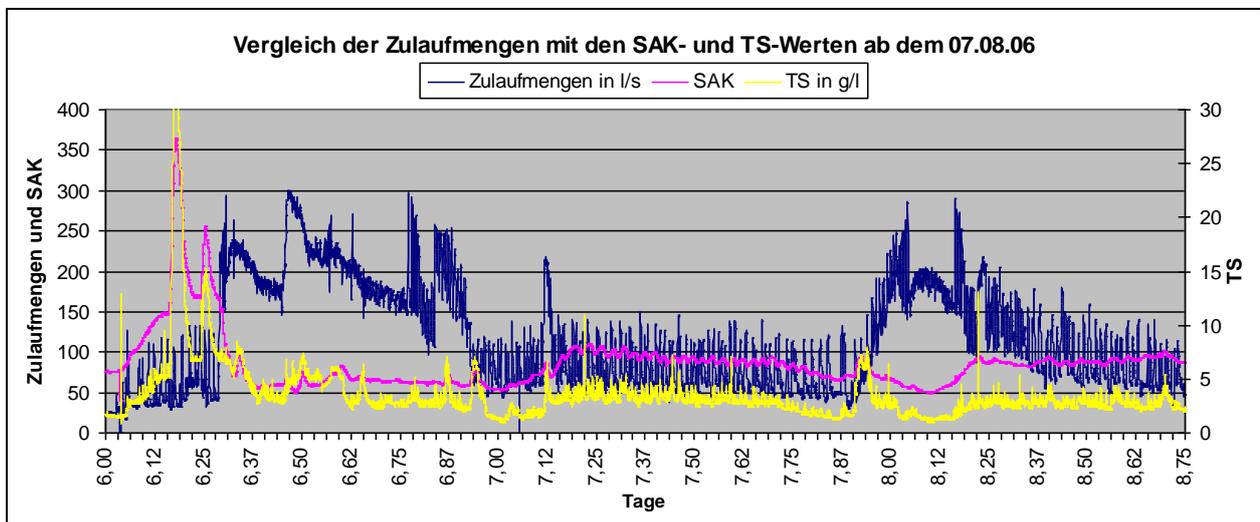
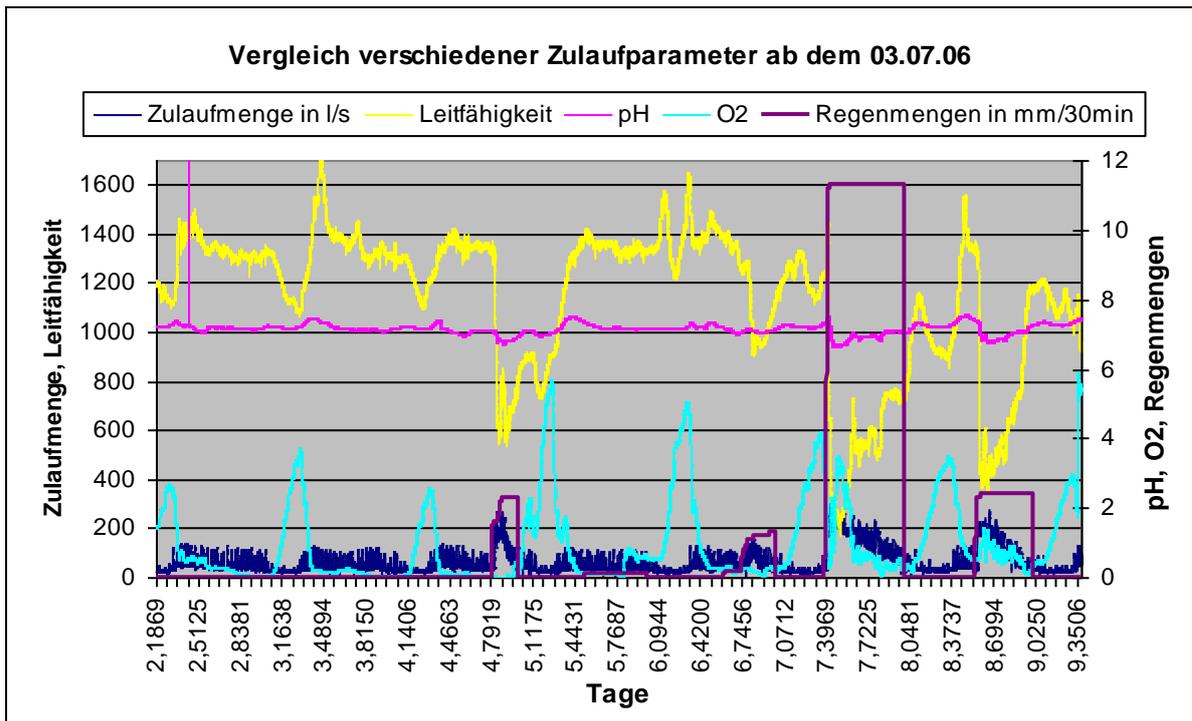


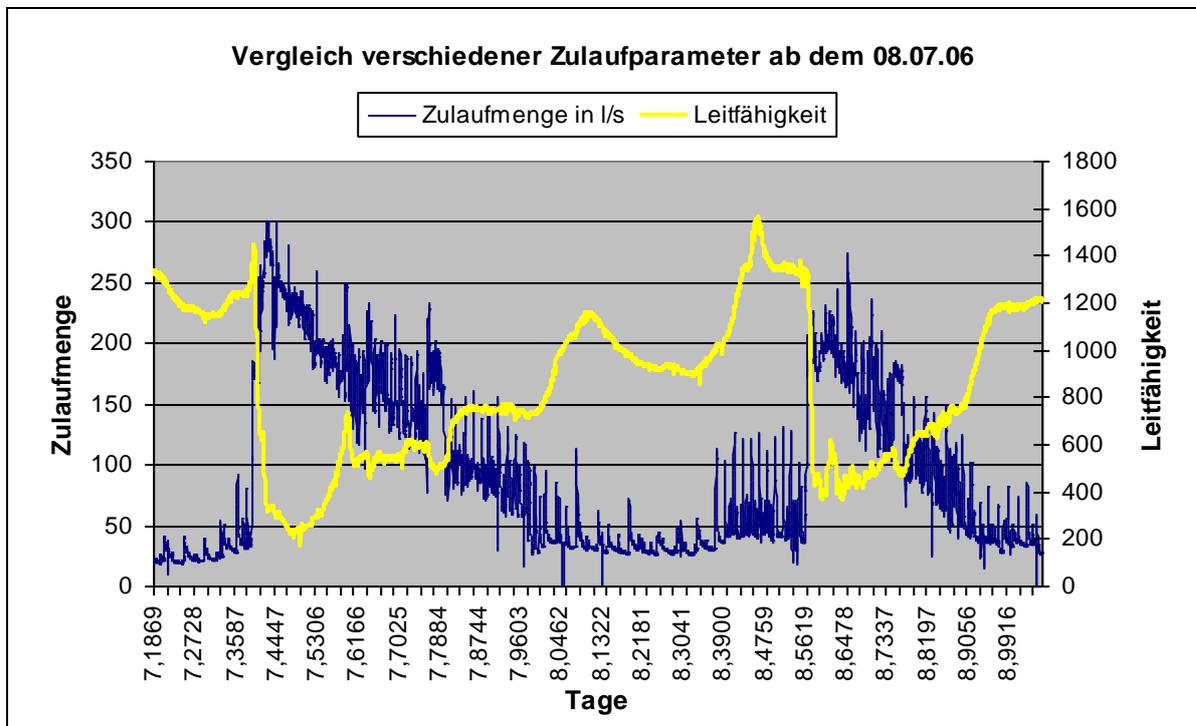
Abbildung 7-44: Vergleich der Zulaufmengen in l/s mit den SAK- und TS-Werten der SAK-Sonde im Zulauf ab dem 07.08.05 (a) und (b) in Vergrößerung

Die Leitfähigkeit, der pH und die  $O_2$ -Konzentration lassen bei Trockenwetter ebenfalls einen tagesrhythmischen Verlauf erkennen (Abbildung 7-45). Die Leitfähigkeit sinkt in der Nacht ab und steigt bis zur Mitte des Tages steil an und fällt dann langsam wieder ab. Der pH verhält sich ähnlich, was allerdings in der Auflösung der Grafik schwerer erkennbar ist. Der Sauerstoff steigt vor allem in den Nachtstunden steil an und fällt dann abrupt in der Mitte des Tages ab. Bei Regenereignissen jedoch fallen die Leitfähigkeit und der pH-Wert deutlich ab, während die  $O_2$ -Konzentration nur bei stärkerem Regen ansteigt (Abbildung 7-45, Abbildung 7-46). Das wichtigste Merkmal bei einem Regenereignis ist der Anstieg der registrierten Regenmengen in mm/30min auf der Kläranlage, der in der Regel bereits ca. 20 bis 30 min vor Anstieg der Zulaufmengen sichtbar wird, während der Abfall der Leitfähigkeit und der pH erst nach dem Anstieg der Zulaufmengen stattfindet (Abbildung 7-45, Abbildung 7-46). Daher stellen die Zulaufmengen in l/s und die Regenmengen in mm/30 min frühzeitig reagierende Parameter zur Auslösung eines Sprungs in geringere Zeitzyklen dar.

(a)



(b)



(c)

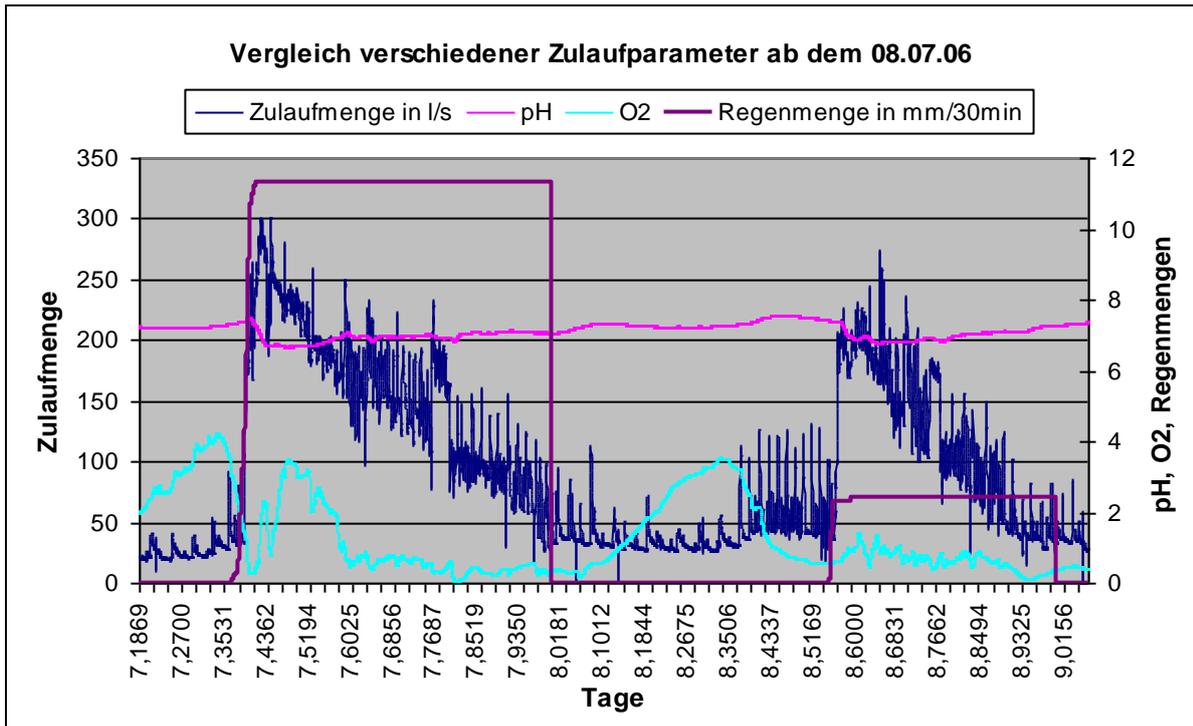
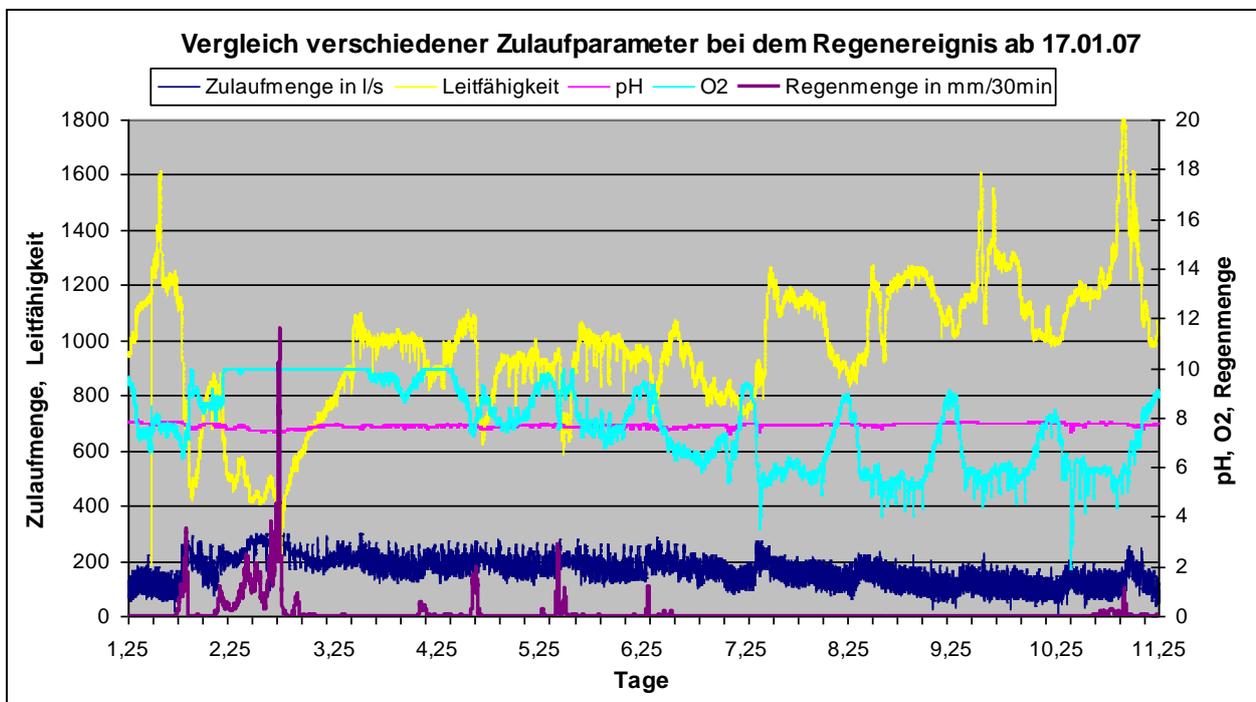


Abbildung 7-45: Vergleich der Zulaufmengen in l/s mit der Leitfähigkeit, dem pH, der O<sub>2</sub>-Konzentration und der Regenmenge ab dem 03.07.06 (a) und (b) in Vergrößerung mit Leitfähigkeit und (c) in Vergrößerung mit pH, O<sub>2</sub> und Regenmenge

(a)



(b)

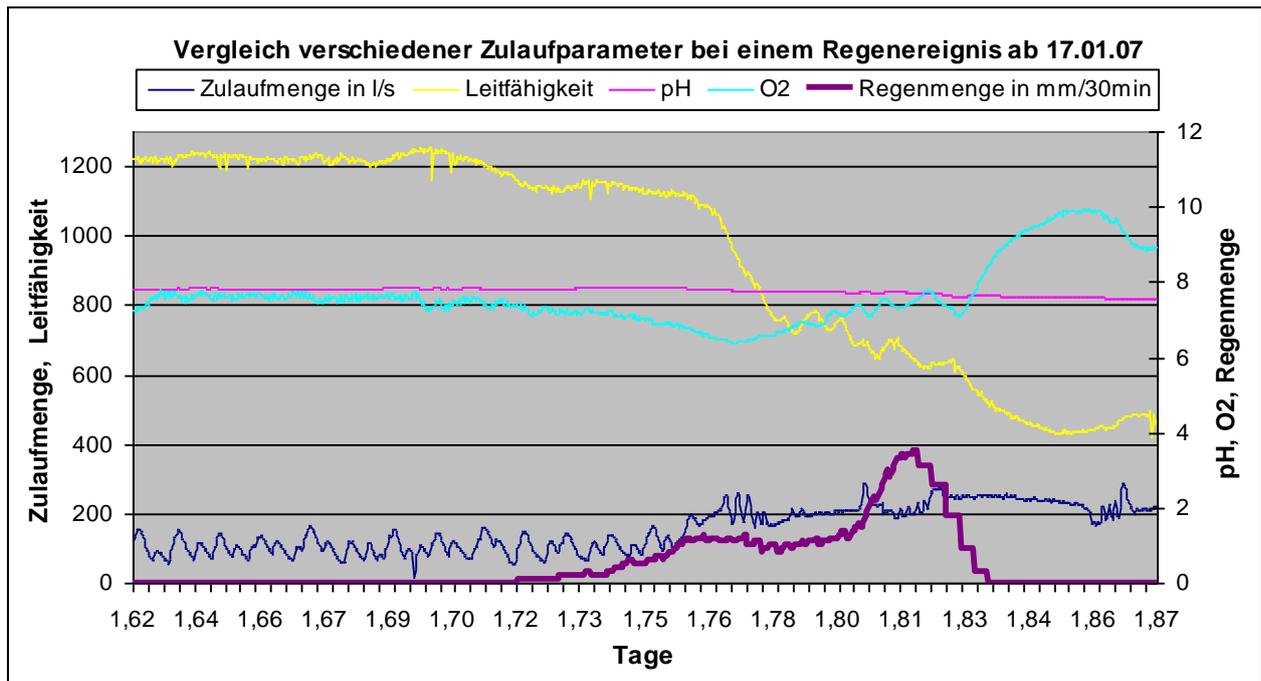


Abbildung 7-46: Vergleich der Zulaufmengen in l/s mit der Leitfähigkeit, dem pH, der O<sub>2</sub>-Konzentration und der Regenmenge ab dem 17.01.07 (a) und (b) in Vergrößerung

Vorteilhaft bei den Regenmengen als Auslöser für den Sprung ist, dass ein Regenereignis schon erkannt wird, bevor sich dieses im Zulauf bemerkbar macht. Nachteilig ist, dass bereits leichte Regenmengen angezeigt werden, wobei noch gar kein Sprung erforderlich ist. Simulationen mit realen Regenereignissen, haben gezeigt, dass der Sprung erst nach einem Anstieg von mindestens 0,5 bis 0,7 mm/30 min Regen erfolgen sollte (Abbildung 7-49). Nachteilig ist auch, dass die gemessenen Regenmengen auf der Anlage nicht immer auch mit den Regenereignissen des gesamten Einzugsgebiets übereinstimmen, so dass nicht alle Ereignisse mit den gemessenen Regenmengen auf der Anlage korrelieren. Dies war aber nur selten der Fall und könnte durch die Installation weiterer Regenschreiber im Einzugsgebiet vermieden werden.

Simulationen mit Zuflussganglinien aus der Szenarienbetrachtung in der Schmutzfrachtsimulation in Kombination mit fiktiv erstellten Signalen zum Auslösen der Sprünge haben gezeigt, dass ein vorzeitiger Sprung vom 8h in den 6h-Zyklus besonders in den Sommermonaten zur Senkung der Ablaufwerte beitragen kann. Ein vorzeitiger Sprung hat nämlich zur Folge, dass der Spülstoß im 6h-Zyklus mit der besseren Reinigungsleistung abgearbeitet wird und nicht im 4h-Zyklus, der hingegen höhere Ablaufwerte liefert. Ein vorzeitiger Sprung in den 6h-Zyklus verbessert auch an sich schon die Hydraulik, wodurch die Regenereignisse noch besser abgepuffert werden können.

Anhand der Grafiken (Abbildung 7-43 bis Abbildung 7-46) wird deutlich, dass der Zulauf in l/s großen Schwankungen ausgesetzt ist. Dies wird durch die Rechen- und Pumpentätigkeiten hervorgerufen, wodurch die genaue Abgrenzung eines Regenereignisses von Trockenwetter erst ab dem Zulauf über 140 l/s möglich ist. Bei der Simulation der in der Schmutzfrachtberechnung erzeugten Zuflussganglinien traten diese Schwankungen nicht auf, da die Rechentätigkeit im Modell nicht berücksichtigt werden kann, so dass die Abgrenzung bereits ab 80 l/s möglich war. Da diese Schwankungen fast auf allen Anlagen vorkommen, wurden die Sprünge bisher

auch basierend auf einem mathematisch geglätteten Zulauf von  $\text{m}^3/30 \text{ min}$  ermittelt. Dadurch kommt es aber unweigerlich zu einer noch stärkeren Verzögerung von ca. 20-30 min im Vergleich zum realen Zulauf über 140 l/s. Feinere, mathematische Glättungsversuche des Zulaufs konnten zwar die Zeitspanne verkleinern, waren aber gegenüber dem realen Zulaufwert nach wie vor so stark verlängert, dass es keinen wesentlichen Vorteil erbrachte, außer die Speicherkapazität der SPS zu belasten. Daher sollten im nächsten Schritt die Einstellungen mit dem realen Zulauf in l/s mit dem geglätteten Zulauf in Simulationen gegenüber gestellt werden.

Als weitere Merkmale für ein Ereignis zum Auslösen eines Sprungs in kürzere Zyklen bei der Kläranlage Spenge können die Höhenstände im Pufferbehälter 1 und 2 herangezogen werden. In Referenzanlagen, wobei nur ein Pufferbehälter im Hauptstrom vorkommt, konnte dessen Höhenstand erfolgreich eingesetzt werden und somit die Möglichkeit erhöht werden, neben dem Zulaufmengenwert in  $\text{m}^3/30 \text{ min}$  als Merkmal in kürzere Zeitzyklen zu wechseln. Dies ist besonders wichtig, da momentan im 8h-Zyklus nur ca. jede 11/2 Stunden ein Sprung möglich ist, ohne zu riskieren, dass beim Sprung in den 6h- oder 4h-Zyklus an ungünstigen oder schlechten Stellen im Zyklus weitergearbeitet werden muss. Im 6h-Zyklus gibt es derzeit nur alle zwei Stunden die Möglichkeit, in den 4h-Zyklus zu wechseln. Ein Sprung aus der Beschickung in die Sedimentationsphase hätte unakzeptable Auswirkungen auf die Ablaufwerte, so dass hierdurch die Möglichkeiten zeitlich limitiert sind.

Bei der Analyse der Höhenstände in den Pufferbehältern wurde deutlich, dass der Höhenstand im Pufferbehälter 2 ein durchaus geeignetes Signal liefert, um den Bedarf für kürzere Zeitzyklen anzuzeigen. Allerdings war der Höhenstand des Pufferbehälters 1 gar nicht geeignet. Dies liegt einerseits daran, dass der Puffer nur im Bypass betrieben wird. Andererseits erlaubt der kläranlagenspezifische Typushöhenhang der Anlage Spenge zu manchen Tageszeiten nur einen Spielraum von ca. 20 cm, um einen eindeutigen Hinweis für einen erhöhten Zulauf zu liefern. Bei der nächsten Dekantierung, kann der Höhenstand aber schon wieder so stark abgesunken sein, dass trotz Regenereignis keine Freigabe des Sprungs erfolgen würde. Gerade wenn der Puffer 1 in der Nacht nur wenig gefüllt ist, wird hier der Bedarf eines Sprungs viel zu spät sichtbar. Dieses Verhalten beim Pufferhöhenstand führt auch zu einer ungünstigen Berechnung der Beschickungsformel und der Dekantiertiefe während eines Regenereignisses. Dies kann dazu führen, dass nicht maximal beschickt oder nicht tief genug dekantiert wird, wenn der Pufferhöhenstand trotz Regenereignis tiefer liegt. Dies sollte insofern Berücksichtigung finden, dass die Formel bei einem nachweislichen Regenereignis - z.B. wenn der Puffer 2 auch gefüllt ist - umgangen wird.

Allerdings hat die eingehende Analyse des Höhenstandes im Pufferbehälter 1 gezeigt, dass der Anstieg des Höhenstandes auch Auskunft über die Zulaufmenge gibt (Abbildung 7-47). Problematisch hierbei ist nur, wenn beim Eintreten eines Regenereignisses gerade eine Reaktor beschickt wird und somit kein Anstieg sondern nur ein Abfall im Puffer sichtbar wird. Daher sollte dieses Signal zukünftig als zusätzliches Signal Berücksichtigung finden, um die Frequenz zum Auslösen eines Sprungs zu erhöhen.

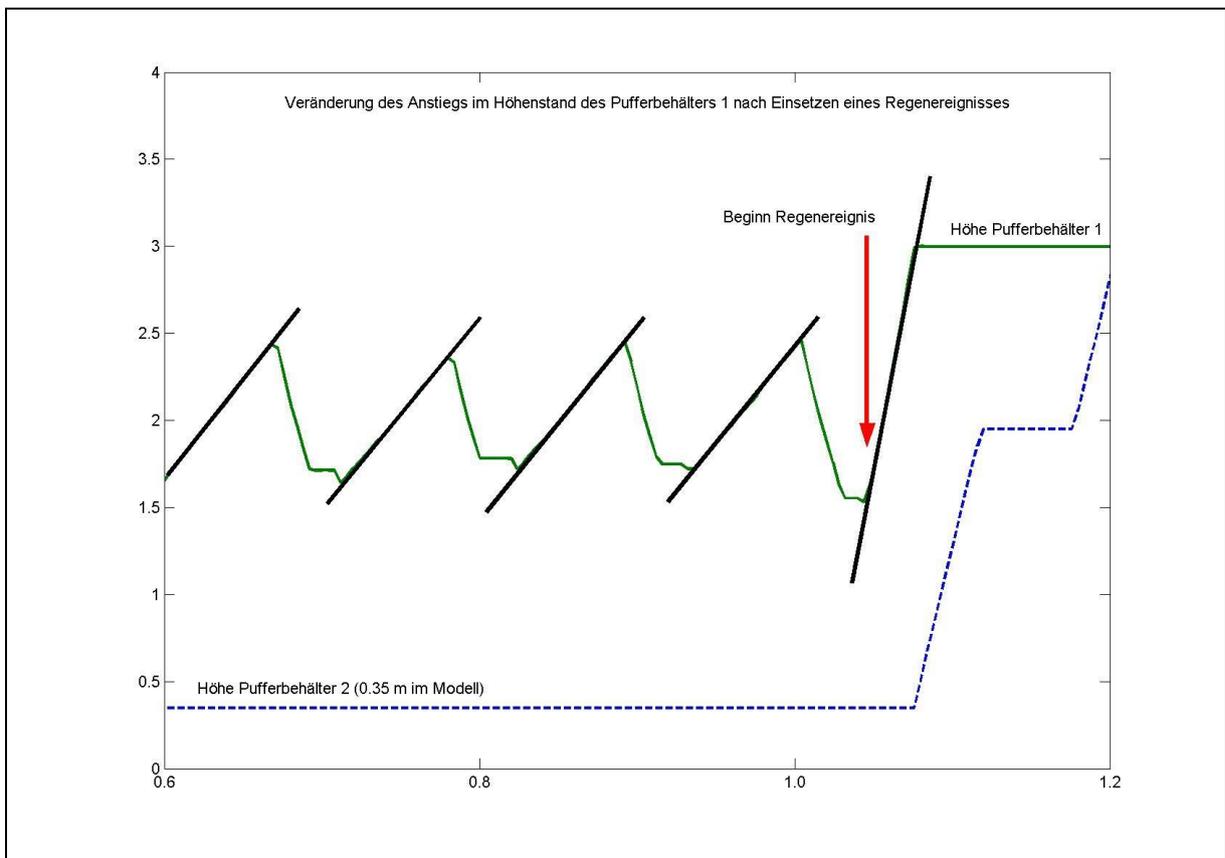


Abbildung 7-47: Änderung des Anstiegs der Höhe im Pufferbehälter 1 nach Einsetzen eines Regenereignisses.

Daten aus dem Kanal wie z. B. Durchflussmessungen, Höhenstände von Regenrückhaltebecken oder Regenmengen von anderen Regenschreibern lagen für die Analyse nicht vor. Diese Parameter könnten aber ggf. auch als geeignete Auslöser für einen Sprung dienen. Dies sollte Bestand weiterer Untersuchungen sein, um die Reinigungsleitung von SBR-Anlagen weiterhin zu verbessern.

- **Optimierung mit Hilfe der fiktiven Regenereignisse**

Mit Hilfe der fiktiven Regenereignisse aus Tabelle 7-10 sollten die originalen Einstellungen für den Wechsel in kürzere Zyklen überprüft und ggf. optimiert werden. Diese fiktiven Regenereignisse wurden auf Basis der bis dahin analysierten Zulaufmengen der Kläranlage erstellt. Danach erlaubte die Analyse aller vorliegenden realen Zulaufmengen in l/s die Definition und Einteilung in drei charakteristische Verlaufsformen der Regenereignisse. Dabei gab es zwei Typen, bei denen der Anstieg des Zulaufs sehr steil war (Abbildung 7-44, Abbildung 7-45). Bei einem dieser Typen hielt sich der Zulauf nur kurze Zeit auf dem höchsten Niveau und fiel dann schnell wieder ab (Abbildung 7-45), bei dem zweiten Typ blieb die Zulaufmenge über längere Zeit konstant und fiel erst später wieder ab (Abbildung 7-44). Beide Verlaufsformen traten überwiegend in den Sommermonaten auf. In den Wintermonaten dominierte der dritte Verlaufstyp, wonach ein langsamer stetiger Anstieg der Zulaufmenge vorlag und der Zulauf über einen langen Zeitraum konstant hoch blieb (Abbildung 7-46). Für Typ I wurde das fiktive Regenereignis fik. Regen3, für Typ II das Ereignis fik. Regen1 und für den Typ III das fik. Regen2 Ereignis basierend auf realen Regenereignissen „verlängert“ und Ganglinien für den Zufluss zur KA be-

rechnet. Da die Kläranlage überwiegend durch den Spülstoß nach langen Trockenwetterperioden stärker belastet wird als üblich (Abbildung 3-25), wurde diese Situation bevorzugt. Diese erhöhte Frachtbelastung durch den Spülstoß sollte gewährleisten, dass im Modell Trends und Änderungen besser angezeigt werden, um eventuell generalisierte Rückschlüsse zu ziehen.

#### ▪ **Das fiktive Regenereignis 1**

Zunächst wurde das Ereignis fik. Regen1 in der Zuflussstufe  $Q_M = 300 \text{ l/s}$  im Kläranlagenmodell auf die Zulaufmenge von  $270 \text{ l/s}$  begrenzt genutzt, um den Sprung vom 8h in den 4h-Zyklus zu überprüfen. Ausgehend von den Ergebnissen der Simulation mit den Originaleinstellungen mit  $410 \text{ m}^3/30 \text{ min}$  und einer Höhe im Puffer 2 von  $1,65 \text{ m}$  wurde das Verhalten bei verschiedenen Zulaufmengen wie  $200, 300, 400, 430, 450$  und  $500 \text{ m}^3/\text{min}$  als alleiniges Merkmal untersucht. Dabei waren die Ablaufwerte bei allen Simulationen völlig identisch und der Puffer 2 war nie übergelaufen. Bei Simulationen mit unterschiedlichen Höhenständen wie  $1,65; 0,65; 0,45; 0,4; 0,35$  und  $0,15 \text{ m}$  im Puffer 2 als alleiniges Sprungmerkmal lief der Puffer 2 ab einer Höhe von  $0,45 \text{ m}$  über. Alle tieferen Höhen ergaben absolut gleiche Ablaufwerte. Eine Optimierung basierend auf diesen Kriterien war auf diese Weise nicht möglich. Das Ergebnis verdeutlicht aber auch, dass der Auslöser für einen Sprung bei der Originaleinstellung lediglich durch den Zulauf von  $>410 \text{ m}^3/30 \text{ min}$  bewirkt wurde.

Eine Besserung der  $N_{\text{ges}}$ - und  $\text{NO}_3$ -Ablaufwerte wurde herbeigeführt, indem das Signal für den Sprung vom 8h- in den 6h-Zyklus vorgezogen wurde (Abbildung 7-48). Dabei wurde ausgehend von den Kanalläufen  $80 \text{ l/s}$  gewählt, bei dem die Differenzierung zwischen Trockenwetter zu Regenwetter möglich war. Allerdings stiegen die  $\text{NH}_4$ -Werte deutlich an. Aber prinzipiell wird hierbei deutlich, dass bei einem früheren Signal der Spülstoß zunächst in den 6h-Zyklus mit besserer Reinigungsleistung verarbeitet werden kann. Zu berücksichtigen ist auch, dass das Signal von  $80 \text{ l/s}$  in Realität auf Grund der Rechenfähigkeit nicht zwischen Trockenwetter und Regenwetter differenzieren kann. Daher sollte ein noch früheres Ereignis wie z.B. über die Regenmengen gewählt werden.

In einem weiteren Ansatz wurde die 1. Beschickung des ersten Reaktors nach dem Sprung vom 6h- in den 4h-Zyklus zusätzlich auf ca.  $5\text{-}6\text{cm}$  begrenzt. Wenn sich dieser Reaktor im vorherigen Zyklus im 6h-Betrieb zwischen der 1. und 2. Beschickung im DIC-Modus befand und vorher nur wenig befüllt war, kann der Sprung in den 4h-Zyklus dazu führen, dass dieser Reaktor durch den Spülstoß und bei einer zu starken Beschickung überladen wird.

Die Begrenzung der 1. Beschickung des ersten Reaktors nach dem Sprung führte außer bei den  $\text{PO}_4$ -Werten zu einer Verbesserung der Ablaufwerte und erscheint daher als die bessere Variante (Abbildung 7-48). Bei allen drei Simulationen wurden keine Unterschiede in den Betriebskosten festgestellt.

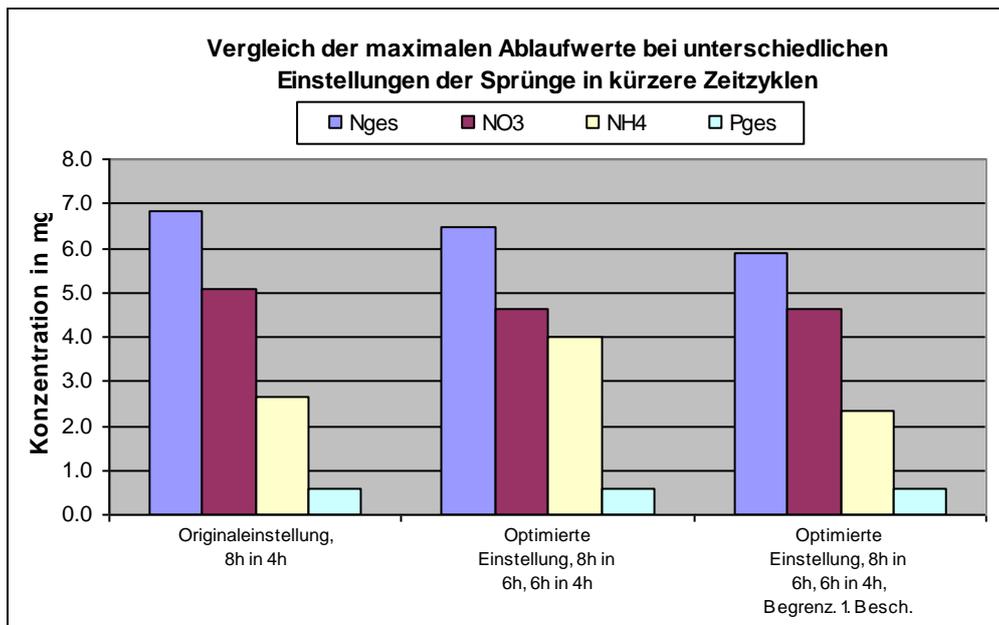


Abbildung 7-48: Vergleich der maximalen Ablaufwerte bei der Originaleinstellung zum Sprung vom 8h in den 4h-Zyklus mit zwei optimierten Einstellungen

Das Begrenzen der 1. Beschickung des ersten Reaktors nach dem Sprung vom 8h in den 4h-Zyklus erbrachte keine nennenswerte Verbesserung. Wurde hingegen nur mit wenigen Zentimetern beschickt, kam es sogar zu einer geringfügigen Verschlechterung der  $N_{ges}$ -Ablaufwerte. Daher ist diese Maßnahme nur beim Sprung vom 8h- in den 6h-Zyklus bei vorangegangener langer Trockenwetterperiode angebracht. Dabei darf der Höhenstand im Puffer 2 nicht über einen hydraulisch kritischen Wert von ca. 1,0 bis 1,5 m liegen.

In Abbildung 7-49 werden die Ergebnisse von weiteren Simulationen im Vergleich mit der Originaleinstellung gezeigt. Beim Sprung vom 8h- in den 6h-Zyklus ausgelöst durch die Zulaufmenge  $> 200$  l/s liegen die  $N_{ges}$ - und  $NO_3$ -Ablaufwerte geringfügig tiefer. Zu berücksichtigen ist auch, dass das Signal von 200 l/s in Realität auf Grund der Rechenfähigkeit nur ein eher theoretischer Wert sein kann. Es sollte aber lediglich gezeigt werden, dass ein früheres Signal zu besseren Resultaten führen kann.

Legt man die Regenmenge als Ereignis zu Grunde kann der Sprung vom 8h- in den 6h-Zyklus noch früher erfolgen, so dass noch tiefere Ablaufwerte resultieren (Abbildung 7-49). Dies impliziert, dass ein noch früherer Sprung z.B. ausgelöst durch Kanaldurchflussmessungen oder der Grad des Anstiegs des Höhenstandes im Pufferbehälter 1 weitere Senkungen hervorrufen könnte. Die Betriebskosten waren bei allen Simulationen nahezu gleich.

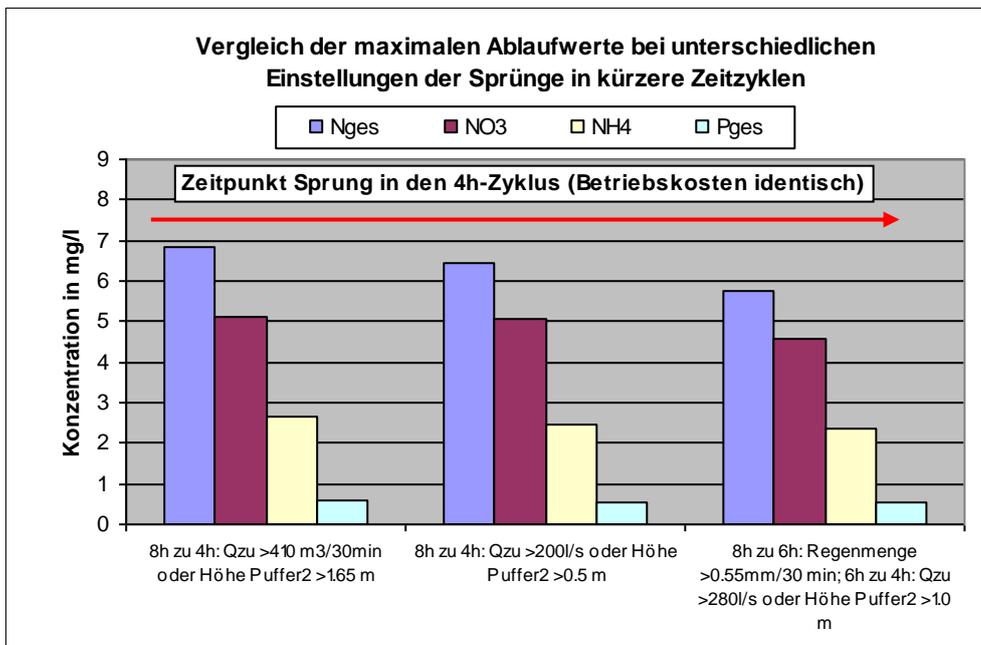


Abbildung 7-49: Vergleich der maximalen Ablaufwerte bei der Originaleinstellung zum Sprung vom 8h in den 4h-Zyklus mit zwei optimierten Einstellungen

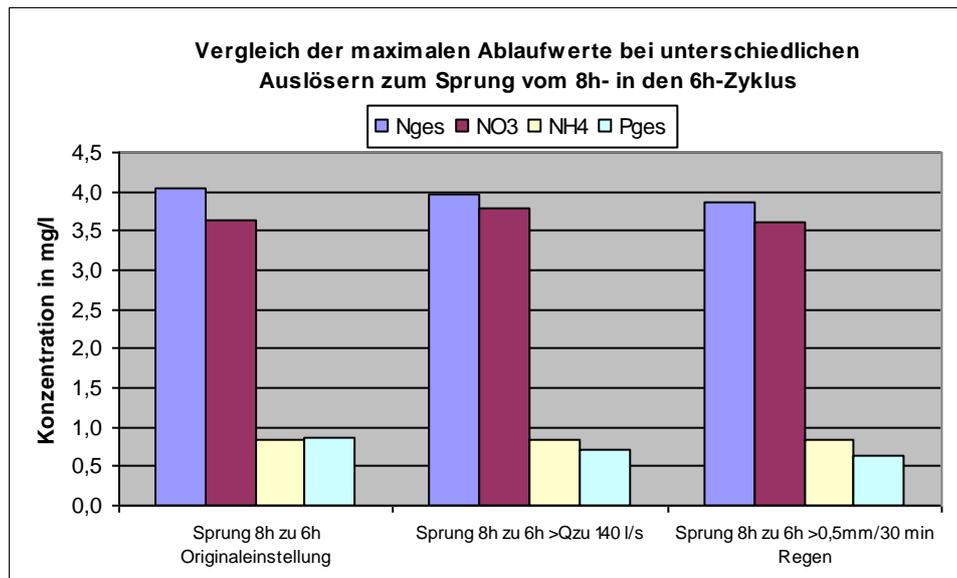
Ein Simulationslauf mit einem Sprung vom 8h- in den 6h-Zyklus ab 140 l/s im Zulauf brachte gleiche Ergebnisse wie der Lauf mit einem Sprung vom 8h- in den 4h-Zyklus ab 200 l/s im Zulauf. Da ab 140 l/s im Zulauf trotz Rechenfähigkeit das Regenereignis eindeutig vom Trockenwetter zu unterscheiden ist, sollte diese Einstellung bevorzugt werden. Beim Sprung vom 8h- in den 4h-Zyklus sollte der Höhenstand vom Puffer 2 >0,4 bis 0,5 m als bestes Kriterium für einen Sprung zu Grunde gelegt werden.

Hydraulisch können beim Ereignis fik. Regen1 bis 285 l/s nur durch die Steigerung der Dekantiermenge durchgesetzt werden. Danach sind die Zulaufmengen nur in Kombination mit dem 3h-Zyklus abzarbeiten, ohne dass der Pufferbehälter 2 überläuft.

#### ▪ Das fiktive Regenereignis 2

Mit Hilfe des Regenereignisses fik. Regen2 in der Zuflussstufe  $Q_M = 300\text{ l/s}$  im Kläranlagenmodell auf die Zulaufmenge von 270 l/s begrenzt sollten die Sprünge vom 8h in den 6h-Zyklus und vom 6h in den 4h-Zyklus überprüft werden. Ausgehend von den Ergebnissen der Simulation mit den Originaleinstellungen wurde das Verhalten bei verschiedenen Sprungauslösern untersucht (Abbildung 7-50). Dabei waren die maximalen Ablaufwerte bei den Simulationen beim Sprung vom 8h- in den 6h-Zyklus basierend auf den Regenmengen am günstigsten. Der frühere Sprung wirkte sich, wenn auch geringfügig, in allen Bereichen der Betriebskosten förderlich aus.

(a)



(b)

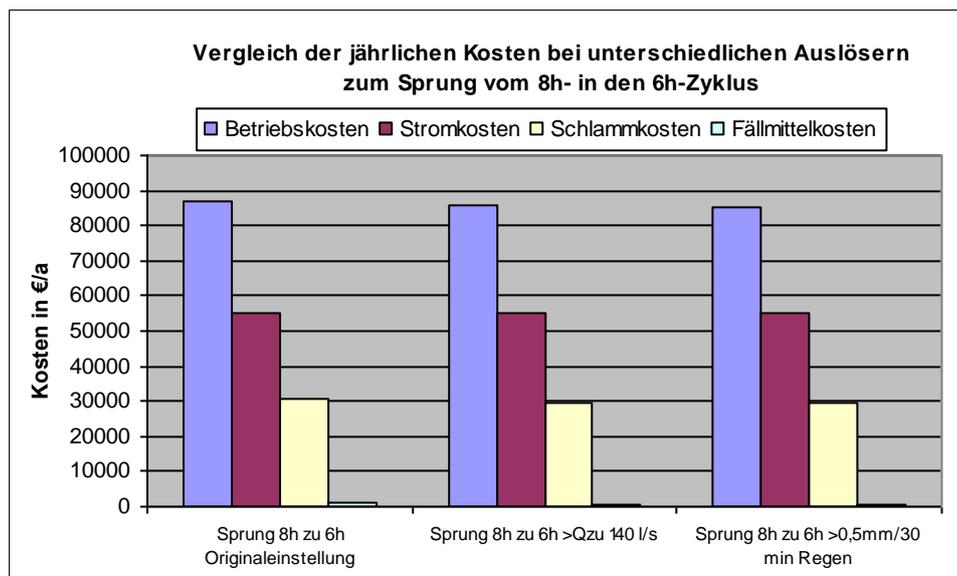
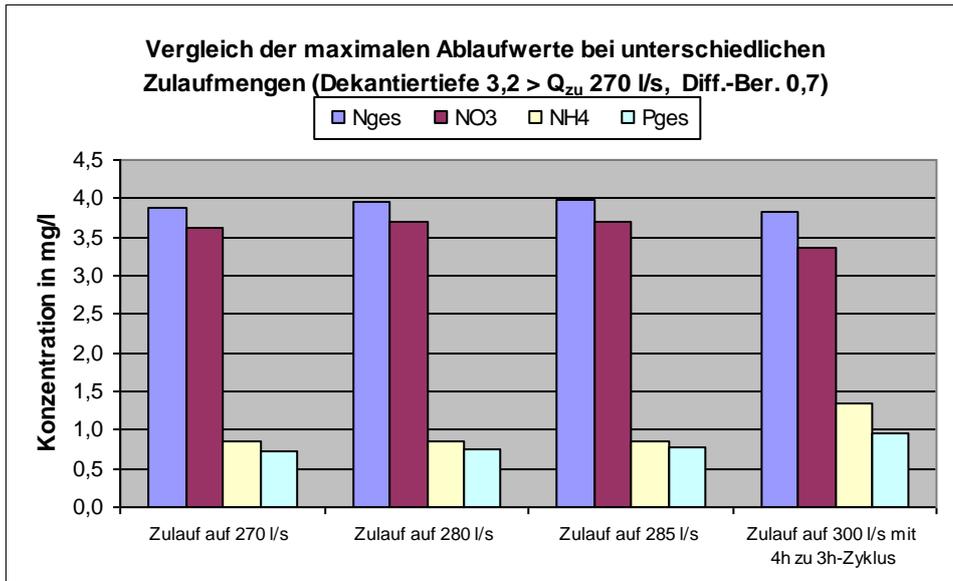


Abbildung 7-50: Vergleich der maximalen Ablaufwerte (a) und der jährlichen Betriebskosten (b) bei der Originaleinstellung zum Sprung vom 8h in den 6h-Zyklus mit zwei optimierten Einstellungen bei dem Ereignis fik. Regen2

In Abbildung 7-51 werden die Ergebnisse von Simulationsläufen mit unterschiedlichen Zulaufmengen basierend auf dem Regenereignis fik. Regen2 dargestellt. Die maximalen  $N_{ges}$ -,  $NO_3$ - und  $PO_4$ -Ablaufwerte steigen mit steigendem Zulauf an. Die Zulaufmenge 300 l/s konnte nur abgearbeitet werden, wenn zusätzlich der 3h-Zyklus eingeführt wurde. Hierbei lagen die  $N_{ges}$ - und  $NO_3$ -Ablaufwerte sogar tiefer als bei der Zuflussstufe von 270 l/s und erklären sich durch eine sehr gute und optimierte Einstellung des 3h-Zyklus.

(a)



(b)

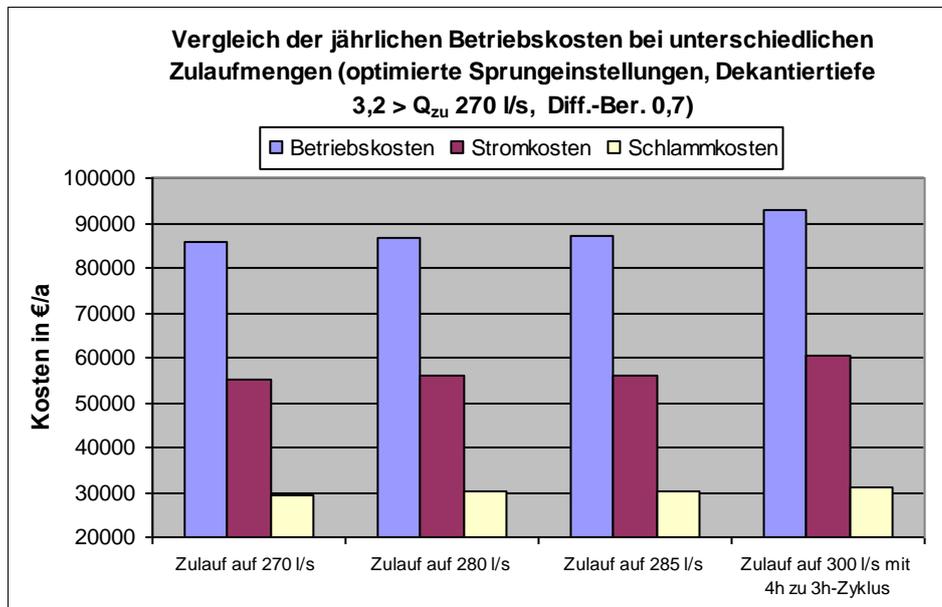


Abbildung 7-51: Vergleich der maximalen Ablaufwerte (a) und der jährlichen Betriebskosten (b) bei unterschiedlichen Zulaufmengen bei dem Ereignis fik. Regen2 bei 10 °C

Die  $NH_4$ - und  $PO_4$ -Ablaufwerte steigen zwar, bleiben aber unterhalb des Überwachungswertes. Beim Vergleich der Betriebskosten liegt der Lauf mit 300 l/s allerdings ca. 7000 €/a höher als beim Lauf mit 270 l/s, während der Anstieg der Kosten beim Zulauf von 280 l/s und 285 l/s nicht so gravierend ist. Dies liegt daran, dass bei den ersten drei Läufen nur die Dekantiertiefe beim Einsetzen des Regenereignisses gesenkt wurde, während beim Zulauf mit 300 l/s zusätzlich der 3h-Zyklus aktiv war.

- **Das fiktive Regenereignis 3**

Bei dem Regenereignis fik. Regen3 konnten nur 270 l/s durch die Senkung der Dekantierhöhe auf 3,2 m (wenn QM=300 l/s auf 270 l/s begrenzt ist) durchgesetzt werden. Größere Zulaufmengen konnten entweder nur mit einem zusätzlichen aktiven Sprung vom 6h- in den 3h-Zyklus oder durch Berücksichtigung des Anstiegs im Pufferbehälter als Signal für den Sprung vom 8h- in den 4h-Zyklus verarbeitet werden. Bei dem Lauf mit QM=300 l/s auf 270 l/s gedrosselt führte das Begrenzen der 1. Beschickung nach dem Sprung vom 8h- und 4h-Zyklus in dem 1. SBR-Reaktor auch zur Senkung der Ablaufwerte (Abbildung 7-52). Diese Maßnahme scheint zu verhindern, dass der Reaktor der nach dem Sprung als erstes beschickt wird, durch den Spülstoß zu stark belastet wird.

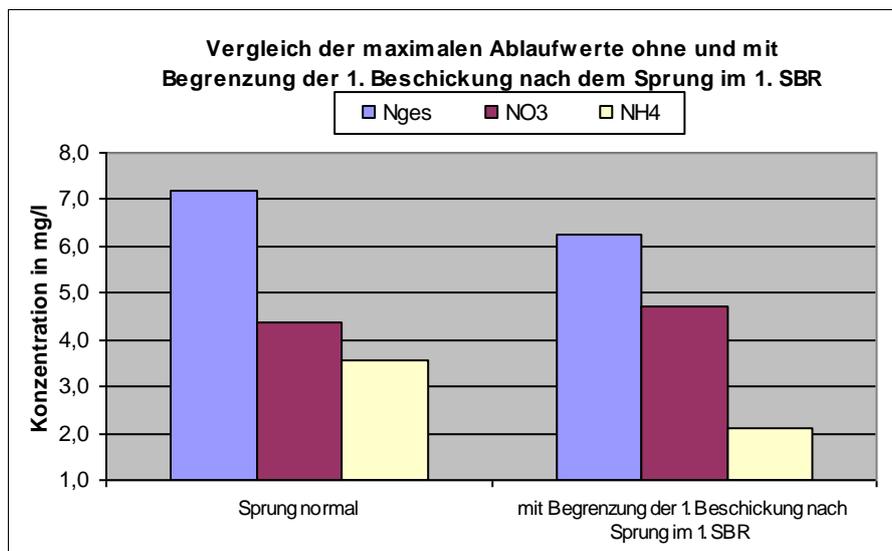


Abbildung 7-52: Vergleich der maximalen Ablaufwerte ohne und mit Begrenzung der 1. Beschickung nach dem Sprung vom 8h- in den 6h-Zyklus bei dem Ereignis fik. Regen3 bei 10 °C

In Abbildung 7-53 wird ebenfalls deutlich, dass die Ablaufwerte steigen, je mehr von der Anlage verarbeitet werden muss. Die Betriebskosten schwanken dagegen nur unerheblich. Dies liegt wahrscheinlich daran, dass dieses Ereignis nur sehr kurz anhält.

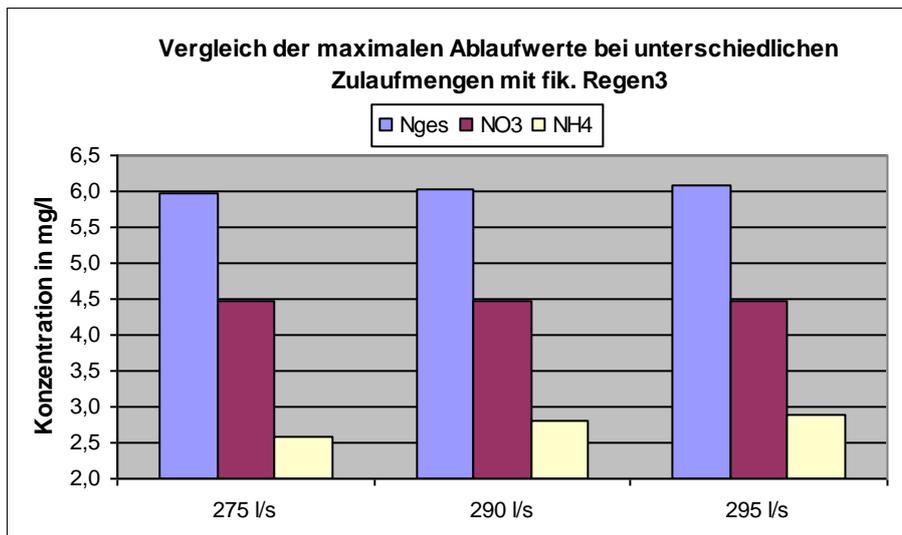


Abbildung 7-53: Vergleich der maximalen Ablaufwerte bei unterschiedlichen Zulaufmengen bei dem Ereignis fik. Regen1 bei 10 °C mit automatischem Sprung nach oben

▪ **Optimierte Einstellungen für den Sprung in kürzere Zyklen**

In Tabelle 7-15 sind die optimierten Einstellungen und deren Merkmale der Sprünge aufgeführt. Diese Einstellungen können genutzt werden, um die Anlage auch hydraulisch zu optimieren. Dabei sollte nur behutsam vorgegangen werden, um kontrolliert und nie unbeaufsichtigt die neuen Einstellungen auf der Anlage zu überprüfen und um das Modell zu verifizieren. Der Anstieg der Höhe im Puffer 1 muss erst nach genauer Analyse der Regenereignisse in verschiedene Gruppen eingeteilt werden, bevor er als zusätzliches Merkmal eingeführt werden kann.

Tabelle 7-15: Optimierte Einstellungen für den Sprung in kürzere Zyklen

Sprünge und Zyklen		8h in 4h	8h in 6h	6h in 4h	6h in 3h	4h in 3h*
Merkmale	Einheit					
Regenmengen	mm/30 min		≥ 0.5			
Zulaufmengen	l/s		≥ 140			
Zulaufmengen	m <sup>3</sup> /30 min	≥ 500		≥ 500	≥ 400	≥ 420
Höhe Puffer 2	m	≥ 0.5		≥ 1.1	≥ 1.65	≥ 0.15
Anstieg Höhe Puffer 1		x	x	x	x	

\* Merkmale nur in Kombination zum Auslösen des Sprungs geeignet

7.2.3.2 *Steigerung der hydraulischen Leistung durch erhöhte Dekantiermengen*

Die hydraulische Leistung kann durch erhöhte Dekantiermengen bei der DIC-SBR-Anlage in Spenge über zwei Faktoren erhöht werden. Einmal kann die Berechnungsformel so geändert werden, dass tiefere Dekantiertiefen bereits vorzeitiger berechnet werden. Zum anderen kann die Dekantiertiefe an sich gesenkt werden.

- **Das fiktive Regenereignis 1**

In Abbildung 7-54 wird das Ergebnis bei unterschiedlichen Dekantierhöhen beim Simulationslauf mit fik. Regen1 bei 300 l/s gezeigt. Es wird deutlich, dass die Ablaufwerte umso tiefer sind, je weniger dekantiert wird. Auch die Betriebskosten sinken, wenn weniger dekantiert wird, da die Belüftungsenergie sinkt.

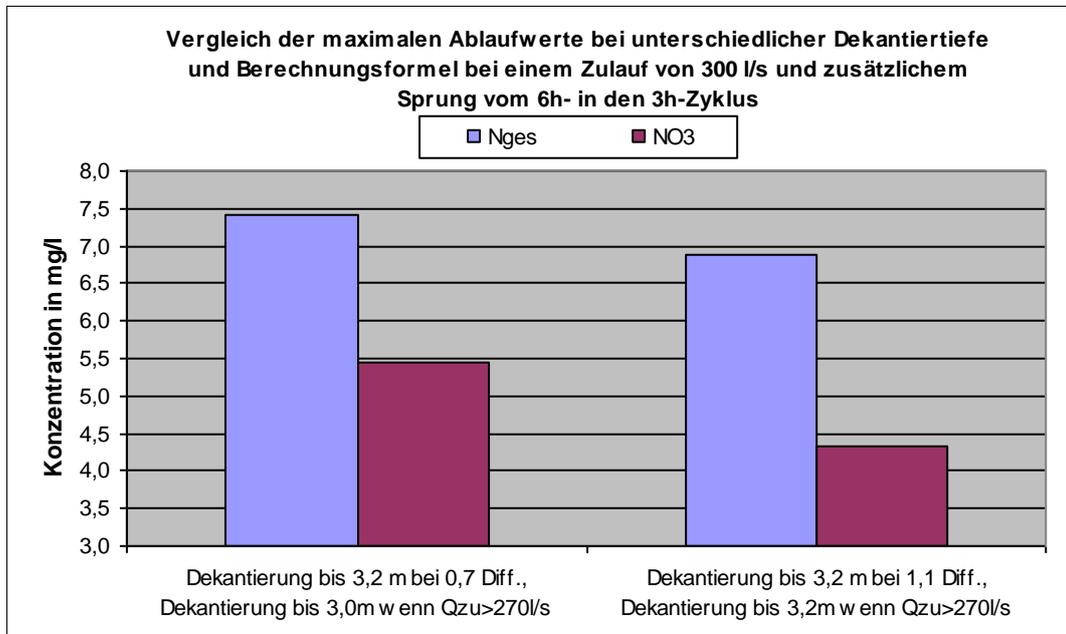


Abbildung 7-54: Vergleich der maximalen Ablaufwerte bei unterschiedlichen Dekantiermengen bei vier Simulationstagen aus dem Regenereignis fik. Regen1 bei 300 l/s und 10 °C

Der Zulauf von 300 l/s war nur hydraulisch durchsetzbar indem zusätzlich ein Sprung vom 6h- in den 3h-Zyklus eingeführt wurde. Bis zu einem gedrosselten Zulauf von 285 l/s konnte dieses Ereignis abgearbeitet werden, indem neben den Sprüngen in kürzere Zeitzyklen von 8h auf 6h und von 6h auf 4h nur die Dekantiertiefe ab einem Zulauf von 270 l/s bis 3,0 m gesenkt wurde. Dabei waren die Ablaufwerte mit dem Zulauf von 270 l/s vergleichbar.

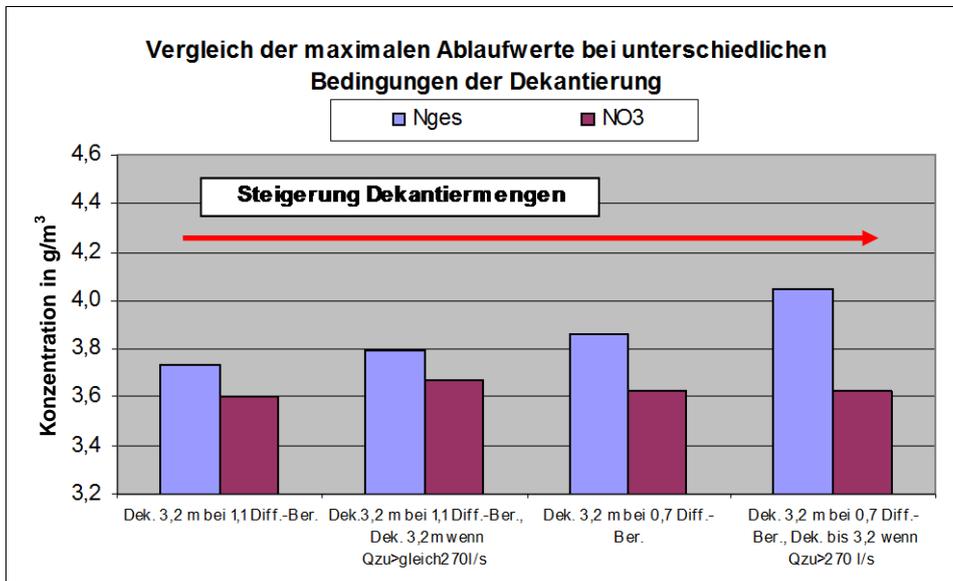
- **Das fiktive Regenereignis 2**

Das Regenereignis fik. Regen2 mit QM=300 l/s im Kläranlagenmodell auf die Zulaufmenge von 270 l/s begrenzt konnte nur durchgesetzt werden, wenn entweder die Berechnungsformel geändert wurde, um bereits früher tiefer zu dekantieren, oder wenn ab einem Zulauf =270 l/s prinzipiell bis 3,2 m dekantiert wurde. 285 l/s konnten auch durchgesetzt werden, wenn beide oben genannten Kriterien erfüllt waren. Dabei stiegen die Ablaufwerte geringfügig an. Bei noch höheren Zuläufen musste zusätzlich der Sprung vom 4h- in den 3h-Zyklus eingeführt werden, so dass durch Steigerung der Dekantiermengen allein der Pufferbehälter 2 überlief.

In Abbildung 7-55 werden verschiedene Bedingungen bei der Dekantierung bei sonst gleichen Einstellungen gegenüber gestellt. Deutlich wird, dass die N<sub>ges</sub>-Ablaufwerte umso höher sind je mehr dekantiert wird. Dies trifft auch auf die Betriebskosten zu. Daher ist es wichtig, dass immer möglichst so wenig wie hydraulisch vertretbar dekantiert wird, um die Ablaufwerte und Be-

triebskosten positiv zu beeinflussen. Bevor die Berechnungsformel generell geändert wird, sollte eher die Dekantiertiefe bei einsetzenden Regenereignissen bzw. einem Zulauf =270 l/s prinzipiell bis 3,2 m dekantiert werden.

(a)



(b)

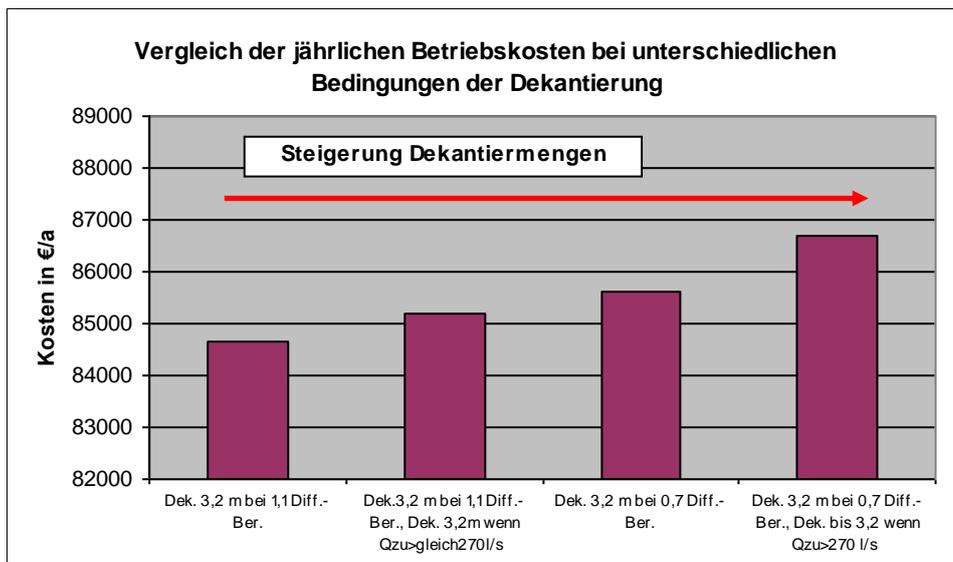


Abbildung 7-55: Vergleich der maximalen Ablaufwerte (a) und jährlichen Betriebskosten (b) bei unterschiedlichen Bedingungen der Dekantierung bei vier Simulationstagen aus dem Regenereignis fik. Regen2 mit QM=300 l/s auf 270 l/s gedrosselt und 10 °C

Simulationsversuche mit fik. Regen2 bei einem Zulauf von 300 l/s und mit einem Sprung vom 4h- in den 3h-Zyklus aber unterschiedlichen Dekantiertiefen von 3,2 und 3,0 m bei gleicher Beschickungsformel ergaben absolut identische Ablaufwerte. Die Betriebskosten waren aber bei 3,2 m geringer, da auch hier weniger belüftet wurde (Abbildung 7-56). Die Ablaufwerte sind wahrscheinlich auf Grund des 3h-Zyklus wenig unterschiedlich.

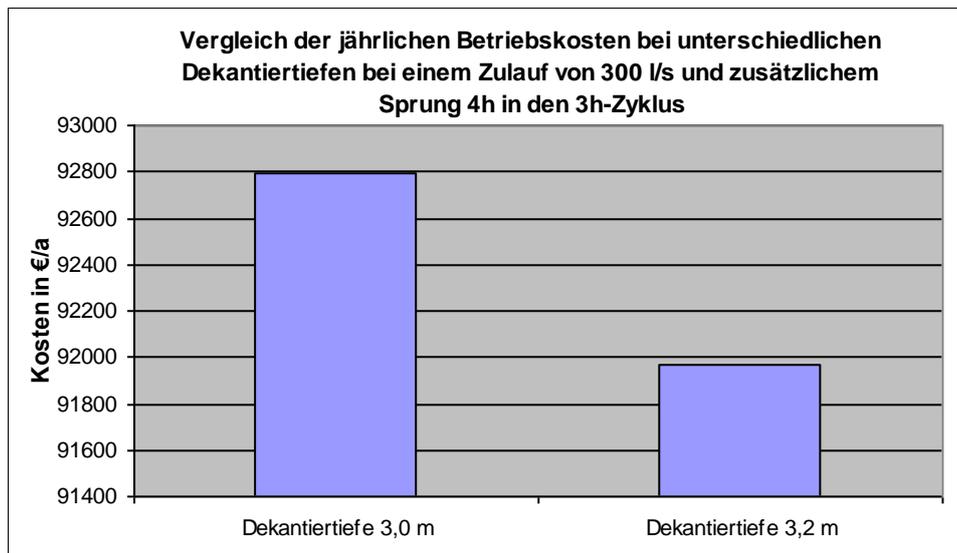


Abbildung 7-56: Vergleich der jährlichen Betriebskosten bei unterschiedlichen Dekantiermengen bei vier Simulationstagen aus dem Regenereignis fik. Regen2 bei 300 l/s und 10 °C

- **Das fiktive Regenereignis 3**

Bei dem Regenereignis fik. Regen3 konnten nur 270 l/s durch die Senkung der Dekantierhöhe auf 3,2 m (wenn  $QM=300$  l/s begrenzt auf 270 l/s ist) durchgesetzt werden. Die Änderung der Berechnungsformel erbrachte keine weitere Verbesserung, so dass dieses Ereignis mit Zuläufen über 270 l/s nur mit Hilfe des aktiven 3h-Zyklusses verarbeitet werden konnte. Dies ist insofern erstaunlich, als das dieses Regenereignis am kürzesten anhält (Tabelle 7-10). Aber die Intensität des Ereignisses ist von den fiktiven Regenereignissen am größten und führt offensichtlich zu solch einem schnellen Anstieg der Zulaufmengen, dass der Sprung in kürzere Zyklen nicht rechtzeitig genug erfolgen kann. Dies verdeutlicht, wie wichtig es ist, ausreichende Auslöser für den Sprung in kürzere Zyklen bereit zu stellen.

- **Optimierungspotential durch gesteigerte Dekantiermengen**

Die hier vorgestellten Simulationsergebnisse haben gezeigt, dass besonders der schnelle Anstieg der Zulaufmengen Probleme bereiten kann. Wie im Fall des fiktiven Regenereignisses 3 konnten daher nur bis zu 270 l/s durch Steigerung der Dekantiermengen bewältigt werden. Bei den fiktiven Regenereignissen 1 und 2 konnte die Hydraulik bis zu einer Zulaufmenge von 285 l/s ausreichend durch die Steigerung der Dekantiermenge verbessert werden. Darüber hinaus war eine Verarbeitung nur mit zusätzlicher Hilfe des 3h-Zyklusses möglich. Zur Optimierung der hydraulischen Leistung durch Steigerung der Dekantiertiefen sollte die Berechnungsformel bei Regenereignissen über 270 l/s ausgeschaltet werden, so dass die Dekantiertiefe dann bei 3,2 m liegt und das unabhängig von der Höhe im Pufferbehälter 1. Die niedrigeren Dekantiertiefen führen zu höheren Ablaufwerten und steigern die Betriebskosten.

### 7.2.3.3 Bewirtschaftung der Pufferbehälter

Simulationsstudien mit dem Ereignis fik. Regen1 mit  $QM=300$  l/s begrenzt auf 270 l/s, der einen Sprung von 8h und 4h-Zyklen auslöste, ergaben keinen Unterschied in den Ablaufwerten, wenn der Puffer 1 bis 2,8 oder 3,0 m befüllt wurde, so solange beide Pufferbehälter gleichzeitig ent-

leert wurden (Abbildung 7-57). Wird der Puffer 2 zuerst entleert, verändern sich nur die Ammoniumablaufwerte. Wird der Puffer 1 zuerst entleert, verschlechtern sich deutlich die maximalen Ablaufwerte außer bei Phosphat, weil dadurch zu viel der konzentrierten Fracht im Pufferbehälter 1 in die Reaktoren dazu dosiert wird. Ähnliche Ablaufwerte treten auf, wenn der Puffer 1 nur bis 2,6 m befüllt wird, da dann offensichtlich der Spülstoß dann auch in den Puffer 2 gelangt und zu konzentriert in die Reaktoren beschickt wird. Die Betriebskosten waren bei allen Ansätzen nahezu gleich, wobei der Lauf mit dem Pufferhöhenstand von 3,0 m geringfügig tiefere Kosten aufwies.

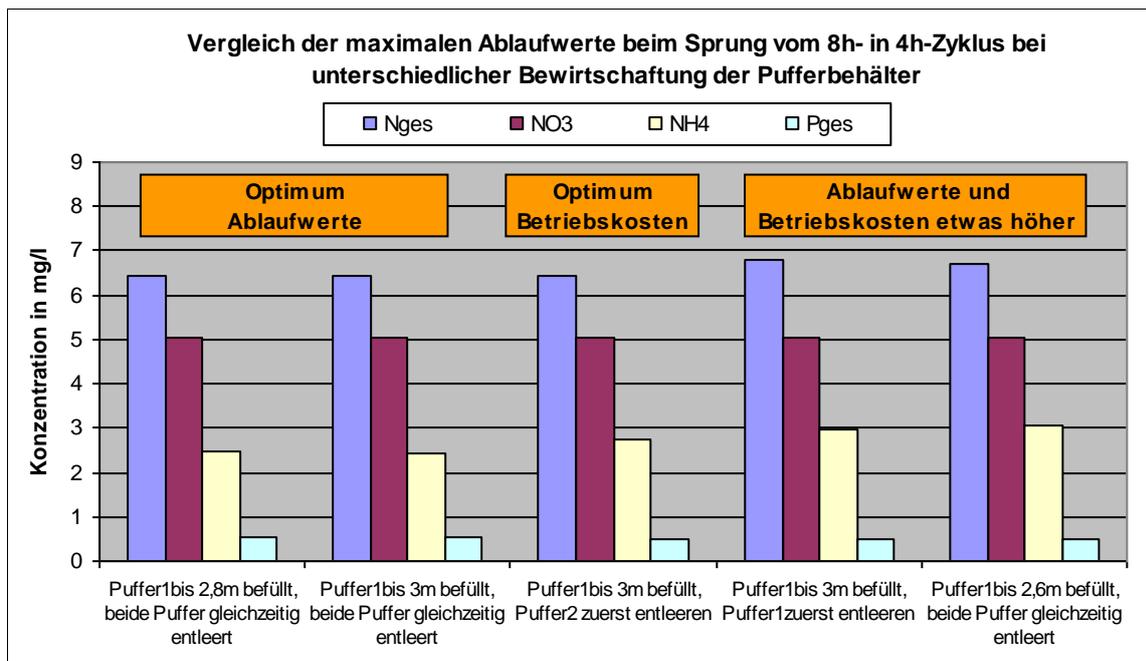


Abbildung 7-57: Vergleich der maximalen Ablaufwerte bei der unterschiedlichen Bewirtschaftung der Pufferbehälter bei drei Simulationstagen aus dem Regenereignis fik. Regen1 QM=300 l/s gedrosselt auf 270 l/s bei 10 °C

Simulationsstudien mit unterschiedlichen Freigaben für das Zulaufkriterium der Leitfähigkeit und der Zulaufmengen zur Beschickung des Pufferbehälters 1 und 2 ergaben keine wesentlichen Änderungen, so dass die aktuellen Einstellungen als bestätigt gelten.

## 7.2.4 Automatische Änderung der Zeitzyklen nach einem Regenereignis

### 7.2.4.1 Festlegung der Ereignisse für einen automatischen Sprung

In Tabelle 7-15 sind die optimierten Einstellungen und deren Merkmale der Sprünge aufgeführt. Diese Einstellungen können genutzt werden, um die Anlage auch hydraulisch zu optimieren. Dabei sollte nur behutsam vorgegangen werden, um kontrolliert und nie unbeaufsichtigt die neuen Einstellungen auf der Anlage zu überprüfen und um das Modell zu verifizieren. Die genannten Merkmale dürfen nur in Kombination einen Sprung auslösen, sonst kann es dazu kommen, dass die Anlage zu oft zwischen kürzeren und längeren Zeitzyklen springt. Der automatische Sprung nach oben ergab nicht immer eine Verbesserung, weil die Signale oft zu spät eintrafen. Ein weiteres Vorziehen führte dazu, dass die Anlage zwischen den Zeitzyklen oft hin

und her sprang. Daher sollte ggf. auf andere Merkmale zurückgegriffen werden, die das Abklingen eines Regenereignisses noch deutlicher anzeigt.

Tabelle 7-16: Optimierte Einstellungen für den Sprung in längere Zyklen

Sprünge und Zyklen		3h in 4h	4h in 6h	6h in 8h
Merkmale	Einheit			
Regenmengen	mm/30 min	x	x	x
Zulaufmengen	m <sup>3</sup> /30 min	<370*	<200*	<100*
Höhe Puffer 2	m	<1,2*	<0,25*	<0,1*
Anstieg Höhe Puffer 1		x	x	x

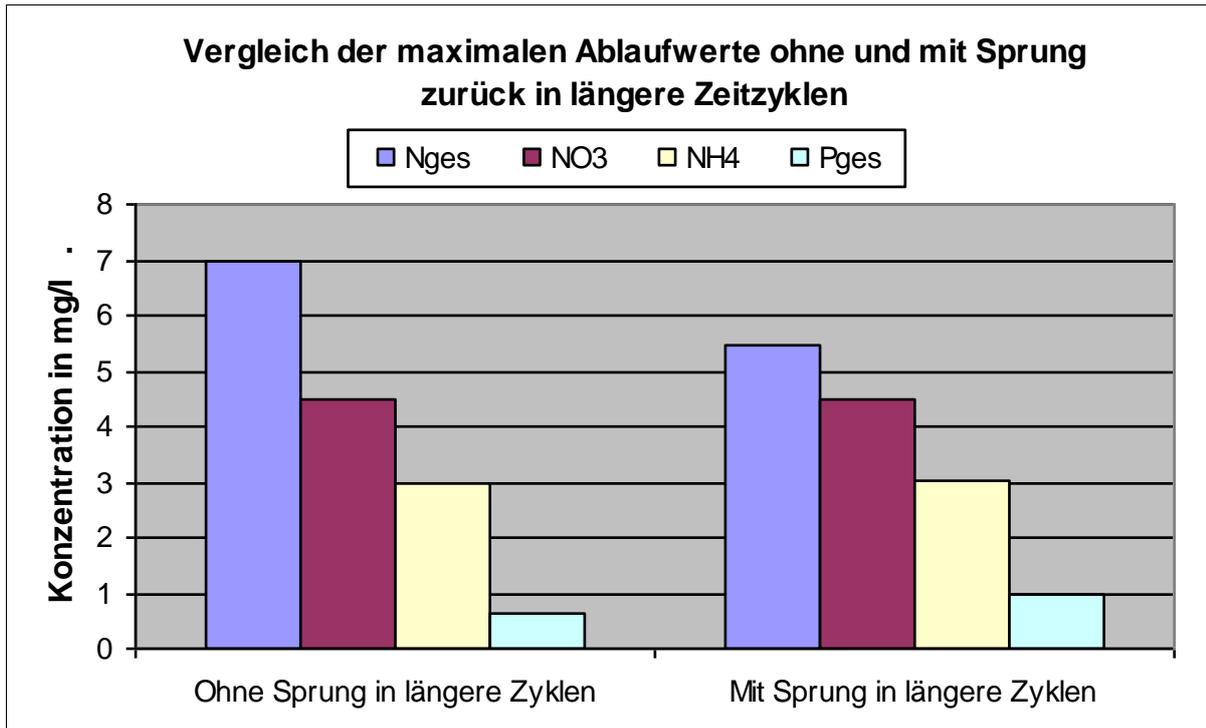
\* Merkmale nur in Kombination zum Auslösen des Sprungs geeignet

Die Merkmale über die Regenmengen und über den Anstieg der Höhe im Pufferbehälter konnten nicht ausreichend analysiert werden, um genaue Daten zu liefern. Prinzipiell sind sie aber geeignet, die Abnahme eines Regenereignisses anzuzeigen. Simulationen haben auch hier gezeigt, dass ein früher Sprung zurück in längere Zeitzyklen, zur Senkung der Ablaufwerte und Betriebskosten führen kann.

#### 7.2.4.2 Optimierungspotential

In Abbildung 7-58 werden die maximalen Ablaufwerte und jährlichen Betriebskosten ohne und mit Sprung in längere Zeitzyklen gegenübergestellt. Gelingt es frühzeitig genug in längere Zeitzyklen zu wechseln, können dadurch die  $N_{ges}$ -Ablaufwerte um ca. 21% und die Betriebskosten um ca. 3% gesenkt werden.

(a)



(b)

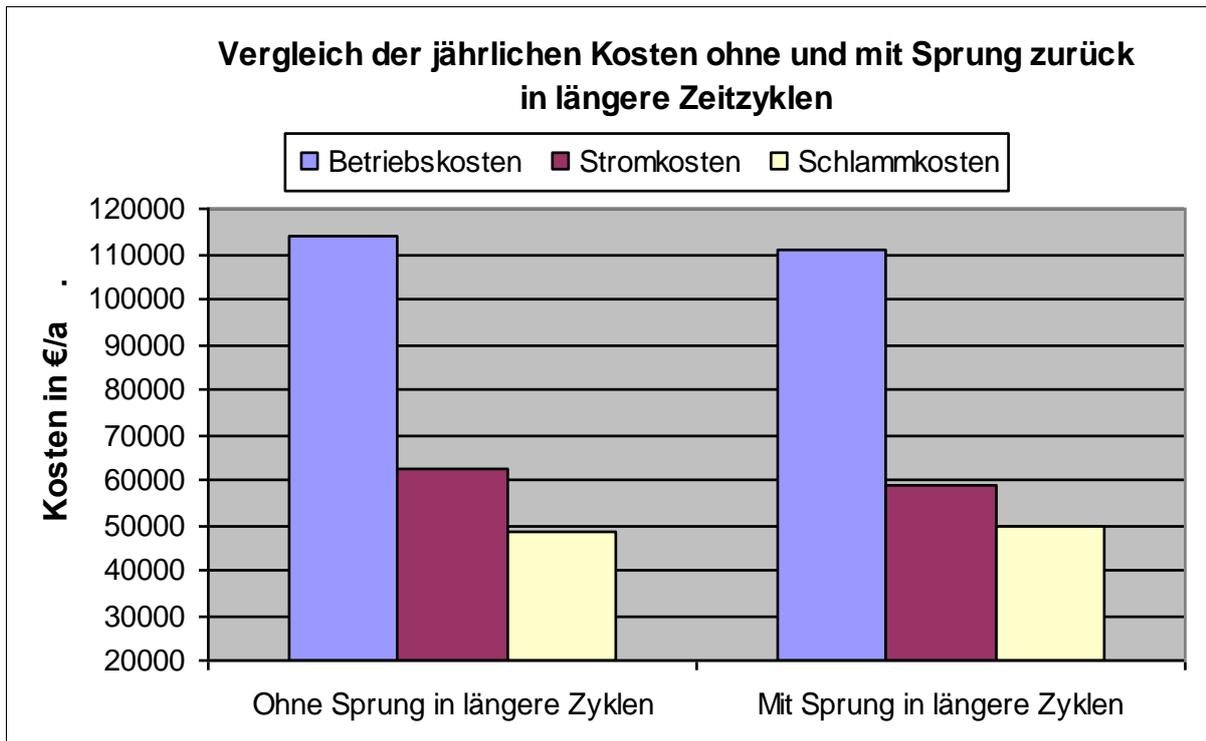


Abbildung 7-58: Vergleich der maximalen Ablaufwerte (a) und Betriebskosten (b) ohne und mit Sprung in längere Zeitzyklen bei drei Simulationstagen aus dem Regenereignis fik. Regen3 QM=300 l/s gedrosselt auf 270 l/s bei 10 °C

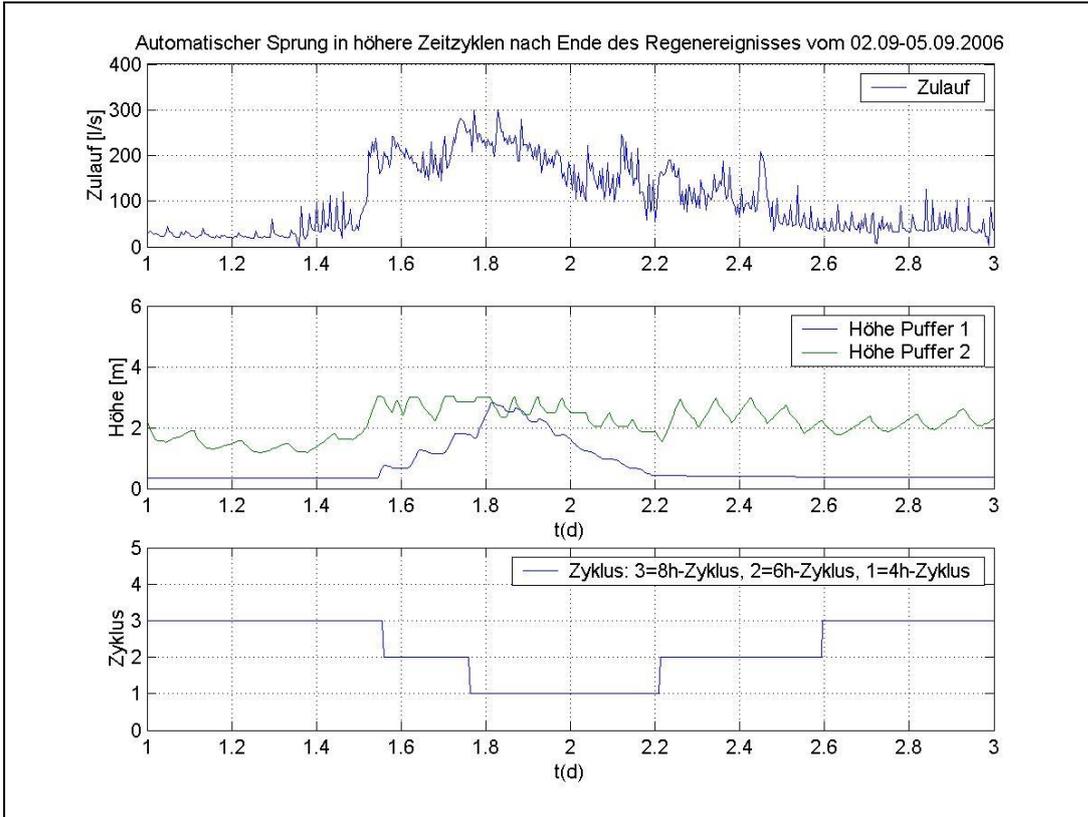
### 7.2.5 Überprüfung der Einstellungen anhand von realen Zulaufmengen

Die hier gefundenen optimierten Einstellungen wurden im Modell hydraulisch mit Hilfe von sieben realen Zulaufganglinien in l/s überprüft. Dabei wurden verschiedene Jahreszeiten und die verschiedenen Typen berücksichtigt. Es wurden nur die Regenereignisse mit den höchsten Zulaufmengen ab dem Jahr 2005 gewählt, deren Maximum in der Regel zwischen 250 bis 300 l/s lag. Darunter auch das Ereignis basierend auf dem Sturmtief Kyrill im Januar 2007. Die Zulaufmengen konnten bei allen getesteten Zuläufen mit Hilfe der Originaleinstellungen und der neuen Einstellungen problemlos durchgesetzt werden, ohne dass der Pufferbehälter 2 übergelaufen ist. Nur bei einem Lauf stieg der Puffer bis zu einem kritischen Bereich an, so dass noch eine Korrektur der optimierten Einstellungen vorgenommen wurde. Diese sind aber bereits in Tabelle 7-15 hinterlegt. Der automatische Sprung zurück in längere Zeitzyklen hat sich bei beiden Einstellungen bewährt. Ein Sprung vom 6h- in den 3h-Zyklus oder vom 4h- in den 3h-Zyklus war in keinem Fall notwendig, so dass diese Einstellungen offensichtlich nur für den Fall der Außerbetriebnahme eines Reaktors in Frage kommen.

In Abbildung 7-59 und Abbildung 7-60 werden die Ergebnisse von ausgewählten Regenereignissen mit den neuen Einstellungen und dem automatischen Sprung gezeigt. In vielen Fällen ist ersichtlich, dass der automatische Sprung zurück in längere Zeitzyklen in der Nacht oder am Abend erfolgt, während i.R. kein Personal auf der Anlage tätig ist. Gerade in solchen Fällen wirkt sich der automatische Sprung zurück in längere Zeitzyklen vorteilhaft auf die Ablaufwerte und Betriebskosten aus.

Abbildung 7-60 verdeutlicht die Situation auf der ZKA Spenge, wenn viele kurze Schauer hintereinander auftreten. Die Einstellung ist so gewählt, dass die hydraulische Reinigungsleistung nicht gefährdet wird und kein Überlaufen der Pufferbehälter erfolgt. Wann immer die Hydraulik es zulässt, stehen die Reinigungsleistung und die Betriebskosten im Vordergrund und die Anlage springt in den hydraulisch vertretbaren längeren Zeitzyklus. So wechselt die Anlage am Tag 1 nur in den 6h-Zyklus und in der Nacht wieder zurück in den 8h-Zyklus. Am Tag 4 und 5 erfolgt nur ein Umschalten vom 4h-Zyklus auf den 6h-Zyklus und die Anlage verbleibt dort, bis die Hydraulik einen Sprung in den 8h-Zyklus zulässt.

(a)



(b)

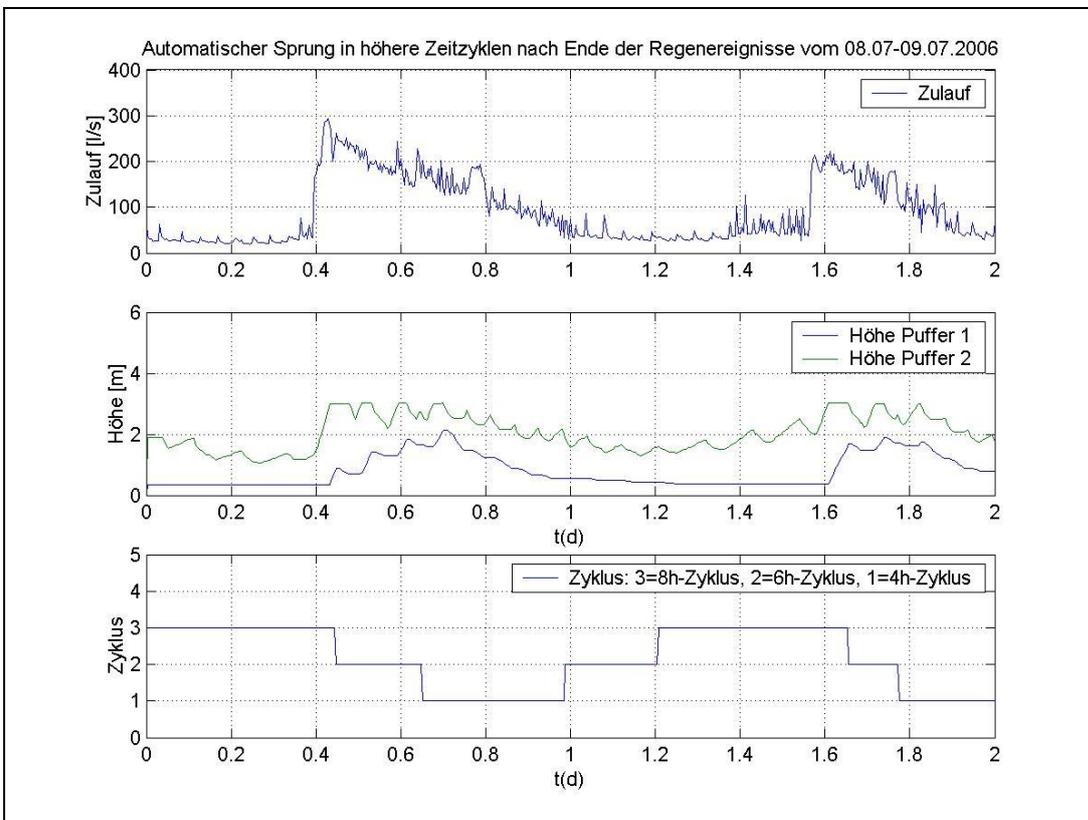


Abbildung 7-59: Überprüfung der neuen Einstellungen anhand von realen Zulaufmengen (a) vom 02.09.-05.09.2006 (b) vom 08.07.-09.07.2006

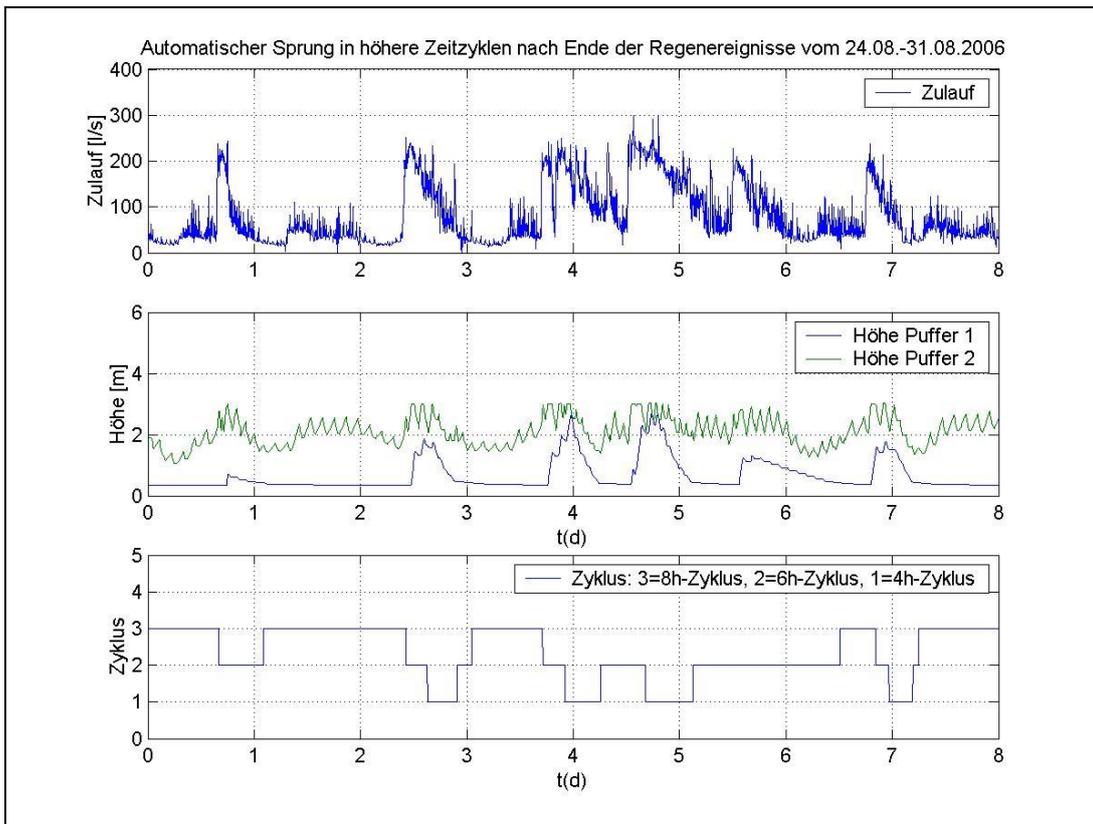


Abbildung 7-60: Überprüfung der neuen Einstellungen anhand von realen Zulaufmengen vom 24.08.-31.08.2006

## 7.3 Gesamtemissionen aus Kanalnetz und Kläranlage

### 7.3.1 Abschätzung Gesamtfrachten aus Kanalnetz und Kläranlage auf Jahresbasis

Die Gesamtemissionen in die Gewässer für das betrachtete „mittlere“ Jahr aus der Schmutzfrachtsimulation wurden für den Parameter CSB in Tabelle 7-17 zusammengestellt. Die Entlastungsfracht aus dem Kanalnetz ist das Ergebnis der Schmutzfrachtsimulation. Die Ablauffracht der Kläranlage wurde über das Zuflussvolumen berechnet, das durch die detaillierten Simulationen des mittleren Jahres genau für Trockenwetterzeiten und Mischwasserzufluss bestimmt werden konnte. Hierfür wurde nach Erfahrungswerten des Kläranlagenpersonals für Trockenwetter eine konstante Ablaufkonzentration von 25 mg/l angesetzt und bei Mischwasserzufluss (unabhängig von der Größe des Mischwasserzuflusses) eine leicht erhöhte Konzentration von im Mittel 27 mg/l. Frachten, die durch Regenwasserauslässe in Trenngebieten in die Gewässer eingetragen werden, wurden in dieser Bilanz nicht berücksichtigt, da sie sich durch die Maßnahmen der Drosselabflusserhöhungen an Bauwerken im Mischsystem unbeeinflusst bleiben.

Tabelle 7-17: Ermittlung der Kläranlagenablauffrachten (CSB)

Frachtanteile [kg]	Kläranlagenzufluss [l/s]		
	200	250	300
Kanalnetz- Entlastungsfracht	27.069	21.373	21.081
Kläranlage - Ablauffracht bei Mischwasserzufluss	33.531	36.158	37.873
Kläranlage - Ablauffracht gesamtes Jahr	52.609	54.411	55.900
Gesamtfracht bei Mischwasserzufluss	60.600	57.531	58.954
Gesamtfracht ganzes Jahr	79.678	75.784	76.981

Wie in Kap. 7.1.3 beschrieben macht bei der Erhöhung des Kläranlagenzufluss von 200 l/s auf 300 l/s vor allem wegen der inhomogenen Drosselung der Bauwerke macht die weitere Reduzierung der Frachten an einigen Bauwerken bezogen auf das Gesamtgebiet nicht mehr bemerkbar. Die Ablauffrachten der Kläranlage bezogen auf das gesamte Jahr erhöhen sich nicht in dem gleichen Maße wie sich die Ablauffrachten bei Mischwasserzufluss erhöhen, da bezogen auf das ganze Jahr bei größerem Kläranlagenzufluss die Zeiten mit Trockenwetterzufluss – und damit mit geringeren Anlaufwerten – kürzer werden.

Eine graphische Auftragung der Frachten ermöglicht die Ermittlung eines optimalen Kläranlagenzuflusses anhand der CSB-Jahresfrachten (Abbildung 7-61). Ein optimaler Drosselabfluss zur Kläranlage ergibt sich hiernach im Bereich von 245 bis 265 [l/s]. Hier können die CSB-Gesamtemissionen in die Gewässer um ca. 8 % bezogen auf die Zeiten mit Mischwasserzufluss (während MW) gesenkt werden. Auch bei der Betrachtung des gesamten Jahreszeitraums inkl. der Trockenwettertage ergibt sich die geringste Gesamtfracht bei einem maximalen Kläranlagenzufluss von ungefähr 250 [l/s]. Die Gesamtfrachten würden bei der Gesamtjahresbetrachtung um ca. 6,4 % verringert.

Auch bei der Annahme einer Verschlechterung der Reinigungsleitung bei erhöhten Mischwasserzuflüssen auf 30 mg/l CSB bei  $Q_M = 250$  l/s und 32 mg/l bei  $Q_M = 300$  l/s, ergibt sich der optimale Zuflussbereich bei rund 250 l/s.

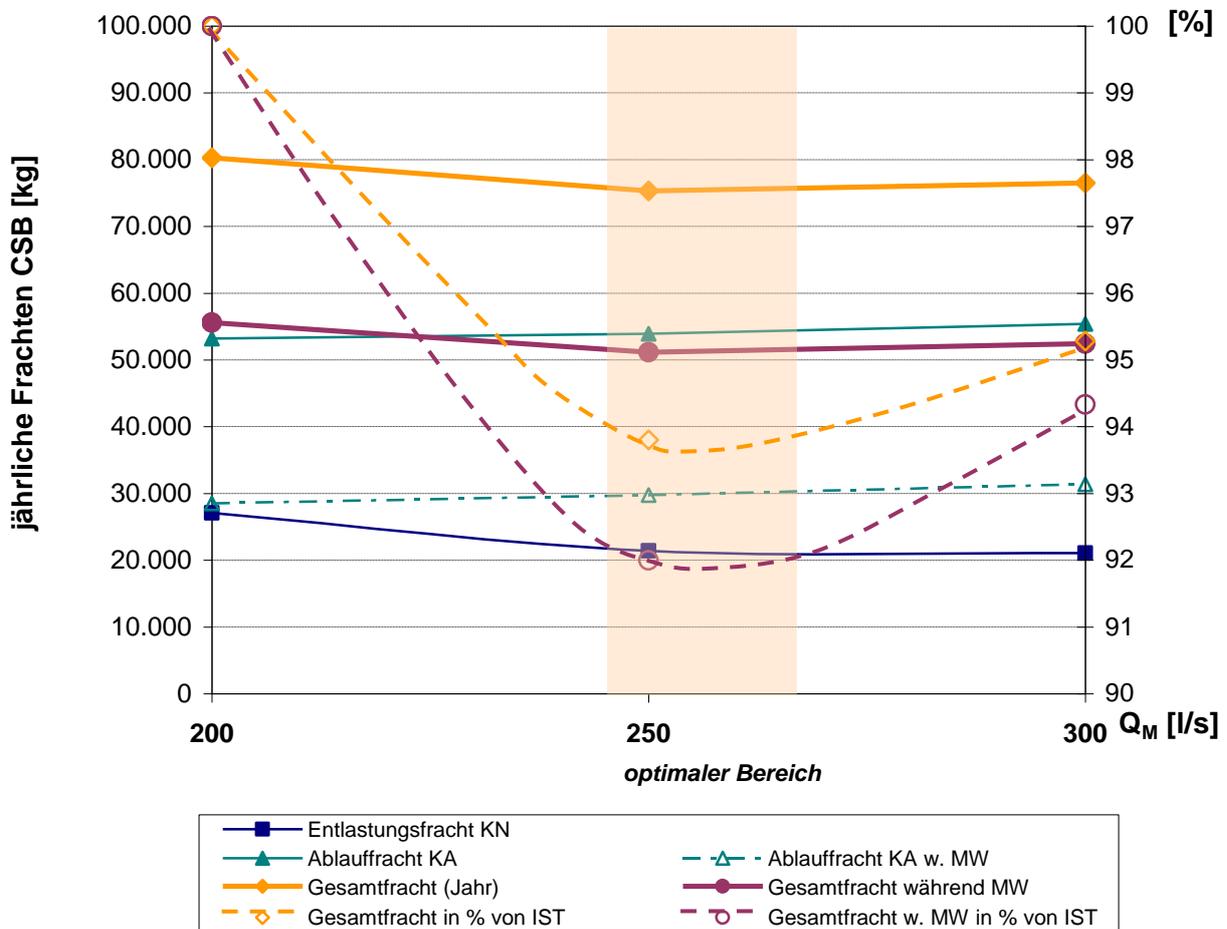


Abbildung 7-61: Ermittlung des optimalen Kläranlagenzuflusses

Für die Stoffe Ammonium-Stickstoff ( $NH_4-N$ ) und Phosphor ( $P_{ges}$ ) wäre bei dieser Gesamtemissionsbetrachtung der optimale Drosselzufluss in einem ganz ähnlichen Bereich zu finden (255 – 275 l/s bezogen auf  $NH_4-N$  und 240 – 260 l/s bezogen auf  $P_{ges}$ ). Hier könnten während der Mischwasserbeschickungszeit der Kläranlage die Gesamtemissionen des  $NH_4-N$  sogar um 27 % gesenkt werden (beim Phosphor dagegen nur um 3 %). Das heißt vor allem bei vorwiegend gelöst vorliegenden Stoffen kann eine Erhöhung des Kläranlagenzuflusses deutliche Verbesserungen der Gesamtemissionen bringen.

Angesichts des zwar deutlichen, aber dennoch recht geringen Verbesserungspotenzials bezogen auf den Leitparameter CSB bei den Gesamtfrachten aus Kanalnetz und Kläranlage von ca. 8 % ist ein integrierter Betrieb nur sinnvoll, wenn in anderen Bereichen entscheidende Verbesserungen erzielt werden. Die CSB-Entlastungsfrachten aus dem Kanalnetz wären beim „optimalen Zufluss“ immerhin um 21 % geringer. Die Verringerung der Entlastungshäufigkeit und -dauer (s.o.) ist ebenfalls sehr deutlich. Spitzenbelastungen aus Mischwasserüberläufen können vermindert werden und insgesamt werden die emittierten Konzentrationen geringer. Durch eine geringere Beschickungshäufigkeit von Regenbecken werden die Betriebskosten für die Mischwasserbehandlung geringer.

Während Entlastungen aus dem Kanalnetz eher stoßweise in kurzen Zeiträumen auftreten, wird bei einer „Verschiebung“ von zuvor noch entlasteten Frachten hin zur Kläranlage der Frachteintrag in die Gewässer „gleichmäßiger“ verteilt. I.d.R. sind Ablaufkonzentrationen von Kläranlagen auch niedriger als mittlere Entlastungskonzentrationen aus dem Kanalnetz. Außerdem enthält der bei Regentlastungen emittierte CSB einen hohen Anteil leicht abbaubaren CSB, der im Gewässer eine erhöhte Sauerstoffzehrung verursacht. Im Kläranlagenablauf hingegen sind diese leicht abbaubaren Fraktionen entfernt und der Anteil des inerten CSB überwiegt.

Insgesamt ist es nach der Jahresfrachtenbetrachtung also durchaus sinnvoll, die Kläranlage Spenge mit einem höheren Mischwasserzufluss als dem derzeitigen Bemessungszufluss (200 l/s) zu beaufschlagen, da durchaus positive Effekte entstehen. Die betrachtete Zuflussstufe von 250 [l/s] stellt hierbei eine gute Annahme des „optimalen Bereichs“ für den Zufluss dar. Deutlich höherer Beschickungen führen insgesamt zu höheren Gesamtemissionen, da die Kläranlagenablauffrachten dann in stärkerem Maße zunehmen als die Entlastungsfrachten aus dem Kanalnetz abnehmen.

### **7.3.2 Abschätzung Gesamtfrachten aus Kanalnetz und Kläranlage für ungünstige Belastungsfälle**

Die Tabelle 7-18 fasst die emittierten Frachten aus Kläranlage und Kanalnetz für zwei ausgewählte „ungünstige“ Szenarien zusammen (siehe auch 7.1.4.3). Dabei wurden beim Reinigungsvorgang auf der Kläranlage zwei verschiedene Strategien miteinander verglichen. Bei der einen Strategie wurde neben dem 4h-Zyklus auch der 3h-Zyklus genutzt und zusätzlich ggf. die Dekantiermenge ab einer bestimmten Zulaufmenge etwas erhöht (KA a)). Bei der anderen Strategie wurde neben dem 4h-Zyklus ausschließlich die Dekantiermenge ab einer bestimmten Zulaufmenge erhöht, um die Zuläufe durchzusetzen, ohne in den 3h-Zyklus zu wechseln (KA b)). Zunächst wurde der Lauf mit 300 l/s so eingestellt, dass der Pufferbehälter 2 nicht überlief. Diese Einstellungen wurden bei den anderen Zulaufmengen der jeweiligen Szenarien beibehalten, so dass teilweise für diese schlechtere Bedingungen vorlagen, als eventuell notwendig gewesen wäre. Dieser Vorgang musste aber gewählt werden, um einen absoluten Vergleich unter denselben Bedingungen zu ermöglichen. Zur Erhöhung der Dekantiermenge musste die Dekantiertiefe von 2,8 m ab einem Zulauf von ca. 250 l/s bei Szenario 5-2 und bei 6-2 210 l/s gewählt werden, um kein Überlaufen zu verursachen. Diese Höhe ist technisch schwer realisierbar. In Kombination mit dem 3h-Zyklus konnte die Dekantiertiefe hingegen auf 3,0 m ab einem Zulauf von 240 l/s für beide Szenarien gesetzt werden, was technisch machbar wäre. Zu berücksichtigen ist auch, dass der 3h-Zyklus auf grund der längeren Belüftung im Vergleich zum 4h-Zyklus eine geringere Denitrifikationsaktivität aufweist, wodurch höhere Nitratwerte resultieren. Diese längere Belüftung im 3h-Zyklus war aber notwendig, um eine ausreichende Nitrifikation zu gewährleisten.

Tabelle 7-18: Gesamtfrachten für zwei Einzelereignisse, Abwassertemperatur = 10 °C

Ereignis bei 10°C		$Q_M = 200 \text{ [l/s]}$ (IST-Zustand) $Q_M = 8,4 Q_S + Q_F$					$Q_M = 250 \text{ [l/s]}$ $Q_M = 10,8 Q_S + Q_F$					$Q_M = 300 \text{ [l/s]}$ $Q_M = 13,2 Q_S + Q_F$				
		KN	KA a)	KA b)	Gesamt a)	Gesamt b)	KN	KA a)	KA b)	Gesamt a)	Gesamt b)	KN	KA a)	KA b)	Gesamt a)	Gesamt b)
<b>Regenereignis: Szenario neu-5-2</b>																
$Q_E$	m³/Ereignis	11.484	63.209	63.209	74.693	74.693	8.360	73.603	73.254	81.963	81.614	6.836	73.425	74.564	80.261	81.400
CSB	kg/ Ereignis	375	1.958	1.958	2.333	2.333	280	2.190	2.161	2.470	2.441	184	2.191	2.233	2.375	2.417
CSB <sub>I</sub>		15	634	634	649	649	11	671	677	682	688	8	662	678	670	686
NH <sub>4</sub> -N		9	10	10	18	18	8	9	8	17	16	4	11	9	15	13
NO <sub>3</sub>		2	90	90	92	92	1	122	117	123	118	1	112	109	112	110
P <sub>ges</sub>		3	25	25	28	28	3	28	28	31	30	2	28	29	30	30
BSB <sub>5</sub>		98	282	282	379	379	91	325	317	416	408	47	325	331	372	378
AFS		169	1.091	1.091	1.261	1.261	127	1.248	1.218	1.374	1.345	85	1.258	1.281	1.343	1.366
TKN		13	75	75	89	89	12	84	81	96	93	6	86	86	92	92
PO <sub>4</sub> -P		2	10	10	13	13	2	11	11	13	13	1	11	11	12	12
CSB <sub>mf</sub>		85	665	665	751	751	68	710	716	778	784	44	700	717	745	761
<b>Regenereignis: Szenario neu-6-1</b>																
$Q_E$	m³/Ereignis	12.116	75.523	75.527	87.639	87.643	8.479	82.769	83.790	91.248	92.269	7.197	94.183	94.214	101.380	101.411
CSB	kg/ Ereignis	596	2.339	2.340	2.935	2.935	425	2.630	2.638	3.056	3.063	403	3.084	2.827	3.487	3.231
CSB <sub>I</sub>		32	764	764	796	796	26	781	802	807	828	25	914	900	939	925
NH <sub>4</sub> -N		9	8	8	17	17	4	17	9	21	14	3	29	21	33	24
NO <sub>3</sub>		3	90	90	93	93	2	115	126	117	128	2	191	180	193	182
P <sub>ges</sub>		4	30	30	33	33	2	36	35	38	37	2	39	36	41	38
BSB <sub>5</sub>		152	345	345	497	497	103	407	404	509	506	97	485	431	582	529
AFS		213	1.290	1.290	1.503	1.503	124	1.513	1.504	1.637	1.627	122	1.774	1.570	1.896	1.693
TKN		14	87	86	100	100	6	108	100	114	106	5	136	117	141	122
PO <sub>4</sub> -P		3	12	12	15	15	2	15	14	17	16	2	14	14	16	16
CSB <sub>mf</sub>		97	811	811	908	908	56	838	858	894	914	55	987	968	1.042	1.023

KN Emission Kanalnetz

KA a) Emission Kläranlage bei Verwendung des 3h-Zyklus mit geringfügiger Erhöhung der Dekantiermenge

KA b) Emission Kläranlage ohne Verwendung des 3h-Zyklus mit starker Erhöhung der Dekantiermenge

Wie in der Tabelle 7-18 ersichtlich, gibt es bei den Läufen mit 200 l/s zwischen beiden Strategien a) und b) keinen Unterschied bezüglich der Emission. Bei den erhöhten Zuläufen hingegen liegen die Emissionen mit den erhöhten Dekantiermengen (KA b)) entweder etwas höher oder tiefer. Der Anstieg der emittierten CSB-Fracht aus der Kläranlage bei den Zuläufen mit 250 l/s und 300 l/s steigt um ca. 12 %, die der Gesamtfracht aus Kläranlage und Kanal um 6 %. Dies kann darin begründet liegen, dass die Reinigungsleistung im 3h-Zyklus und bei tieferen Dekantierhöhen schlechter wird. Diese Strategien waren aber notwendig, um die höheren Mengen überhaupt durchzusetzen.

Die dargestellten Szenarien stellen für die Kläranlage sehr ungünstige Zulaufcharakteristiken dar. Da die Gesamtemissionen bei allen betrachteten Parametern bei einer Höherbeschickung der Kläranlage höher sind als im IST-Zustand, lässt sich ableiten, dass bei solchen Voraussetzungen eine Beschickung der Kläranlage über die derzeitigen 200 l/s hinaus nicht stattfinden sollte. Bei Belastungssituationen, in denen eine geringe Abwassertemperatur vorliegt, lange Regendauern auftreten und ein hoher Fremdwasserzufluss zu erwarten ist, sollte der Kläranlagenzufluss folglich eher nicht erhöht werden.

Berechnet man das Szenario 5-2 erneut bei einer günstigeren Abwassertemperatur von 18 °C und verschiebt es somit fiktiv in die Sommermonate, ergeben sich wesentlich bessere Reinigungsleistungen und Ablauffrachten der Kläranlage (s. Tabelle 7-18 Tabelle 7-18).

Tabelle 7-19: Gesamtfrachten für Szenario 5-2, Abwassertemperatur = 18 °C

Ereignis 18°C	$Q_M = 200$ [l/s] (IST-Zustand) $Q_M = 8,4 Q_S + Q_F$					$Q_M = 250$ [l/s] $Q_M = 10,8 Q_S + Q_F$					$Q_M = 300$ [l/s] $Q_M = 13,2 Q_S + Q_F$					
	KN	KA a)	KA b)	Gesamt a)	Gesamt b)	KN	KA a)	KA b)	Gesamt a)	Gesamt b)	KN	KA a)	KA b)	Gesamt a)	Gesamt b)	
Regenereignis: Szenario 5-2																
$Q_E$	m <sup>3</sup> /Ereignis	11.484	65.357	65.358	76.841	76.842	8.360	74.260	74.260	82.620	82.620	6.836	73.434	73.747	80.270	80.583
CSB	kg / Ereignis	375	1.742	1.742	2.117	2.117	280	2.004	2.004	2.284	2.284	184	1.984	1.996	2.167	2.179
CSB <sub>i</sub>		15	657	657	672	672	11	683	683	694	694	8	661	684	669	692
NH <sub>4</sub> -N		9	8	8	17	17	8	9	9	17	17	4	7	9	11	13
NO <sub>3</sub>		2	24	24	25	25	1	35	35	36	36	1	40	33	41	33
P <sub>ges</sub>		3	40	40	43	43	3	44	44	47	47	2	40	43	41	44
BSB <sub>5</sub>		98	238	238	336	336	91	290	290	381	381	47	287	286	333	333
AFS		169	886	886	1.055	1.055	127	1.078	1.078	1.204	1.204	85	1.086	1.074	1.171	1.159
TKN		13	63	63	76	76	12	75	75	86	86	6	73	74	79	80
PO <sub>4</sub> -P		2	28	28	30	30	2	30	30	32	32	1	25	28	26	29
CSB <sub>inf</sub>		85	704	704	789	789	68	740	740	808	808	44	711	736	755	780

KN Emission Kanalnetz

KA a) Emission Kläranlage bei Verwendung des 3h-Zyklus mit geringfügiger Erhöhung der Dekantiermenge

KA b) Emission Kläranlage ohne Verwendung des 3h-Zyklus mit starker Erhöhung der Dekantiermenge

Bei diesen Simulationsläufen sind die Emissionen bei beiden Strategien a) und b) bei  $Q_M = 200$  und  $250$  l/s gleich. Bei  $Q_M = 300$  l/s hingegen liegen die Emissionen mit den erhöhten Dekantiermengen (KA b)) etwas höher. Der Anstieg der emittierten CSB-Fracht aus der Kläranlage bei den Zuläufen mit  $250$  l/s und  $300$  l/s steigt um ca. 15 %, die der Gesamtfracht aus Kläranlage und Kanal bei  $250$  l/s um ca. 8 % und bei  $300$  l/s um ca. 3 %. Dies kann wiederum an der geringeren Reinigungsleistung des 3h-Zyklus liegen.

Bei einem Zufluss von  $300$  l/s ergeben sich bei den restlichen Parametern größtenteils gleiche (im Rahmen der Simulationsgenauigkeit) oder günstigere Gesamtfrachten. Lediglich beim Nitrat ergeben sich schlechtere Werte bei den Gesamtemissionen. Hier wird aber auch aus dem Kanalnetz im IST-Zustand nur  $2$  kg emittiert, die sich bei einem höheren Drosselabfluss auf  $1$  kg reduzieren lassen. Dieses Verringerungspotenzial beim ausgewählten Ereignis fällt im Vergleich zu den KA-Ablaufmengen von  $25$  kg nicht ins Gewicht.

Da hier für die Zuflussstufe von  $250$  l/s die gleichen Strategien (Zyklusprung, Dekantiermenge) wie für einem Zufluss von  $300$  l/s gewählt wurden, sind bei einer Optimierung für einen Zufluss von  $250$  l/s gleiche – oder bessere – Ablaufwerte wie bei  $300$  l/s zu erwarten.

Insgesamt unterstreicht diese Betrachtung aber die Annahme, dass in den Sommermonaten durchaus der Zufluss zur Kläranlage erhöht werden sollte. Aus Gewässersicht ist dies besonders bedeutsam, da bei hohen Temperaturen die Sauerstofflöslichkeit eher schlecht ist. Die Sauerstoffzehrung ist demgegenüber jedoch erhöht, da die Umsatzraten der Organismen hoch sind.

## **7.4 Optimierungspotenzial und Zwischenfazit**

### **7.4.1 Erkenntnisse zum integrierten Betrieb aus Sicht des Kanalnetzes**

Zusammenfassend kann gefolgert werden, dass sich erhöhte Drosselabflüsse aus Kanalnetz-Sicht in allen betrachteten Belastungsparametern positiv auf das Gewässer auswirken. Vor allem die Einflüsse der Entladungsdauer und -häufigkeit können entscheidend reduziert werden. Auch die emittierten Frachten können vor allem bei den Nährstoffen deutlich reduziert werden. Dies ist insbesondere bei Becken und Überläufen, die in empfindliche kleine Gewässer entlasten, relevant. Ein integrierter Betrieb weist also ein erhebliches Potenzial zur Verbesserung der Entlastungssituation, d.h. der Belastung der Gewässer durch Mischwasserüberläufe, auf.

Eine Verbesserung der Entlastungstätigkeiten ist bereits durch wenige Änderungen im Kanalnetz möglich. Durch eine integrierte Betrachtung von Kanalnetz und Kläranlage können im Bereich des Kanalnetzes durch eine Verringerung der Beschickungshäufigkeit von Becken Betriebskosten, insbesondere der Aufwand zur Beckenreinigung, eingespart werden. Bei Becken, die im Nebenschluss betrieben werden – so wie die Mehrzahl der Becken in Spenge – können zudem Pumpkosten für die Beckenentleerung eingespart werden.

### **7.4.2 Erkenntnisse zum integrierten Betrieb aus Sicht der Kläranlage**

Mit steigendem Drosselabfluss zur Kläranlage erhöht sich der Anteil des mitbehandelten Regenwassers. Die erhöhten hydraulischen Belastungen nehmen dabei kürzere Zeiträume in Anspruch als bei geringeren Drosselabflüssen.

Bereits im IST-Zustand wurden oft höhere Zuflüsse als der derzeitige Bemessungszufluss von 200 l/s gemessen und in der Simulation abgebildet. Die Ablaufwerte bei hohen Zuflüssen zur Kläranlage können aber eingehalten werden.

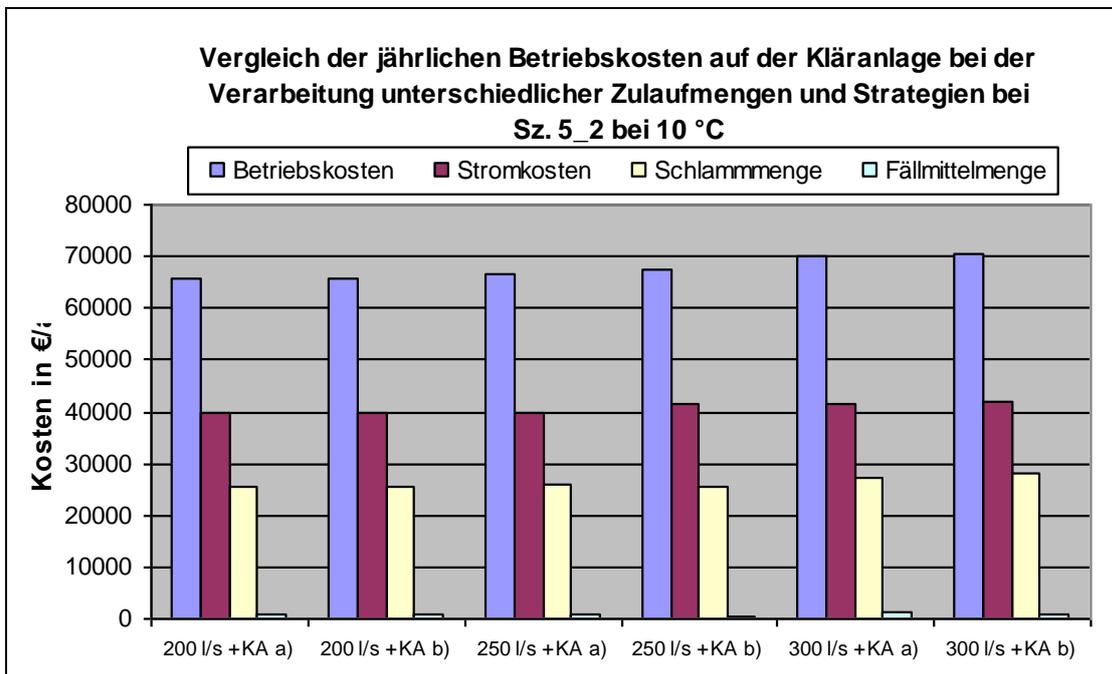
Bei den Analysen ist auch zu berücksichtigen, dass der 3h-Zyklus aufgrund der längeren Belüftung im Vergleich zum 4h-Zyklus eine geringere Denitrifikationsaktivität aufweist, wodurch höhere Nitratwerte resultieren. Diese längere Belüftung im 3h-Zyklus war aber notwendig, um eine ausreichende Nitrifikation zu gewährleisten. Ebenfalls ergibt die Erhöhung der Dekantiermenge höhere Ablaufwerte.

Bei der Betrachtung von verschiedenen Szenarien hat sich gezeigt, dass sich eine Erhöhung des Zuflusses in den Wintermonaten aufgrund der niedrigeren Abwassertemperatur eher ungünstig auf die Gesamtemissionen aus Kanalnetz und Kläranlage auswirkt. In Sommermonaten scheint eine generelle Erhöhung des Zuflusses sinnvoller zu sein.

Die Betriebskosten auf der Kläranlage steigen bei den hier untersuchten Szenarien (siehe auch 7.1.4.3) bei 10 und 18°C bei erhöhter Kläranlagenbeschickung geringfügig an (Abbildung 7-63, Abbildung 7-63). In Abbildung 7-63 und Abbildung 7-63 werden die hochgerechneten jährlichen Betriebs-, Strom-, Schlamm- und Fällmittelkosten der Anlage bei den drei verschiedenen Zulaufmengen gegenübergestellt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass der Regenwetteranteil bei den simulierten Szenarien hierbei über 50% liegt und nicht wie real bei ca. 20-30%. Daher eignen sich die auf ein Jahr hochgerechneten Kosten nur als Vergleich zwischen den drei verschiedenen Zulaufmengen. Die tatsächliche Steigerung der jährlichen Kosten wird eher geringer ausfallen, da auch der Regenwetteranteil in Realität geringer ist. Ersichtlich wird bei jeder

Abbildung allerdings, dass die Simulationen unter zusätzlicher Verwendung des 3h-Zyklus (KA a) i.R. geringere Betriebskosten ergeben, als wenn ausschließlich die Dekantiermenge stark erhöht wird (KA b)), ohne in den 3h-Zyklus zu wechseln (vgl. 7.3.2).

(a)



(b)

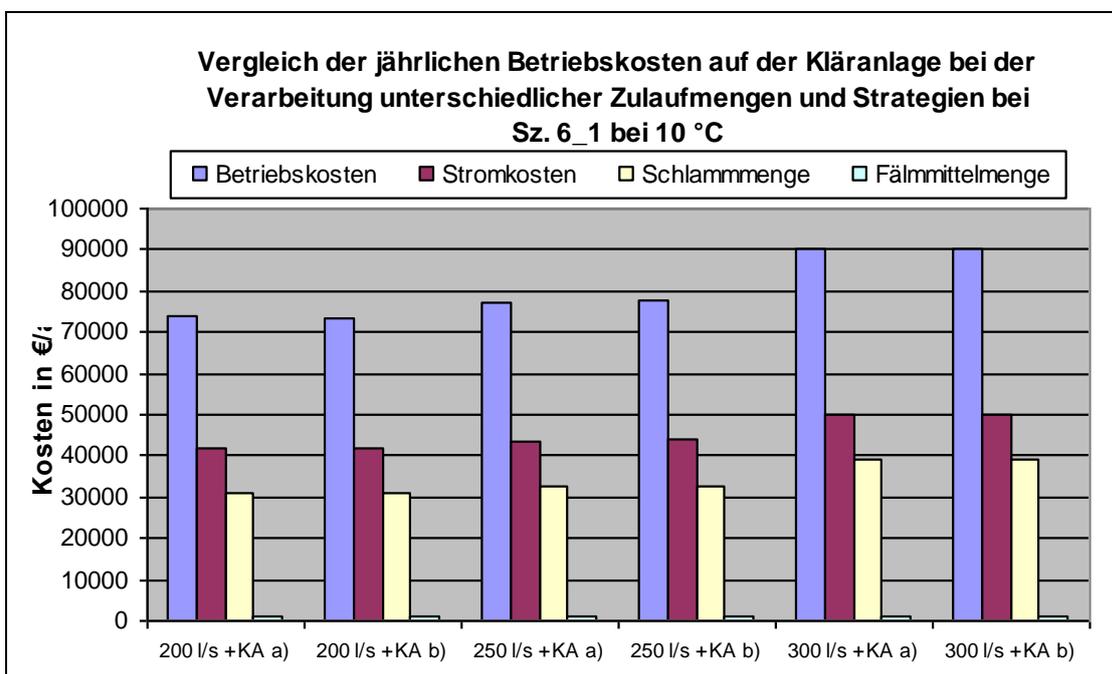


Abbildung 7-62: Vergleich der Betriebskosten bei unterschiedlichen Zulaufmengen und Reinigungsstrategien bei Szenario 5-2 (a) und 6-1 (b) bei 10°C (7.1.4.3); KA a): Emission Kläranlage bei Verwendung des 3h-Zyklus mit geringfügiger Erhöhung der Dekantiermenge; KA b): Emission Kläranlage ohne Verwendung des 3h-Zyklus mit starker Erhöhung der Dekantiermenge

Bei 10°C steigt die Belastung bei Szenario 5-2 bei der Verarbeitung von Zuläufen mit 300 l/s auf ca. 5.000 €/Jahr, bei Szenario 6-1 auf ca. 15.000 €/Jahr (Abbildung 7-62). Bei der Zulaufmenge von 250 l/s liegt die jährliche Belastung bei Szenario 5-2 nur bei ca. 1.000 €/Jahr im 3h-Zyklus und ca. 2000 €/Jahr bei Erhöhung der Dekantiermenge, d.h. die Belastung ist vergleichsweise gering, da der 3h-Zyklus anstelle des betriebskostengünstigeren 4h-Zyklus genutzt werden musste. Bei Szenario 6-1 liegen die Betriebskosten bei der Zulaufmenge von 250 l/s ca. 6.000 €/Jahr höher (Abbildung 7-62). Bei 18°C steigt die Belastung bei Szenario 5-2 bei der Verarbeitung von Zuläufen mit 300 l/s auf ca. 6.000 €/Jahr, bei 250 l/s auf ca. 5.000 €/Jahr (Abbildung 7-63). In der Regel sinken die Fällmittelmengen geringfügig ab, während die Schlammengen steigen. Der größte Beitrag zum Anstieg der Gesamtkosten wird durch die gestiegenen Stromkosten hervorgerufen. Dies liegt an den höheren Pump- und Belüftungskosten. Aufgrund dieser Ergebnisse ist eher von einer geringen jährlichen Mehrbelastung auszugehen, wenn Zulaufmengen bis zu 250 l/s auf der ZKA Spenge verarbeitet werden.

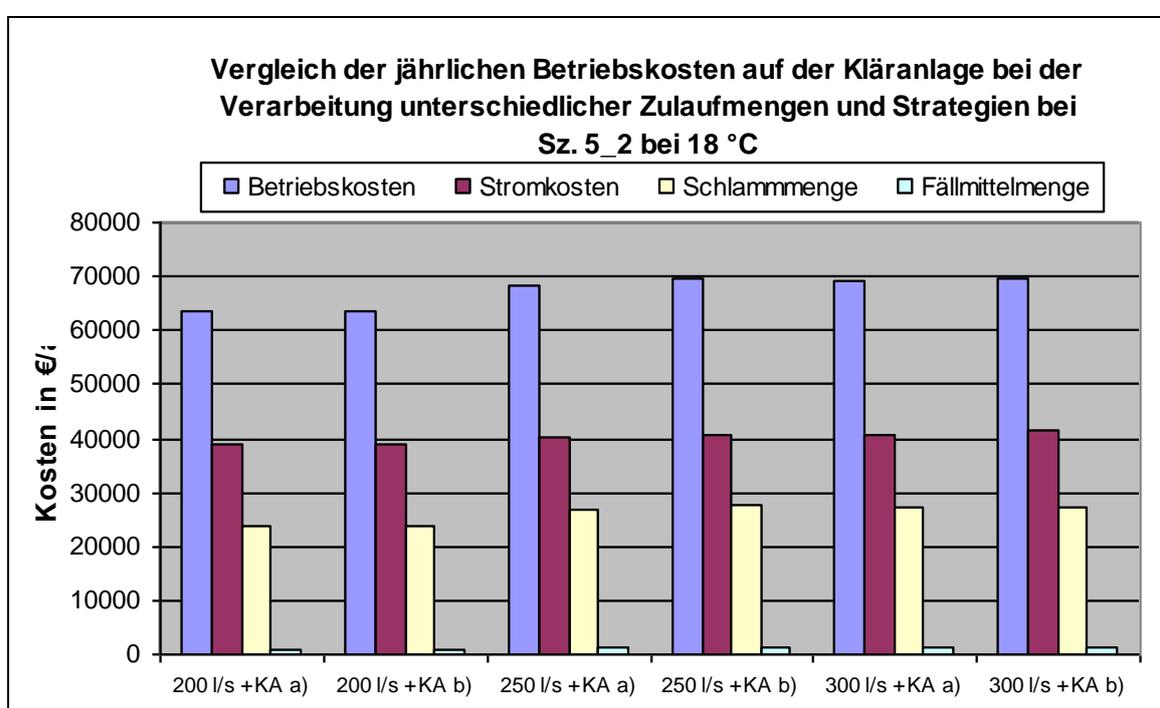


Abbildung 7-63: Vergleich der Betriebskosten bei unterschiedlichen Zulaufmengen und Reinigungsstrategien bei Szenario 5-2 (7.1.4.3) bei 18 °C; KA a): Emission Kläranlage bei Verwendung des 3h-Zyklus mit geringfügiger Erhöhung der Dekantiermenge; KA b): Emission Kläranlage ohne Verwendung des 3h-Zyklus mit starker Erhöhung der Dekantiermenge

### 7.4.3 Erkenntnisse integrierte Betrachtung Kanalnetz - Kläranlage

Zieht man zur Abschätzung des Verbesserungspotenzials bei einem integrierten Betrieb den derzeit gültigen Leitparameter Gesamt-CSB heran, zeigen sich Einsparpotenziale bei den Gesamtfrachten des CSB aus Mischwasserentlastungen und Kläranlagenabläufen von ca. 7 % (s. Abbildung 7-61). Eine erste Einschätzung anhand der CSB-Frachten kann zu der Beurteilung führen, dass sich der Aufwand eines integrierten Betriebes nur lohnt, wenn man die techni-

schen Voraussetzungen auf der Anlage anpassen kann. Gemeint sind dabei höhere Geschwindigkeiten der Dekanter beim Einsetzen von Regenereignissen, wodurch die Dekantiermenge gesteigert werden kann, und die Überprüfung des Betriebs im 3h-Zyklus. Dennoch ist die zusätzliche Erhöhung der Betriebskosten auf der Kläranlage zu berücksichtigen (Abbildung 7-63).

Für die Ammonium-Emissionen zeigt sich bei der Betrachtung von Einzelereignissen ein deutliches Potenzial zur Emissionsminderung bei. Aus Gewässersicht ist dies besonders in den Sommermonaten bedeutsam, da temperaturbedingt die Sauerstofflöslichkeit schlecht, die Umsatzraten der Organismen und somit die Sauerstoffzehrung jedoch hoch sind.

Insgesamt ist deshalb die ausschließliche Betrachtung der Gesamtfrachten des Leitparameters Gesamt-CSB als Beurteilungsparameter als wenig geeignet einzustufen, da das Emissionsminderungspotenzial durch die Betrachtung dieses Parameters nicht hinreichend wiedergegeben wird. Die stoffbezogene Auswertung hat ergeben, dass bei gelöst vorliegenden Stoffen wie dem Ammonium das Potenzial zur Reduzierung der Gesamtemissionen aus Kanalnetz und Kläranlage wesentlich größer ist. Die Wirksamkeit von Maßnahmen muss auch anhand der ereignisbezogenen Entlastung des Gewässers beurteilt werden. Dabei sind insbesondere die Reduktion von Entlastungshäufigkeit, Entlastungsspitzen und die Vermeidung kritischer Zustände im Gewässer zu beachten. Auch gilt es beim Vergleich der aus Kanalnetz und Kläranlage emittierten CSB-Frachten zu beachten, dass die Anteile des leicht abbaubaren CSB im Ablauf der Kläranlage deutlich geringer sind als im Entlastungsabfluss.

## **8 EMPFEHLUNGEN FÜR BETRIEBSSTRATEGIEN BEI DER GROSSTECHNISCHEN UMSETZUNG**

### **8.1 Kanalnetz**

#### **8.1.1 Fremdwassersituation**

Im Zufluss zur Kläranlage Spenge werden gelegentlich z.T. wesentlich höhere Zuflüsse als der Bemessungszufluss von 200 l/s beobachtet. Diese erhöhten Zuflüsse resultieren anscheinend vornehmlich aus den derzeit schlecht funktionierenden Drosselbauwerken direkt vor der Kläranlage.

Die Vermutung, dass mit einem erhöhten Fremdwasseranfall aus dem Trenngebiet „Bauernsiedlung“ zu rechnen ist, konnte im Rahmen der Messkampagne nicht bestätigt werden. Vielmehr stammt der erhöhte Zufluss eindeutig aus dem östlichen Strang zur Kläranlage. Eine separate Erfassung der Drosselabflüsse der beiden Trennbauwerke TB Martinsweg und TB Neuenkirchener Straße war leider aufgrund der baulichen Gegebenheiten nicht möglich.

Die detaillierte Untersuchung des Abflussgeschehens im Kanalsystem des Einzugsgebiets der KA Spenge hat gezeigt, dass der Fremdwasseranteil im Zufluss zur Kläranlage im Jahresmittel (Jahre 2003 bis 2005) bei ca. 50 % liegt, wobei ein hoher Unterschied des Fremdwasserabflusses zwischen Winter (FWA = 66 %) und Sommer (FWA = 37 %) liegt. Während der intensiven Messphase in 2005 konnte dieser große Unterschied allerdings nicht festgestellt werden. In diesem Jahr trat insgesamt ein eher geringer Fremdwasserzufluss auf. Nach Auswertung der Ergebnisse der intensiven Messkampagne ist festzustellen, dass die genauen Ursachen des Fremdwasseranfalls nicht geklärt werden konnten. Auch eine genauere Zuordnung zu einzelnen Örtlichkeiten punktueller oder lokal begrenzt besonders hoher Fremdwasserzuflüsse konnte aus dem gewonnenen Datenmaterial nicht sicher abgeleitet werden.

Entgegen der Vermutungen in der Antragsphase des Projektes konnte im Jahresmittel – zumindest für die ausgewerteten Jahre – mit 50 % zwar ein hoher, aber kein ungewöhnlich hoher Fremdwasseranteil im Kläranlagenzufluss festgestellt werden. Auffällig sind lange „Regennachlaufzeiten“ nach starken Regenereignissen. Hier kann es einige Tage dauern, bis der Trockenwetterabfluss wieder denselben Wert wie vor der Regenperiode erreicht hat.

Eine Auswertung der Kläranlagenzuflussdaten für 2006 und 2007 könnte hier zeigen, ob der Fremdwasseranfall ähnlich niedrig wie in 2005 ist, oder mit höheren Werten zu rechnen ist. Um die örtliche Variabilität des Fremdwasseraufkommens feststellen zu können, müssten länger andauernde zeitlich parallele Messungen in den verschiedenen Zuflusssträngen zur Kläranlage durchgeführt werden.

#### **8.1.2 Sonderbauwerke**

In Spenge sind mit den vorhandenen Entlastungsbauwerken insgesamt 6.100 m<sup>3</sup> Mischwasserbehandlungsvolumen vorhanden. Das große spezifische Volumen kann allerdings nicht voll ausgeschöpft werden, da die Drosselungen der Becken sehr inhomogen, an vielen Bauwerken auch sehr hoch, eingestellt sind. Da es sich hierbei allerdings um „gewachsene“ Vorgaben handelt bzw. oftmals aufgrund von Mindestabflussmengen an Drosselbauwerken unangepasste Abflüsse entstehen, sollte in erster Linie darauf geachtet werden, dass die Betriebsweisen auch tatsächlich den Soll-Vorgaben entsprechen. Im Rahmen der Messkampagne wurden so schon

an einigen Bauwerken die Drosseleinstellungen korrigiert. Dennoch sind die in der Langzeitsimulation ermittelte mittlere Entlastungsrate mit 24% und die Entlastungsfracht von 100 kg/ha aufgrund des hohen Beckenvolumens und des im Kanalnetz aktivierbaren Speichervolumens sehr gering.

Ein Problemfeld stellen derzeit die beiden Drosselbauwerke direkt vor der Kläranlage (TB Martinsweg und TB Neuenkirchener Straße) dar. Die Drosselung bei starken Regenereignissen funktioniert hier nur sehr unzuverlässig. Dieser Sachverhalt ist bekannt und ein Umbau der beiden Bauwerke zu einem neuen Drosselbauwerk ist schon länger angedacht. Will man den Zufluss der Kläranlage Jahreszeiten abhängig verändern (s.u.), wäre hier der Einbau einer Drosseleinrichtung mit variablem Drosselabfluss sinnvoll. Dann könnten für Sommermonate und Wintermonate verschiedene Abflüsse vorgegeben werden.

Als weitere offenbare Problempunkte im derzeitigen Betrieb wurden im Vorfeld der Untersuchungen die Regenklärbecken Ohsener Straße und Ragenbusch identifiziert. Diese werden derzeit mit Abflüssen bis zu 100 l/s entleert. Generell sollten die Regenklärbecken mit weit geringeren Abflüssen entleert werden, um Frachtspitzen im Zulauf zur Kläranlage, wie sie im Rahmen der Messkampagne registriert wurden, zu vermeiden. Laut Runderlass MUNLV (2004) können nicht ständig gefüllte Regenklärbecken auch mit ständigem Drosselabfluss zur Abwasserbehandlung betrieben werden. Eine solche Strategie hätte allerdings Einfluss auf die Bemessung von Regenüberlaufbecken.

### **8.1.3 Kläranlagenzuflusssituation – integrierte Betrachtung**

Die Kläranlage in Spenge wurde hydraulisch so ausgelegt, dass sie über den derzeitigen Bemessungszufluss von 200 l/s hinaus auch Zuflüsse von 250 l/s und in kurzfristigen Spitzen auch 300 l/s durchsetzen kann.

Deshalb wurde untersucht, wie diese erhöhten Zuflussstufen durch Drosselanpassungen aus dem Kanalnetz erreicht werden können und ob aus Emissionssicht eine Beschickung über den derzeitigen Bemessungszufluss hinaus sinnvoll ist.

In Spenge ist die Besonderheit gegeben, dass auf der Kläranlage zwei sehr große Pufferbehälter zur Verfügung stehen. Sowohl hydraulisch als auch stofflich wurde deshalb für die Zuflüsse aus dem Kanalnetz keine bestimmte Steuerungsphilosophie verfolgt. Die Pufferbehälter werden gezielt zur Regelung der innerhalb des DIC-SBR-Verfahrens „jeweils gewünschten Zuflusskonzentration“ genutzt. Für ein detailliertes Steuerungskonzept, um die sich quantitativ und auch geringfügig qualitativ unterscheidenden Zuflüsse aus den verschiedenen Hauptsammlern zeitlich gesteuert zur Kläranlage zu leiten, bestand demnach kein Erfordernis.

Vielmehr wurde ein Konzept mit statischen Anpassungen von wenigen Drosselabflüssen vorgeschlagen. Hier untersucht wurde die Erhöhung von Abflüssen am Becken 3, Becken 5, Becken 10 (mit Trennbauwerken TB-2 und TB-3), sowie dem internen Trennbauwerk TB-1. Eine Erhöhung von Drosselabflüssen am frachtmäßigen Entlastungsschwerpunkt Becken RÜB-2 wurde nicht untersucht, da kurzfristig keine Änderung des Drosselabflusses möglich ist, da die an das Becken anschließende Druckrohrleitung keine weitere Kapazitäten hat. Aufgrund des recht geringen Volumens des Beckens und des vergleichsweise stark gedrosselten Abflusses an dieser Stelle sollte eine mittelfristige Erhöhung der Abflüsse allerdings in Betracht gezogen werden.

Durch die Änderung von Drosselabflüssen an den genannten 4 Bauwerken können bei einem Zufluss von 250 l/s zur Kläranlage die Gesamtentlastungsfrachten aus dem Kanalnetz beim

CSB um 21 % und beim Ammonium sogar um 32 % im Vergleich zum IST-Zustand reduziert werden. Bei einer Erhöhung der Zuflüsse auf 300 l/s vermindern sich die Entlastungsvolumina zwar weiter, die Gesamtentlastungsfrachten werden aber nicht mehr merklich reduziert. Auch der optimale Kläranlagenzufluss auf der Basis von Gesamtfrachten aus Kanalnetz und Kläranlage ergibt sich in einem Bereich von 240 bis 260 l/s.

Aus der Betrachtung von verschiedenen Belastungsszenarien für die Kläranlage hat sich ergeben, dass eine erhöhte Beschickung der Kläranlage bei Belastungssituationen in denen eine geringe Abwassertemperatur vorliegt, lange Regendauern auftreten und ein hoher Fremdwasserzufluss zu erwarten ist, der Kläranlagenzufluss eher nicht erhöht werden sollte.

Deshalb wäre eine Strategie denkbar, bei der im Frühjahr bis Herbst (etwa April bis Oktober) die Abflüsse zur Kläranlage durch statischen Drosseländerungen auf 250 l/s erhöht wird und in den Wintermonaten der derzeitige Bemessungszufluss zur Kläranlage beibehalten wird.

In der Antragsphase wurde aufgrund des angenommenen sehr hohen Fremdwasseranfalls überlegt, ob die mögliche Höherbeschickung der Kläranlage gezielt zum Abarbeiten eines hohen Fremdwasseranfalls genutzt werden kann. Dies muss aus Sicht der detaillierten Kläranlagensimulation verneint werden, da ein hoher Fremdwasseranfall in der Regel bei niedrigen Abwassertemperaturen zu erwarten ist und hier eine Mehrbeschickung der Kläranlage nicht zu empfehlen ist. In den Sommermonaten ist jedoch auch ein erhöhter Fremdwasseranfall als langer Regennachlauf nach heftigen Regenereignissen zu beobachten. Bei solchen Ereignissen ist wie oben beschrieben eine höhere Beschickung der Kläranlage durchaus sinnvoll.

## 8.2 Kläranlage

### 8.2.1 Optimierung der Reinigungsleistung

Das RS-Verfahren wurde bereits auf Grund der positiven Simulationsergebnisse der Kläranlage Deuz und deren Bestätigung im Großversuch im Herbst 2005 eingeführt. Die zeitliche Entnahme des RS- und ÜS-Schlammes sollte ans Ende der Sedimentationsphase verlegt werden. Da die Pumpen bei einer zu starken Sogwirkung den Belebtschlamm mit zu viel abgepumptem Beckeninhalte verdünnen, sollten Vorversuche gemacht werden, wie lange die Pumpen im Betrieb sein können, bevor eine Verdünnung eintritt. Vorversuche auf der Anlage haben gezeigt, dass der Belebtschlamm ca. 20 bis 30 min abgepumpt werden kann, ohne dass durch die Sogwirkung eine starke Verdünnung des Schlammes hervorgerufen wird, so dass bei der Einführung der Optimierung keine Probleme zu erwarten sind.

Nach Beendigung der Erprobungsphase des veränderten RS-Verfahrens sollten die Optimierungsmaßnahmen in folgender Reihenfolge erfolgen:

- Einführung des neuen Typushöhenganges
- Einführung des Beschickungsverhältnisses in der 1. zur 2. Beschickung von 90 zu 10 im 8h Zyklus
- Einführung der temperaturabhängigen Anzahl der Belüftungsintervalle gemäß Tabelle 7-13 und Tabelle 7-14
- Einführung der  $\text{NH}_4$ -Begrenzung bei der Belüftung, soweit möglich Belüftung bei 0,2  $\text{NH}_4$  sofort abschalten, dabei die Zeitverzögerung des Permeats und der Analyse berücksichtigen
- Einführung der Nitratbegrenzung bei der Belüftung in Kombination mit einer Ammoniumbegrenzung, dabei die Zeitverzögerung des Permeats und der Analyse berücksichtigen, zwischen Sommer- Nitrat 5,5 mg/l und Wintereinstellung Nitrat ca. 4 mg/l differieren (auf Grund des höheren Mischwasseranteils im Winter liegen die Ablaufwerte tiefer)
- Vorziehen der 2. Beschickung im 8h-Zyklus um 15 min
- Einführung der optimierten Einstellungen für den 4h- und 3h-Zyklus und vorsichtige Erprobungsphase vor allem des 3h-Zyklus unter Aufsicht bei einem ausgelösten Simulationslauf auf der Anlage (Kap. 7.2.2.4)
- Sind alle Maßnahmen eingeführt, kann in der letzten Instanz im 6h-Zyklus das Verhältnis von 90 zu 10 getestet werden, da hier die Betriebskosten geringer waren als bei 80 zu 20, aber trotzdem ähnliche Ablaufwerte hatte.

Die Optimierungsschritte sollten einzeln hintereinander und jeweils nach einer gewissen Probezeit eingeführt werden. Dadurch können die Veränderungen einer Optimierungsmaßnahme beobachtet und dokumentiert werden. Dies nimmt zwar einen längeren Zeitraum in Anspruch, ermöglicht aber die Differenzierung der Auswirkungen einzelner Maßnahmen.

## 8.2.2 Optimierung der hydraulischen Leistung

Die Einführung der Optimierungsmaßnahmen sollte in folgender Reihenfolge erfolgen:

- Bewirtschaftung der Pufferbehälter 1 und 2: Zuerst den Pufferbehälter 1 bis ca. 2,8 oder 2,9m füllen, dann erst den Puffer 2 beschicken. Der Pufferbehälter 1 sollte möglichst nicht in den Puffer 2 überlaufen. Im Betrieb Betriebskosten vergleichen: 1. erst Puffer 2 leeren und 2. beide Puffer gleichzeitig leeren.
- Einführung erweiterter Sprungsignale wie z. B. Zulauf in 140 l/s, 0,5 mm/30 min Regenmengen oder ggf. Fernwirkdaten aus dem Kanalnetz für den Sprung vom 8h in den 6h-Zyklus sowie Erarbeitung von Signalen basierend auf den Höhenanstiegsdaten im Pufferbehälter 1 für alle Zyklen
- Aussetzen der 1. bzw. 2. Beschickung des ersten Reaktors nach einem Sprung sofern die Füllhöhe des Pufferbehälters 2 unterhalb von 1,0 bis 1,5 m liegt
- Einführung des optimierten Sprungs vom 8h in den 6h-Zyklus, vom 8h in den 4h-Zyklus, vom 6h in den 4h-Zyklus, sofern die Probephase der optimierten Einstellungen zur Reinigungsleistung im 4h-Zyklus abgeschlossen ist wie in Kap. 7.2.3.1
- Einführung des optimierten Sprungs vom 6h in den 3h-Zyklus und vom 4h in den 3h-Zyklus, sofern die Probephase der optimierten Einstellungen zur Reinigungsleistung im 4h- und 3h-Zyklus abgeschlossen ist wie in Kap. 7.2.3.1 beschrieben
- Steigerung der Dekantereintauchtiefe und/oder Erhöhung der Geschwindigkeit des Dekanters bei höheren, kritischen Zulaufmengen wie in Kap. 7.2.3.2 beschrieben, um die Dekantiermenge zu steigern

Auch hier sollten die Optimierungsschritte getrennt voneinander und jeweils nach einer gewissen Probephase eingeführt werden. Die Veränderungen durch die Optimierungsmaßnahme sollten dokumentiert werden, um sie mit den Simulationsergebnissen vergleichen zu können.

## 8.2.3 Automatische Änderung der Zeitzyklen nach einem Regenereignis

Auch hier sollten die Optimierungsschritte einzeln hintereinander und jeweils nach einer gewissen Probephase eingeführt werden. Dadurch können auch hier die Veränderungen einer Optimierungsmaßnahme beobachtet und dokumentiert werden. Das erlaubt Rückschlüsse über die Genauigkeit des Modells.

Die Einführung der Optimierungsmaßnahmen sollte in folgender Reihenfolge erfolgen:

- Einführung erweiterter Sprungsignale wie z. B. Regenmengen oder ggf. Fernwirkdaten aus dem Kanalnetz sowie Erarbeitung von Signalen basierend auf den Höhenanstiegsdaten im Pufferbehälter 1
- Einführung des optimierten Sprungs vom 4h in den 6h-Zyklus, vom 6h in den 8h-Zyklus wie in Kap. 7.2.4.1 beschrieben
- Einführung des optimierten Sprungs vom 3h in den 4h-Zyklus, sofern die Erprobungsphase zur Steigerung der Reinigungsleistung im 3h-Zyklus abgeschlossen ist wie in Kap. 7.2.4.1 beschrieben

### **8.3 Zwischenfazit**

In diesem Kapitel wurden Empfehlungen zu Optimierungsmaßnahmen gegeben. Es wurden ebenfalls Hinweise zur Art und Weise des Einführens der Optimierungsmaßnahmen aufgeführt. Dabei sollte bei der Einführung behutsam vorgegangen werden und die Maßnahmen nur getrennt und nach und nach etabliert werden. Eine Dokumentation aller Schritte zusammen mit den Auswirkungen erlaubt einen Vergleich mit den Simulationsdaten und gibt Auskunft über die Güte des Modells.

## 9 GROSSTECHNISCHE UMSETZUNG

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden nur die Möglichkeiten zur großtechnischen Umsetzung auf der Kläranlage Spenge untersucht und analysiert. Die großtechnische Umsetzung der Ergebnisse aus den Kanalsimulationen war nicht Bestand des Forschungsvorhabens.

### 9.1 Optimierung der Reinigungsleistung

Das RS-Verfahren wurde als erster Optimierungsschritt bereits im Herbst 2005 basierend auf den Ergebnissen der dynamischen Simulation der DIC-SBR-Anlage Deuz eingeführt. Es hat sich in der Erprobungszeit vorteilhaft bewährt. Die zeitliche Entnahme des RS-Schlammes wurde im Sommer 2006 basierend auf den hier gefundenen Simulationsergebnissen sowohl für den 8h- und 6h-Zyklus zusammen mit dem Überschuss-Schlammabzug ans Ende der Sedimentationsphase verlegt, weil die Optimierung der Bio-P-Elimination teilweise sogar besser war. Vorversuche auf der Anlage haben gezeigt, dass der Belebtschlamm ca. 20 bis 30 min abgepumpt werden kann, ohne dass durch die Sogwirkung eine starke Verdünnung des Schlammes hervorgerufen wird. Durch die zeitliche Verlagerung konnte der abgezogene Überschuss-Schlamm so stark konzentriert werden, dass die Zentrifuge anstelle von fünf Mal die Woche nur noch an 2-3 Tagen betrieben werden musste. Das trägt natürlich auch zur Senkung der Stromkosten bei, ein schöner Nebeneffekt, der durch die Simulation nicht direkt erfasst wurde. Beim 8h-Zyklus wurde die Bio-P nach der Einführung nochmals verbessert, da in nur 10 min insgesamt mehr Schlamm zurückgeführt werden konnte als vorher bei 30 min nach der 2. Beschickung. Dadurch wurde der positive Effekt des RS-Verfahrens verstärkt und dabei sogar weniger Energie benötigt. Im 6h-Zyklus kam es bei nur 5 min RS-Abzug in der Sedimentationsphase zu einer Verschlechterung der Bio-P-Elimination. Daher wurde die Länge schrittweise bis 10 bzw. 15 min RS-Abzug erhöht, wodurch wiederum eine Besserung der Bio-P-Elimination eintrat.

Nach Abschluss der Einführung der optimierten Einstellungen des RS-Verfahrens und Dokumentation der Veränderungen wurde der neue Typushöhengang eingeführt. Dies hatte zur Folge, dass der Zulauf stärker ausgeglichen wurde. Alle drei SBR-Reaktoren wurden nun viel einheitlicher beschickt als vorher. Der alte Typushöhengang führte nach einigen Tagen zu einem starken Ungleichgewicht in den Beschickungen zwischen den Reaktoren, wodurch ein Reaktor nur mit ganz wenig und ein anderer Reaktor mit ganz viel Fracht beladen wurde. Im letzteren Fall führt dies zu höheren Ablaufwerten. Im Betrieb musste daher dann der benachteiligte Reaktor manuell mehr beschickt werden, damit sich dieses Ungleichgewicht wieder für eine Zeit auflöste. Dies war nach Einführung des mit Hilfe der Simulation optimierten erarbeiteten Typushöhenganges nicht mehr notwendig. Die  $\text{NH}_4$ - und  $\text{PO}_4$ -Konzentrationen waren zwischen den Konzentrationen sehr ähnlich. Daher kann hier von einer guten Optimierung gesprochen werden.

Nach Beendigung der Erprobungsphase des Typshöhenganges wurde das Beschickungsverhältnis der 1. und 2. Beschickung im 8h-Zyklus im DIC-Betrieb von 80 zu 20 auf 90 zu 10 umgestellt. Eine Auswirkung auf die Nitratwerte konnte nicht beobachtet werden. Allerdings lagen die  $\text{PO}_4$ -Werte nun tiefer. Dies steht im Gegensatz zu den gefundenen Simulationsergebnissen, wonach die  $\text{PO}_4$ -Konzentration sogar stark steigt (Kap. 7.2.2.3). Das bestätigt die Annahme, dass die Bio-P-Elimination in diesem Modell die realen Vorgänge noch nicht ausreichend

widerspiegelt. Ein Grund könnte eine zu starke Phosphorrücklösung sein; dies müsste aber im Modell erst überprüft werden.

Als nächstes wurde die Belüftung im 8h- und 6h-Zyklus temperaturabhängig gemäß der Tabelle 7-13 eingeführt. Dabei konnte die Belüftung im 8h-Zyklus zwischen 12 °C und 18 °C sogar auf 1 Hochlastintervall und 2 Niedriglastintervalle gesenkt werden. Die anderen Einstellungen ergaben gute Übereinstimmungen, wodurch die Qualität des Modells bestätigt wird.

Die Ammoniumbegrenzung konnte nur bei zwei Reaktoren eingeführt werden, da die Onlinemessungen nur im doppelten Satz vorkommen. Ein Reaktor blieb daher ohne NH<sub>4</sub>-Begrenzung. Die simulationstechnische Ermittlung der genauen Anzahl von Belüftungsintervallen in Abhängigkeit der Temperatur hat sich hierbei als sehr hilfreich erwiesen, den Reaktor nahezu so ähnlich wie die anderen beiden Reaktoren zu betreiben, wodurch wiederum Energie eingespart werden kann. Die NH<sub>4</sub>-Abschaltung der Belüftung hat sich als durchaus geeignet bewährt und führt zu einer früheren Beendigung der Belüftung, wodurch Energie gespart wird.

Die Nitratbegrenzung der Belüftung wurde in der PLS hinterlegt und im 6h-Zyklus überprüft. In den Wintermonaten reichte dabei die Begrenzung auf 4 mg Nitrat/l aus und hat sich damit als weiteres geeignetes Werkzeug zur Reduktion der Belüftungsenergie erwiesen. Die Sommer-einstellung von 5,5 mg Nitrat/l konnte auf Grund der Jahreswitterung noch nicht überprüft werden.

Die Einführung der Belüftungsstrategien für den 4h- und 3h-Zyklus sind noch nicht abgeschlossen, so dass hier erst zu einem späteren Zeitpunkt Aussagen möglich sind.

Das Vorziehen der 2. Beschickung im 8h-Zyklus konnte auf Grund der Wetterbedingungen bisher nicht überprüft werden, da sich die Anlage überwiegend im 6h-Zyklus befand. Beim 6h-Zyklus haben die Simulationsergebnisse ergeben, dass die originale Einstellung am günstigsten war. Daher wurden auch im Betrieb keine Änderungen angestrebt.

## **9.2 Optimierung der hydraulischen Leistung**

Die Bewirtschaftung von Pufferbehälter 1 und 2 wurde bereits in der PLS so angelegt, dass sie flexibel in Abhängigkeit des Höhenstandes des Pufferbehälters 1 sowie der Leitfähigkeit und der Zulaufmenge gestaltet werden konnte. Daher war es kein Problem die hier gefundene optimierte Strategie zu überprüfen, wonach der Puffer 1 zuerst bis max. 2,9 m befüllt wird und dann erst der Puffer 2 beschickt wird. Die Maßnahme ist damit bereits einige Zeit in Betrieb und hat sich als durchaus praktikabel für die Mischwasserbeschickung erwiesen.

Für den Sprung in kürzere Zyklen wurden bereits variable Eigenschaften wie der Zulauf in m<sup>3</sup>/30 min und die Höhenstände vom Pufferbehälter 1 oder 2 zur Auswahl angelegt. Daher ist es kein Problem die hier gefundenen Daten für den Zulauf in m<sup>3</sup>/30 min und den Höhenstand des Pufferbehälters 2 auf die Anlage zu übertragen.

Die Einführung weiterer Variablen zum Auslösen eines vorzeitigen Sprungs in kürzere Zeitzyklen wie z.B. die Zulaufmenge in l/s, die Regenmenge in l/s und die Geschwindigkeit des Höhenanstiegs in Puffer 1 muß erst programmtechnisch in der SPS und PLS gelöst werden, bevor sie auf der Anlage zur Überprüfung gelangen könnten.

Die Maßnahme zum Aussetzen der 1. bzw. 2. Beschickung des ersten Reaktors nach einem Sprung sofern die Füllhöhe des Pufferbehälters 2 unterhalb von 1,0 bis 1,5 m liegt, könnte erst nach Änderung der SPS und PLS eingeführt und überprüft werden.

Die Steigerung der Dekantereintauchtiefe und/oder Erhöhung der Geschwindigkeit des Dekanters dient der Steigerung der Dekantiermenge und muss erst aus technischer Sicht geklärt werden, bevor die Maßnahme eingeführt werden kann.

### **9.3 Automatische Änderung der Zeitzyklen nach einem Regenereignis**

Zur Einführung erweiterter Sprungsignale wie z. B. Regenmengen oder ggf. Fernwirkdaten aus dem Kanalnetz muss die SPS und PLS erst erweitert werden, bevor sie auf der Anlage überprüft werden könnten.

Dies betrifft auch die Einführung des optimierten Sprungs in höhere Zeitzyklen, so wie die Maßnahme in Kap. 7.2.4.1 beschrieben ist. Beim automatischen Sprung in längere Zeitzyklen handelt sich um eine neue Strategie, die bisher auf noch keiner DIC-SBR-Referenzanlage der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH implementiert wurde. Auf den Anlagen wird der Sprung in längere Zyklen ausschließlich manuell durch den Betreiber selbst ausgelöst. Daher ist zur Einführung dieser Maßnahme noch Entwicklungsarbeit in der SPS und PLS notwendig.

### **9.4 Optimierungspotential**

Ein Vergleich der mittleren Monatswerte, ermittelt aus 24h-Mischproben einmal pro Woche in Acron, zeigt dass die  $N_{ges}$ -Ablaufwerte im Jahr 2006 nach Einführung von einigen Optimierungsmaßnahmen bis auf drei Ausnahmen immer tiefer liegen als im Vorjahr (Abbildung 9-1). Diese Veränderung resultiert auf Basis der Einführung des RS-Verfahrens im Herbst 2005, das die  $N_{ges}$ - und  $P_{ges}$ - Ablaufwerte senkt, was auch die Simulation gezeigt hat (Kap. 9.1). Weitere Optimierungen wurden auch vom Klärwerkspersonal selbst vorgenommen. Dazu gehört die Einführung des berechneten, hydraulischen Typushöhenganges, der Schritt für Schritt vom Klärwerkspersonal verbessert wurde, um die Ablaufwerte zu senken (Abbildung 7-14). Die weitere Senkung ab August 2006 basiert auf dem Einführen weiterer Maßnahmen aus Kap. 9.1 (Verlagerung des RS- und ÜS-Abzugs, frachtoptimierter Typushöhengang, Beschickungsverhältnis 90 zu 10 für den 8h-Zyklus, Belüftungseinstellungen).

Ein Vergleich der mittleren Monatswerte, ermittelt aus 24h-Mischproben einmal pro Woche in Acron, zeigt dass die  $P_{ges}$ -Ablaufwerte im Jahr 2005 auf tiefem Niveau stark schwanken, so dass hier kein Trend zu erkennen ist (Abbildung 9-2). Allerdings wird auch deutlich, dass nach Einführung des Beschickungsverhältnisses 90/10 im September 2006 die  $P_{ges}$ -Ablaufwerte nicht, wie das Modell prognostiziert hat, stark ansteigt (Kap. 9.1). Um diesbezüglich genauere Aussage treffen zu können, sollten die Ablaufwerte nach Abschluss der Einführung aller Optimierungsmaßnahmen noch weiterhin in Beobachtung bleiben.

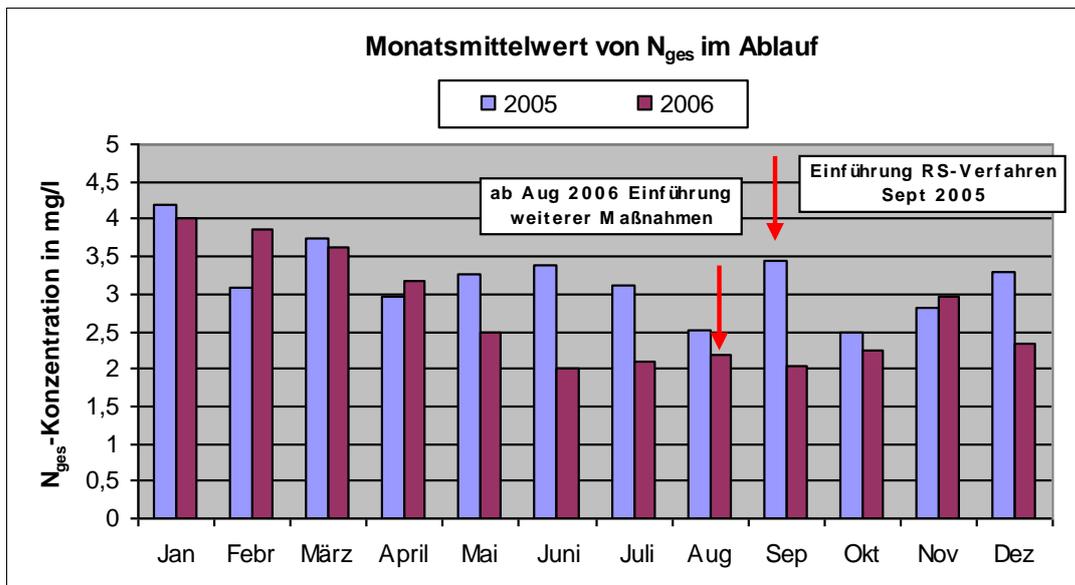


Abbildung 9-1: Vergleich der  $N_{ges}$ -Ablaufwerte in den Jahren 2005 und 2006 der Kläranlage Spenge als Auszug aus den Acrondaten

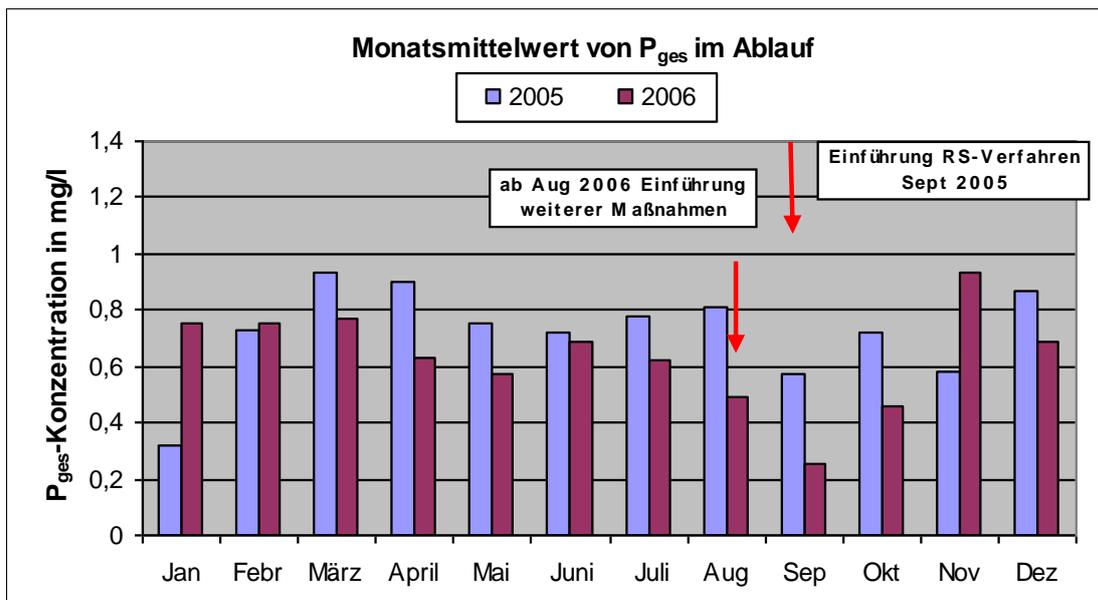


Abbildung 9-2: Vergleich der  $P_{ges}$ -Ablaufwerte in den Jahren 2005 und 2006 der Kläranlage Spenge als Auszug aus den Acrondaten

Tabelle 9-1 zeigt einen Vergleich der Acrondaten aus dem Jahr 2002 und 2003 für die alte Anlage und 2004 und 2005 für die neue Anlage. Das Jahr 2003 wurde nicht berücksichtigt, da hier beide Anlagen in Betrieb waren. In Tabelle 9-1 wird deutlich, dass die mittleren Zulaufwerte im Jahrgang 2005 und 2006 i.d.R. alle höher liegen als in den Vorjahren bei der alten Anlage. Die Gesamtzuflussmengen im Jahr 2005 und 2006 waren ebenfalls höher. Beides liegt an der Erweiterung der neuen Anlage. Trotz der höheren Belastung der Anlage in den Jahrgängen 2005 und 2006 liegen die Mittelwerte von den Abläufen alle tiefer als in den Vorjahren. Aufgrund der

unterschiedlichen Zulaufmengen ist aber ein direkter Vergleich der Daten nicht möglich. Daher wurden alle Zu- und Ablaufdaten in Frachten umgerechnet (Tabelle 9-2).

Tabelle 9-1: Auszug der Acrondaten der ZKA Spenge für 2002, 2003, 2005 und 2006

Jahresmittelwerte aus Acron*	N <sub>ges</sub>	NO <sub>3</sub>	NH <sub>4</sub>	P <sub>ges</sub>	BSB <sub>5</sub>	CSB
Zulauf mg/l						
2002 Altanlage	31,0	1,58	21	4,0	166	235
2003 Altanlage	42,1	1,04	32	6,9	189	339
2005	41,0	1,89	26	5,3	163	391
2006 teilloptimiert	45,3	1,79	28	6,7	236	547
Ablauf mg/l						
2002 Altanlage	10,9	7,5	1,2	1,0	10	29
2003 Altanlage	12,1	7,6	2,3	1,5	12	39
2005	3,2	1,8	0,2	0,7	8	28
2006 teilloptimiert	2,8	1,4	0,4	0,6	5	26
Jahresgesamtwerte aus Acron	Zulaufmenge m <sup>3</sup> /a	Trockenwettertage Anzahl Tage	Niederschlag mm/m <sup>2</sup>	Ablauf Trockenwetter m <sup>3</sup> /a	Ablauf Jahresschmutzwassermenge m <sup>3</sup> /a	Ablauf Temperatur Jahresmittelwert °C
2002 Altanlage	2908810	-	-	-	2908810	-
2003 Altanlage	1894606	-	-	-	1894606	-
2005	2394008	161	712	677149	2368538	13,7
2006 teilloptimiert	2434017	169	756	723960	2421876	13,8
* MW berechnet aus 24-Mischprobe/Woche						
DIC/RS-SBR-Anlage						

Tabelle 9-2: Auszug der Acrondaten der ZKA Spenge für 2002, 2003, 2005 und 2006 nach Umrechnung in Frachten

Frachten Jahresmittelwerte*	N <sub>ges</sub>	NO <sub>3</sub>	NH <sub>4</sub>	P <sub>ges</sub>	BSB <sub>5</sub>	CSB
Zulauf kg/a						
2002 Altanlage	90173	4596	60212	11752	482862	683570
2003 Altanlage	79725	1965	61006	13016	358081	641324
2005	98154	4525	62244	12640	390223	936057
2006 teilloptimiert	110139	4357	68152	16186	574428	1331407
Ablauf kg/a						
2002 Altanlage	31706	21758	3461	3025	29088	85228
2003 Altanlage	22925	14342	4433	2823	22735	73321
2005	7633	4393	589	1732	18953	67431
2006 teilloptimiert	6704	3481	1006	1542	12981	64096
Eliminationsraten in %	N <sub>ges</sub>	NO <sub>3</sub>	NH <sub>4</sub>	P <sub>ges</sub>	BSB <sub>5</sub>	CSB
2002 Altanlage	65		94	74	94	88
2003 Altanlage	71		93	78	94	89
2005	92		99	86	95	93
2006 teilloptimiert	94		99	90	98	95
Bedarfmittel aus Acron bezogen auf Jahresgesamtwerte und BSB <sub>5</sub>	Stromverbrauch kWh/kg BSB <sub>5</sub>	Schlamm naß m <sup>3</sup> /a	Schlamm entw. kg/kg BSB <sub>5</sub>	Fällmittel l/kg BSB <sub>5</sub>	Kalk kg/kg BSB <sub>5</sub>	Betriebskosten €/kg BSB <sub>5</sub>
2002 Altanlage	1,309	-	3,2	0,098	0,286	0,34
2003 Altanlage	1,218	-	3,5	0,102	0,293	0,35
2005	1,162	33052	3,3	0,090	0,191	0,32
2006 teilloptimiert	1,161	25198	2,2	0,088	0,355	0,27
Differenz = (MW aus 2002 und 2003) - (2006 teilloptimiert)						0,07
* MW berechnet aus 24-Mischprobe/Woche						
Differenz = 2005 - 2006 teilloptimiert						0,05
vom Klärwerk personal geschätzt						
DIC/RS-SBR-Anlage						
Mittlere Jahreskosten bei gemittelter BSB-Jahresfracht €/a						144019
Ersparnis bei gemittelter BSB-Jahresfracht €/a						34690
Ersparnis bei gemittelter BSB-Jahresfracht €/a						24587

Die oben beschriebene Tendenz bestätigt sich. Trotz höherer Zulauffrachten erzielt die neue Anlage sowohl in 2005 und 2006 bessere Eliminationsraten als die alte Anlage. Zudem wird ersichtlich, dass die Reinigungsleitung im Jahr 2006 – also nach Einführung einiger Maßnahmen – eine noch bessere Eliminationsrate aufweist. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich das RS-Verfahren nach der Einführung im Herbst 2005 innerhalb weniger Monate gut etabliert hat. Es wird aber auch deutlich, dass sich die  $P_{ges}$ -Ablaufwerte im Jahr 2006 auch nach Einführung von weiteren Maßnahmen nicht verschlechtert haben, obwohl gemäß dem Modell eine Erhöhung der  $P_{ges}$ -Ablaufwerte prognostiziert wurde. Dies spricht dafür, dass das Modell die Bio-P-Elimination noch nicht ausreichend darstellt.

Für eine Betriebskostenanalyse wurden die Kosten und Verbräuche auf ein kg  $BSB_5$  bezogen (Tabelle 9-2). Bei der Betrachtung der jährlichen Bedarfsmittel fällt auf, dass der Verbrauch außer bei der Kalkmenge in den Jahren 2005 und 2006 bei der neuen Anlage gesunken ist. Dies spiegelt sich auch positiv auf die gesamten Betriebskosten nieder. Danach liegen die Betriebskosten im Jahr 2006 nach Einführung von Optimierungsmaßnahmen im Vergleich zum Jahr 2005 ca. 25.000 € niedriger und im Vergleich zur alten Anlage ca. 35.000 € niedriger. Ein Teil der Ersparnis ist nicht nur auf das RS-Verfahren zurückzuführen, sondern auch schon auf die Einführung weiterer Optimierungsmaßnahmen ab August 2006. Die Schlamm- und Fällmittelmengen sind laut der Acrondaten im Jahr 2006 geringer. Dies deckt sich nicht mit den Ergebnissen der Simulation (Abbildung 7-41, Abbildung 7-42) und ist wiederum ein Hinweis dafür, dass die Modelleinstellung bezüglich der Bio-P-Elimination noch nicht optimal ist. Da noch nicht alle Maßnahmen Berücksichtigung fanden, kann in den kommenden Jahren eine noch bessere Bilanz erwartet werden.

Auf Grund der Ergebnisse kann bei der Kläranlage Spenge von einem großen Erfolg der dynamischen Simulation gesprochen werden. Dies macht auch im Allgemeinen das große Potential der Optimierung durch Simulationen von Kläranlagen deutlich. Durch die Senkung der Gesamtemission der Kläranlage tragen die Optimierungsmaßnahmen zur Verbesserung des Gewässerschutzes bei. Die Schlamm- und Fällmittelmengen sind gesunken und wirken sich positiv auf die Betriebskosten aus. Sinkende Fällmittelmengen wirken sich immer senkend auf den Schlammanfall aus, da nun geringere Fällmittelprodukte entstehen, die sich im Schlamm absetzen. Zusätzlich konnte die  $CO_2$ -Emission auf Grund des geringeren Stromverbrauchs gemindert werden, ein derzeit wichtiger Faktor für den Klimaschutz.

## 9.5 Zwischenfazit

In diesem Kapitel wurde beschrieben, welche der Empfehlungen bereits eingeführt und überprüft wurden.

Die meisten optimierten Maßnahmen zur Steigerung der Reinigungs- und hydraulischen Leistung der Kläranlage konnten ohne Probleme umgesetzt und eingeführt werden. Die Überprüfungen der eingeführten Strategien haben ergeben, dass fast alle simulierten Ergebnisse bestätigt wurden. Dies ist ein gutes Maß für die Güte des Kläranlagenmodells. Die eingeführten Maßnahmen haben insgesamt zu einer Verringerung der Gesamtemission und der Betriebskosten geführt, wodurch die Betriebsführung der Kläranlage verbessert und gesichert werden konnte.

Die Simulationsergebnisse bezüglich der Änderungen in der Phosphatkonzentration haben sich in Realität nicht bewiesen. Maßnahmen, die in der Simulation zu höheren Werten führten, wirkten sich in Realität eher gegensätzlich aus. Die Phosphatwerte wurden in diesen Fällen in Rea-

lität gesenkt. Dies bestätigt die Vermutung, dass das EAWAG-Bio-P-Modell die biologischen Vorgänge der Bio-P-Elimination noch nicht ausreichend darstellt oder die Kinetiken noch nicht gut eingestellt waren. Auf Grund der Ergebnisse ist auch von einer höheren Betriebskosteneinsparung auszugehen, da in Realität nicht nur der Stromverbrauch sinkt sondern auch die Fällmittelmenge und damit auch der Schlammanfall. Dies konnte anhand der Betriebsdaten aufgezeigt werden.

Auch wenn aus technischen Gründen Strategien zur erhöhten Mischwasserrückführung noch nicht umgesetzt wurden, so zeigt aber die gute Übereinstimmung von Simulation und großtechnischer Umsetzung für den IST-Zustand, dass die in der Simulation ermittelten Strategien für erhöhte Mischwasserrückführung große Erfolgsaussichten aufweisen.

## 10 FAZIT UND AUSBLICK

### ▪ **Datenerhebung und Messprogramme**

Während der Datenerhebung wurden die Einzugsgebiets- und Kanalnetzdaten sowie die Daten einiger Sonderbauwerke erfasst.

Die im Rahmen des Projektes durchgeführten umfangreichen Niederschlags-Abfluss- und Qualitätsmessungen haben einen enormen Beitrag zum Systemverständnis in der Kanalisation und auf der Kläranlage Spenge geliefert.

Erste Einschätzungen über das Betriebsverhalten von Entlastungsbauwerken in der Kanalisation konnten bereits durch die bauwerksspezifische Ermittlung von spezifischem Volumen und dem Faktor  $f_{s,QM}$  im Drosselabfluss der Bauwerke gewonnen werden. Eine solche Auswertung zeigt häufig – wie auch in Spenge –, dass Drosselabflüsse nicht „homogen“ an den Kläranlagenzufluss für die verschiedenen Bauwerke angepasst sind.

Durch **Abflussmessungen** in der Kanalisation bei Trockenwetter konnte neben der Größe des Trockenwetterabflusses auch typische Tagesgänge bei Trockenwetter erfasst werden. Außerdem dienten die Messungen zur Ermittlung des Fremdwasseranfalls. Der Fremdwasseranteil im Zufluss zur Kläranlage wurde im Mittel der Jahre 2003 bis 2005 mit 50 % ermittelt. Entgegen der Vermutungen in der Antragsphase des Projektes konnte im Jahresmittel – zumindest für die ausgewerteten Jahre – also ein hoher, aber kein ungewöhnlich hoher Fremdwasserzufluss festgestellt werden. Ein hoher Unterschied zwischen Winter- und Sommermonaten konnte bestätigt werden. Um die örtliche Variabilität des Fremdwasseraufkommens feststellen zu können, müssten länger andauernde zeitlich parallele Messungen in den verschiedenen Zuflusssträngen zur Kläranlage durchgeführt werden.

Die **Niederschlags-** und Abflussmessdaten bei Regenwetter konnten zunächst genutzt werden, um die Drosselung an einigen Bauwerken zu überprüfen und ggf. auf den Soll-Abfluss zu korrigieren. Aber auch die Abflussbereitschaft der angeschlossenen befestigten Flächen konnte für die spätere Modellanwendung abgeschätzt werden.

In Spenge konnte zusätzlich noch auf zahlreiche Messdaten – i.d.R. **Füllstandsmessungen** – von einigen Regenüberlaufbecken zugegriffen werden, die sogar schon im PLS der Kläranlage erfasst werden. Allerdings werden solche Betriebsdaten oft nicht kontinuierlich systematisch ausgewertet. Sie liefern erste wichtige Erkenntnisse über die Art der Betriebsweise der Bauwerke und geben Aufschlüsse über die Auslastung.

Durch umfangreiche **Qualitätsmessungen** konnten Erkenntnisse über Verschmutzungen im Gesamtabfluss und einem Zuflussstrang zur Kläranlage bei Trocken- und Regenwetter gesammelt werden.

Diese Messungen im Zufluss zur Kläranlage – also der Schnittstelle zwischen Kanalnetz und SBR-Kläranlage – wurden auch zur stofflichen Verifizierung des Schmutzfrachtmodells des Kanals als auch der Kläranlage herangezogen.

Die weiteren Qualitätsmessungen innerhalb des Kanalnetzes lieferten vertiefte Erkenntnisse zur Dynamik bei Mischwasserabfluss. Der Einsatz von Online-Messsonden im Kanalnetz hat sich zwar als sehr schwierig und aufwändig herausgestellt, es konnten aber dennoch hoch aufgelöste Konzentrationsverläufe im Kanalnetz über lange Dauer generiert werden. Insgesamt

können solche Online-Messungen im Kanalisationsnetz nur unter sehr hohem Wartungsaufwand durchgeführt werden. Außerdem sind zahlreiche stichprobenhafte Vergleichsmessungen zur Korrelation der gemessenen Sondenwerte (SAK, TS) mit Abwasserparametern erforderlich. In Überläufen von Entlastungsbauwerken sind Messungen mit Online-Sonden weitaus zuverlässiger möglich, dies war in Spenge aufgrund erschwerter Einbaubedingungen allerdings nicht möglich.

Die Daten aus der technischen Dokumentation der Bedienungs- und Wartungsanleitung und der Lagepläne, die beide von der Firma LimnoTec Abwasseranlagen GmbH erstellt wurden, konnten zur Erstellung der Kläranlagenmodelle genutzt werden.

Bei den sechs durchgeführten Intensivmesskampagnen wurden zwei Messkampagnen mit Messungen im Zulauf der Anlage, im Zulauf zu dem Leitreaktor, in dem Leitreaktor und den Abläufen durchgeführt und für die Kalibrierung und Validierung des Kläranlagenmodells genutzt. Jeweils zwei Messkampagnen dienten der Ermittlung von Trockenwetter- und Regenwettereigenschaften im Zulauf. Diese Daten wurden zur Fraktionierung von geeigneten Zuläufen für das Kläranlagenmodell verwendet. So war es für die Studien unerlässlich sowohl Trocken- als auch Regenwetterbedingungen zu analysieren, welche basierend auf den real gemessenen Zuläufen untersucht wurden.

Es wurde gezeigt, dass die mittleren Tageszulaufwerte gerade bei Regenwetterbedingungen mit vorher länger anhaltenden Trockenperioden über dem Bemessungswert von 22.500 EW liegen. Die 2h-Zulaufmischproben bei Trocken- und Regenwetter zeigten ebenfalls charakteristische, tägliche Frachtzuläufe, die für die Simulation verschiedener Strategien genutzt werden konnten. Zudem ergaben die dokumentierten Zulaufmengen charakteristische und kläranlagen-spezifische Verläufe, die ebenfalls als Grundlage für Optimierungsstrategien auf der Kläranlage zum Einsatz kamen.

Die Ermittlung einiger kinetischer und stöchiometrischer Parameter erbrachte große Vorteile bei der Kalibrierung und Validierung der Kläranlagenmodelle.

Insgesamt sind umfangreiche Messungen immer zu empfehlen, da ohne eine grundsätzliche Systemkenntnis keine zuverlässigen Optimierungsstrategien erarbeitet werden können.

#### ▪ **Simulationsmodelle**

Um das ökologische und ökonomische Potenzial eines integrierten Ansatzes abschätzen zu können, wurden detaillierte Modelle von Kanalnetz und Kläranlage erstellt. Alle Erkenntnisse aus der Messphase und die entsprechend aufbereiteten Daten konnten zur Verifizierung der Simulationsmodelle herangezogen werden.

Zur Erarbeitung von verschiedenen Strategien für verschiedene Belastungssituationen auf der Kläranlage oder der Abschätzung von Auswirkungen durch Veränderungen im Kanalnetz sind Simulationsmodelle unverzichtbar. In Spenge wurde, insbesondere aus Sicht der SBR-Technologie und der Betriebsführung von zwei Pufferbehältern bei integriertem Betrieb von Kanalnetz und Kläranlage, Neuland betreten, vor allem auch für die Bereiche der Mess-, Steuerungs- und Regelungstechnik. Dies machte es erforderlich, dass zunächst vertiefte Kenntnisse über das zu erwartende Betriebsverhalten von Kanalnetz und Kläranlage gewonnen werden, bevor großtechnische Versuche durchgeführt werden.

Mit simulationstechnischer Nachbildung der Gegebenheiten wird vermieden, dass es im Rahmen von Versuche in der Großtechnik zu Gewässerbeeinträchtigungen kommen kann. Darüber hinaus sind mit der Durchführung halb- oder großtechnischer Versuche erhebliche Kosten verbunden. Mittels Simulationsstudien ist es möglich, dass Regelstrategien kostengünstig und ohne Gefahr für das Gewässer zunächst am Computer entwickelt und getestet werden.

Durch die gute Datenlage in Spenge konnte ein sehr detailliertes **Modell zur Schmutzfrachtsimulation** mit dem Schmutzfrachtmodell KOSMO aufgestellt werden. Schmutzfrachtmodelle werden häufig nicht an die real auftretenden Verhältnisse angepasst, da sich die Anwendung zur Nachweisführung der Mischwasserbehandlung häufig auf relative Vergleiche bezieht. Im vorliegenden Projekt wurde das aufgestellte Modell nicht nur hydraulisch sondern auch stofflich verifiziert. Die komplexen Fließvorgänge im Zulaufbereich der Kläranlage Spenge konnten dadurch detailgetreu nachgebildet werden. Sollen mit den im Modell erzeugten Abfluss- und Konzentrationsganglinien bei Trocken- und Regenwetter auch Strategien auf der Kläranlage erarbeitet werden, ist eine solche umfangreiche Verifizierung erforderlich.

Zur dynamischen **Simulation der SBR-Kläranlage** wurde die Software SIMBA<sup>®</sup> 4.2 vom ifak - Institut für Automation und Kommunikation e.V. Magdeburg sowie MATLAB<sup>®</sup> 6.1 und Simulink<sup>®</sup> von the Mathworks, inc. genutzt. Dabei wurde die noch wenig untersuchte, kombinierte ASM3-EAWAG-BioP-Matrix verwendet. Diese Matrix umfasst die sehr ausführliche Darstellung von Nitrifikations-, Denitrifikations- und zusätzlich von Bio-P-Eliminationsvorgängen, wie sie in den SB-Reaktoren stattfinden. Zudem simuliert die ASM3-Matrix Speichervorgänge, die u.a. im Pufferbehälter 1 vorkommen. Das kombinierte Modell erlaubt die Beurteilung der Gesamtemission von  $CSB_{ges}$ ,  $BSB_{ges}$ ,  $N_{gesanorg}$ ,  $NO_3$ ,  $NH_4$  und  $P_{ges}$  und ermöglicht zudem zum ersten Mal eine umfassende Betriebskostenanalyse, die die Strom-, Schlamm- und Fällmittelkosten berücksichtigen. Dies wird im Besonderen bezüglich der Klimaschutz- und  $CO_2$ -Emmissionsdiskussion zukünftig von großer Bedeutung sein. Die Messkampagnen zur Fraktionierung des Zulaufs sind zudem im Vergleich zum ASM2d einfacher und noch kostengünstiger als bei ASM1 oder ASM2d.

So konnte auf grund der gesammelten Daten ein **Gesamtkläranlagenmodell** bestehend aus den drei SB-Reaktoren und der beiden Pufferbehälter jeweils basierend auf einem dreischichtigen SBR-Block in SIMBA<sup>®</sup> 4.2 erstellt werden, wobei alle regeltechnischen Strategien mit Hilfe von Simulinkblöcken integriert wurden. Die Wahl des SBR-Blocks hat sich während der Studien als vorteilhaft bewährt. Auf grund der Größe des Modells kam es aber zu zu langen Berechnungszeiten. Daher wurde für die Kalibrierung ein **Kalibrierungsreaktormodell** nur bestehend aus dem Leitreaktor programmiert, um die Kalibrierung und Validierung zu verkürzen. Dies hat sich als eine sehr zeitverkürzende Vorgehensweise erwiesen. Zudem erlaubte diese Vorgehensweise eine sehr gute Einstellung der Übereinstimmung in den internen Vorgängen und in den Ablaufwerten. Mit Hilfe des neu programmierten Konvertierungsblocks- und Beschickungspumpwerks im Gesamtmodell konnte die ZKA mit Hilfe der Simulation auch in integrierter und hydraulischer Hinsicht sehr gut abgebildet werden.

Der Belebtschlamm der ZKA Spenge zeichnete sich durch sehr niedrige Sterberaten der heterotrophen, autotrophen und BioP-Bakterien aus. Außerdem ist die hohe Wachstumsrate der autotrophen Organismen und der geringe KNH auffällig. Diese spezifischen Kinetiken an sich erklären zum Teil schon die gute Reinigungsleistung des Belebtschlammes der ZKA Spenge. Die Kinetiken bestätigen damit die Ergebnisse weiterer SBR-Anlagen, bei denen ähnliche Kinetiken gefunden wurden.

## ▪ **Simulationsstudien und Strategien**

Die Simulationsstudie lieferte zahlreiche Erkenntnisse, die nicht ausschließlich nur für das betrachtete Projektgebiet von Interesse sind.

Die **Schmutzfrachtsimulation** hat gezeigt, dass eine mittlere Entlastungsrate von 24 % in Spenge zu erwarten ist. Der sehr geringe Wert resultiert einerseits aus dem insgesamt hohen Speichervolumen der RÜB von ca. 48 m<sup>3</sup>/ha A<sub>E,b</sub>. Andererseits sind die Drosseln an den meisten Becken sehr hoch eingestellt, was eine sehr geringe Entlastungstätigkeit verursacht. Weiterhin kann im größtenteils flachen Kanalnetz bei Regenereignissen Kanalvolumen aktiviert werden. Die einzelnen Becken scheinen hierbei insgesamt relativ ungleichmäßig ausgelastet zu sein. Als Entlastungsschwerpunkte wurden drei Bauwerke (RÜB 2 Lenzinghausen, RÜB 5 Friedhof und RÜB 10 KA Spenge) identifiziert.

Die Untersuchung von erhöhten Kläranlagenzuflüssen von derzeit 200 l/s ( $f_{S,QM} = 8,4$ ) über 250 l/s ( $f_{S,QM} = 10,8$ ) zu 300 l/s ( $f_{S,QM} = 13,2$ ) hat gezeigt, dass erhöhte Drosselabflüsse aus Kanalnetz-Sicht in allen betrachteten Belastungsparametern positiv auf das Gewässer auswirken. Entlastungsvolumen und -frachten können in entscheidendem Maß verringert werden (z.B. bei  $Q_M = 250$  l/s die CSB-Fracht um 21 %, NH<sub>4</sub>-N-Fracht um 32 %). Auch die Anzahl der Entlastungsereignisse verringert sich merklich und damit können kleinere Entlastungsereignisse ganz vermieden werden. Aufgrund ungünstiger Mischungsverhältnisse können die Entlastungskonzentrationen gerade bei solchen Ereignissen sehr hoch sein.

Eine Erhöhung des Abflusses über 250 l/s hinaus hat allerdings keine weitere deutliche Verbesserung mehr gebracht. Auch die Betrachtung der jahresbezogenen **Gesamtemissionen aus Kanalnetz und Kläranlagenablauf** hat bei einem Bereich für den Kläranlagenzufluss von etwa 250 l/s ein Optimum gezeigt. Bezogen auf das Gesamtsystem können dann bei Regenwetter jährlich 8% der CSB-Emissionen und sogar 27 % der Ammonium-Frachten eingespart werden.

Die Simulationsstudien der Kläranlage wurden grob unterteilt in die Optimierung der Reinigungs- und die Optimierung der hydraulischen Leistung. In ca. 500 Simulationsanalysen im Kläranlagenmodell konnten in beiden Bereichen Optimierungsstrategien entwickelt werden.

Für die Optimierung bei Trockenwetterbedingungen diente die Einstellung des geeigneten täglichen Frachtausgleichs, der mit Hilfe des Pufferbehälter 1 bewerkstelligt wurde. Bei der Optimierung des RS- und SBR-Verfahrens, der Belüftung und der Zyklusstrategie dienten die Messanalysen der Zuläufe aus Hochlastsituationen bei Regenwetterbedingungen, die nach langen Trockenperioden auftraten. Durch die Dokumentation der Emission und der Betriebskosten war es möglich, geeignete Strategien für die Einführung auf der Anlage auszuwählen.

Die hydraulische Optimierung der Anlage wurde u.a. mit Hilfe speziell erstellter Regenereignisse aus der Schmutzfrachtsimulation und realen Zulaufmengen während verschiedener Regenereignisse untersucht. Die Ergebnisse haben neue Erkenntnisse zur Optimierung von SBR-Anlagen ergeben. Es konnten geeignete Merkmale ermittelt werden, die einen Sprung in kürzere Zeitzyklen auslöst, um die hydraulische Leistung der Anlage zu erhöhen. Dabei kann die Emission von SBR-Anlagen ohne höhere Betriebskosten gesenkt werden, wenn der Spülstoß möglichst lange in längeren Zeitzyklen mit besserer Reinigungsleistung abgearbeitet wird. Die Erhöhung der Dekantiermengen geht einher mit der Steigerung von Ablaufwerten und der Betriebskosten und sollte daher weniger zur Steigerung der hydraulischen Leistung eingesetzt werden.

Weitere Emissions- und Betriebskostensenkungen lassen sich durch den rechtzeitigen Sprung zurück in längere Zeitzyklen nach dem Ende eines Regenereignisses hervorrufen.

Simulationsstudien zur Bewirtschaftung der beiden Pufferbehälter haben ergeben, dass es günstiger ist, erst den Puffer 1 fast voll zu füllen und dann erst den Puffer 2. Zudem ist es etwas kostengünstiger zunächst den Puffer 2 vor dem Puffer 1 zu entleeren, die Ablaufwerte sind dabei gerinfügig höher, als wenn beide Pufferbehälter gleichzeitig entleert werden.

Ein erhöhter Mischwasserzufluss über den derzeitigen Bemessungszufluss von 200 l/s hinaus tritt derzeit im IST-Zustand gelegentlich – augenscheinlich wegen schlecht funktionierender Drosselbauwerke – auf der Kläranlage auf. Bei den Simulationsstudien konnte die ZKA Spenge einen Zulauf bis zu 270 l/s mit den Standardeinstellungen problemlos abarbeiten. Darüber hinaus konnten je nach Regenereignis durch zusätzliche Aktivierung des 3h-Zyklus und/oder Erhöhung der Dekantiermengen teilweise bis zu 300 l/s durchgesetzt werden.

Die Betrachtung von höheren Zuflüssen durch eine Erhöhung der Drosselabflüsse an maßgebenden Bauwerken – bei ordnungsgemäßer Funktionsweise der Drosseln – zeigte, dass erhöhte Beschickungen unter nur geringer Erhöhung der Betriebskosten abgearbeitet werden können. Es lässt sich allerdings ableiten, dass bei Belastungssituationen, in denen eine geringe Abwassertemperatur vorliegt, lange Regendauern auftreten und ein hoher Fremdwasserzufluss zu erwarten ist, eine Beschickung der Kläranlage über die derzeitigen 200 l/s hinaus eher nicht stattfinden sollte. In den Sommermonaten dagegen und bei zu erwartenden geringen Regendauern in den Wintermonaten kann durchaus der Zufluss zur Kläranlage erhöht werden. Aus Gewässersicht ist dies besonders im Sommer bedeutsam, da bei hohen Temperaturen die Sauerstofflöslichkeit eher schlecht ist. Die Sauerstoffzehrung ist demgegenüber jedoch erhöht, da die Umsatzraten der Organismen hoch sind.

#### ▪ **Großtechnische Umsetzung**

Die meisten optimierten Maßnahmen zur Steigerung der Reinigungs- und hydraulischen Leistung der Kläranlage konnten ohne Probleme umgesetzt und eingeführt werden. Die Überprüfungen der eingeführten Strategien haben ergeben, dass fast alle simulierten Ergebnisse bestätigt wurden. Dies ist ein gutes Maß für die Güte des Kanal- und Kläranlagenmodells. Die eingeführten Maßnahmen haben insgesamt zu einer Verringerung der Gesamtemission und der Betriebskosten geführt, wodurch die Betriebsführung der Kläranlage verbessert und gesichert werden konnte. Es gab nur Abweichungen bei den  $P_{ges}$ -Ablaufwerten, die sich in der Simulation und Realität teilweise konträr verhielten. Daher empfehlen wir die Überprüfung des EAWAG-BioP-Moduls.

Nach Einführung der meisten Optimierungsmaßnahmen konnte eine gesteigerte Eliminationsrate und eine jährliche Betriebskosteneinsparung von 25.000 €/a ermittelt werden. Da noch nicht alle Maßnahmen eingeführt wurden, sind hier noch höhere Werte zu erreichen.

Auch wenn aus technischen Gründen Strategien zur erhöhten Mischwasserbeschickung noch nicht umgesetzt wurden, so zeigt die gute Übereinstimmung von Simulation und großtechnischer Umsetzung für den IST-Zustand, dass die in der Simulation ermittelten Strategien für erhöhte Mischwasserbeschickung große Erfolgsaussichten aufweisen.

- **Ausblick**

In diesem Forschungsvorhaben konnte beeindruckend das große Potential von integrierten, dynamischen Simulationen dargelegt werden. Durch dynamische Simulationen wird vermieden, dass es im Rahmen von Versuchen in der Großtechnik zu Gewässerbeeinträchtigungen kommen kann. Darüber hinaus wären mit der Durchführung halb- oder großtechnischer Versuche erhebliche Kosten verbunden. Aufgrund der statistischen Aussagekraft über die Wirkung müssen großtechnische Versuche auch über einen langen Zeitraum beobachtet werden. Mit Hilfe der Simulation können vor der großtechnischen Umsetzung sehr viele Optimierungsstrategien unter gleichen Bedingungen kostengünstig und ohne Gefahr für das Gewässer am Computer getestet und verglichen werden. So wirkten sich die mit Hilfe der Simulation erarbeiteten Optimierungsstrategien auf der ZKA Spenge positiv auf die Eliminationsraten aus, wodurch die Gewässer zukünftig weniger belastet werden. Zudem führten diese Maßnahmen zur Senkung der Stromkosten, der Schlamm- und der Fällmittelmengen; aus Klimaschutzgründen ein wertvoller Beitrag zur Senkung der CO<sub>2</sub>-Emission.

Des Weiteren konnte bei der integrierten Betrachtung gezeigt werden, dass SBR-Anlagen mit Hilfe einer geeigneten Steuer- und Regeltechnik durchaus in der Lage sind gesteigerte Zulaufmengen von – im Anwendungsbeispiel von Spenge – bis zu  $10 Q_{S,aM} + Q_{F,aM}$  problemlos zu verarbeiten. Außerdem weisen SBR-Anlagen sehr gute Reinigungsleistungen auf, die in der Regel besser sind als bei konventionellen Anlagen. Auch bezüglich der Betriebskosten stellen SBR-Anlagen eine lohnende Alternative zu Durchlaufanlagen dar.

## LITERATURVERZEICHNIS

**Alex, J.; Risholt, L.P.; Schilling, W. (1999):** Integrated modelling system for simulation and optimization of wastewater systems. 8<sup>th</sup> International Conference of Urban Storm Drainage (ICUSD), Sydney Australia, Proceedings, Volume 1, pp. 1553-1560, Pergamon by Elsevier Science Ltd., Great Britain

**Ardern, E. (1927):** The Activated Sludge Process of Sewage Purification. J. Soc. Chem. Ind. 46, S. 822, 1927

**ATV (1992):** ATV-Arbeitsblatt A128 „Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regentlastungen in Mischwasserkanälen“, Abwassertechnische Vereinigung (ATV), 1992, Hrsg., Hennef

**ATV (1997a):** Merkblatt ATV - M 210 „Belebungsanlagen mit Aufstaubetrieb“, Abwassertechnische Vereinigung ATV, Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA) (Vertrieb), Hrsg., Hennef

**ATV (1997b):** Auswirkungen der Mischwasserbehandlung auf den Betrieb von Kläranlagen. Arbeitsbericht ATV-Arbeitsgruppe 2.12.1. In: Korrespondenz Abwasser, Heft 8, S. 1419-1428

**ATV-DVWK (2001):** ATV-DVWK-Merkblatt M 177 „Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen – Erläuterungen und Beispiele“, ATV-DVWK Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., 2001, Hennef

**ATV-DVWK (2003A):** ATV-DVWK-Arbeitsblatt A198 „Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen“, April 2003

**ATV-DVWK (2003):** ATV-Arbeitsblatt A131 „Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen“, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hrsg., Hennef

**ATV-DVWK (2003A):** Fremdwassersituation in Deutschland, Arbeitsbericht der Arbeitsgruppe ES-1.3 „Fremdwasser“, KA – Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall, Jahrgang 50, Nummer 1, S. 70-81

**Avcioglu, E.; Orhon, D. and Sözen, S. (1998):** A new method for the assessment of heterotrophic endogenous respiration rate under aerobic and anoxic conditions. Water Science and Technology, Vol. 38, No. 8-9, pp. 95 – 103

**Bazzurro, N.; Gallea, A. and Lasagna, C. (1999):** Integrated planning and management of urban drainage, wastewater treatment and receiving water system: the experience of AMGA, 8<sup>TH</sup> International Conference of Urban Storm Drainage, Proceedings, Volume 1, pp. 340-348, The Institution of Engineers, Australia

**Bebendorf G. (2005):** Überarbeitung des Schmutzwassergeneralentwässerungsplanes unter Berücksichtigung der Fremdwasserzuflüsse, IKT-Forum Fremdwasser Nord 11 Juni 2002 Neumünster

**Bever, J. und Durchschlag, A. (1997):** Minimierung der Gesamtemission aus Kanalnetz und Kläranlage mittels Simulationsrechnung, KA-Korrespondenz Abwasser, Heft 3/97, 44. Jahrgang, S. 449-457, GFA – Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (Hrsg. und Verlag), Hennef

**Bornemann, C.; Londong, J.; Freund, M.; Nowak, O.; Otterpohl, R. und Rolfs, T. (1998):** Hinweise zur dynamischen Simulation von Belebungsanlagen mit dem Belebtschlammmodell Nr. 1 der IAWQ. Korrespondenz Abwasser 45 (3), S. 455 - 462

**Brombach, H. (2002):** Abwasserkanalisation und Regenbecken im Spiegel der Statistik. KA – Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall, Jahrgang 49, Nummer 4, S. 444-452, 2002, GFA, Bad Hennef

**Bruns, J. (1999):** Dynamische Koppelung von Regenwasserbehandlung und Abwasserreinigung bei Mischwasserzufluss, Dissertation, Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 151, Institut für Siedlungswasserbau, Wassergüte- und Abfallwirtschaft, Universität Stuttgart, Oldenbourg-Verlag, München

**Demoulin, G., Goronszy, M., Amerer, L. (1996):** Parallelbetrieb eines zyklischen und eines konventionellen Belebtschlammsystems auf der Kläranlage Großarl. In: Korrespondenz Abwasser Heft 43, S 1416-1425

**Deneke, M.; Massanek, M.; Brei, M. (1999):** Veränderung der Abwasserzusammensetzung bei der systembedingten Pufferung des Abwassers beim DIC-SBR-Verfahren, Inbetriebnahme der KA Porta Westfalica / Nammen, Fachhochschule Bielefeld, Bielefeld

**Dittmer U., Leinweber U., Schmitt T.G. (2001):** Fremdwasser - Herkunft, Mengen, Auswirkungen. 16. Erfahrungsaustausch der Städte und Gemeinden bis 30.000 Einwohner im ATV-DVWK Landesverband Hessen/ Rheinland-Pfalz/ Saarland, 26. April 2001 in Koblenz

**Dockhorn, T. (1999):** Vergleichende Untersuchungen zur weitergehenden Abwasserreinigung in unterschiedlichen Reaktorsystemen, 4. GVC-Abwasserkongress Verfahrenstechnik der Abwasser- und Schlammbehandlung, Band 2, VDI-Gesellschaft Verfahrenstechnik und Chemieingenieurwesen (Hrsg.), S 645-658, Fuck Druck, Koblenz

**Döllner, J.; Helmreich, B.; Wilderer, P. A. und Franata, J. (1996):** Bedeutung und Einsatzbereich des Sequencing-Batch-Reactor-Verfahrens. Wasser-Abwasser-Praxis, Nr.1

**DWA (2005):** DWA-M 180 „Handlungsrahmen zur Planung der Abflusssteuerung in Kanalnetzen“, Dezember 2005

**EG-WRRL (2000):** Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik, Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften L 327/1, DE, 22.12.2000

**Erbe, V. (2002):** Kanalnetzsteuerung – Überblick über umgesetzte Projekte und Erfahrungen aus der Praxis, Dresdner Berichte, Band 19, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft (Hrsg.), TU Dresden, Dresden

**Gallent, W. (1999):** Ausführung von SBR-Anlagen für Mischwasser, Wasser Abwasser Praxis (WAP), Heft 4., S. 27-32, Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, Gütersloh

**Grüning, H. (2002):** Ein Modell zur simultanen Bewirtschaftung von Kanalnetz und Kläranlage unter Berücksichtigung resultierender Gewässerbelastungen, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Bochum

**Gujer, W.; Henze, M.; Mino, T. and van Loosdrecht, M.C.M. (1999):** The activated sludge model No. 3. Water Science Technology, Vol. 39, No. 1, pp. 183–193

- Hansen, J. und Leinweber, U. (1999):** Dynamische Simulation zur integrierten Planung von Entwässerungssystem und Kläranlage, Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, Band 12, Dynamische Simulation als Werkzeug zur optimierten Planung und Betriebsführung von Abwasserreinigungsanlagen, S. 107-136, Kaiserslautern
- Hebrad, G.; Destrac, P.; Roustan, M.; Huyard, A. and Audic, J. M. (2000):** Determination of the water quality correction factor  $\alpha$  using a tracer gas method. Water Research, Vol. 34, No. 2, pp. 684 – 689
- Hennerkes, J.; Schmidt, A.; Schröder, M.; Sistemich, S. (2006):** Entwicklung einer systematischen Vorgehensweise zur Fremdwasservermeidung und -reduzierung, KA – Abwasser, Abfall 2006 (53), Nr.4, S. 354-360
- Henze, M.; Crady, C.P.L. Jr; Gujer, W.; Marais, G.v.R. and Matsuo, T. (1987):** Activated Sludge Model No. 1 IAWPRC Scientific and Technical Report No. 1. IAWPRC task group on mathematical modelling for design and operation of biological wastewater treatment, London
- Henze, M.; Gujer, W.; Mino, T.; Matsuo, T.;Wentzel, M.C. and Marais, G.v.R. (1995):** The activated sludge model No. 2, ASM2. IAWQ Scientific and Technical Report No. 3, London
- Henze, M.; Gujer, W.; Mino, T.; Matsuo, T.; Wentzel, M.C.; Marais, G.V.R. and Van Loosdrecht, M.C.M. (1999):** Activated Sludge Model No. 2D, ASM2D. Water Research, Vol. 39, No. 1, pp. 165-182
- Henze, M.; Gujer, W.; Mino, T. and Van Loosdrecht, M. (2000):** Activated Sludge Model No. 3. Scientific and Technical Report No. 9: Activated Sludge Models ASM1, ASM2, ASM2d and ASM3. IWA Task group on Mathematical Modelling for Design and Operation of Biological Wastewater Treatment, IWA Publishing, London
- Holm, N.,C., Hellmeier, E., Overfeld, H. (1998):** Alles unter einem Dach. Das SBR-Verfahren – Abwasserklärung auf engstem Raum. AbwasserREPORT (Abwasserberatung NRW), 3 S 3-5
- Holm, N.C.; Schönfeld. A.; Lünenschloß, H.; Mennerich, A. (2000):** Betriebs- und Großtechnische Versuchsergebnisse mit dem DIC-SBR-Verfahren auf der Kläranlage Bruchmühlen, Korrespondenz Nr.1, S. 73-81
- Holm, N.,C. und Rönner-Holm, S. (2002):** Einsatz der dynamischen Simulation zur Optimierung von Zyklus- und Betriebsstrategien beim SBR-Verfahren. 9. SIMBA-Anwendertreffen, Magdeburg, S 1-8,
- Holm, N.,C. und Rönner-Holm, S. (2003 a):** Kalibrierung und Validierung eines ASM1-SIMBA-Modells zur dynamischen Simulation einer großtechnischen SBR-Kläranlage – Ein Erfahrungsbericht. 10. SIMBA-Anwendertreffen, Freiburg/Unstrut, S 1-8,
- Holm, N.,C. und Rönner-Holm, S. (2003 b):** Weiterentwicklung von Aufstaubelebungsanlagen, Nutzung des Sedimentationseffektes im Pufferbehälter beim DIC-SBR Verfahren, BMBF Forschungsvorhaben, PTWE-W WTAK02376199-02WA0140 LimnoTec Abwasseranlagen 2001-2003
- Hulsbeek, J. und Kunst, S. (1994):** Untersuchungen wichtiger biologischer Umsatzgeschwindigkeiten belebter Schlämme als Voraussetzung der Bemessung. Korrespondenz Abwasser Nr. 41(1), S. 42 - 47

- Hulsbeek, J.J.W.; Kruit, J.; Roeleveld, P.J. and van Loosdrecht, M.C.M. (2001):** A practical protocol for dynamic modelling of activated sludge systems. In: Modelling of Activated Sludge Processes in Theory and Practise, Fifth Kollekolle Seminar, IWA
- Irvine, R.L. and Busch, A.W. (1979):** Sequencing batch biological reactors – an overview. J. Water Pollution control federal, No. 51, pp. 235 - 243
- Jardin N., Hinzmann H.U. (2006):** Optimierung der Niederschlagswasserbehandlung in einem Einzugsgebiet mit erhöhtem Fremdwasseranfall, Gas- und Wasserfach. Wasser, Abwasser, 2006 (147), Nr. 7-8, S. 509-515
- Jin, B.; Lant, P. and Ge, X. (2005):** Hydrodynamics and mass transfer coefficient in activated sludge aerated stirred column reactor: Experimental analysis and modelling. Biotechnology and Bioengineering, Vol. 91, No. 4, pp. 406 – 417
- Josch, A. (2006):** Parametrierung einer speziellen SBR-Anlage: Parametrierung eines dynamischen Simulationsmodells für die biologische Abwasserreinigung einer großtechnischen SBR-Anlage unter besonderer Berücksichtigung der biologischen P-Elimination bei den Verfahrensvarianten DIC/RS-SBR. Diplomarbeit, Studiengang Biotechnologie, Fachhochschule Oldenburg, Ostfriesland, Wilhelmshaven
- Kappeler, J. and Gujer, W. (1992):** Estimation of kinetic parameters of heterotrophic biomass under aerobic conditions and characterization of wastewater for activated sludge modelling. Water Science and Technology, Vol. 25, No. 6, pp. 125 – 139, IWA Publishing, London
- Karpf C., Krebs P. (2003):** Bilanzierung von Fremdwasser, ATV-DVWK Landesgruppentagung Sachsen/Thüringen, Suhl, 20. Mai 2003, S. 29-44
- TMNLU – Thüringer Ministerium für Landwirtschaft, Naturschutz und Umwelt (Hrsg.) (2005):** Strategien zur effizienten Fremdwassererkennung und Schadensbehebung in Abwasserkanälen, November 2005
- Krampe, J. and Krauth, K. (2003):** Oxygen transfer into activated sludge with high MLSS concentrations. Water Science and Technology, Vol. 47, No. 11, pp. 297 – 303
- Krauth, Kh. Und Müller, J.R. (1996):** Optimale Regenbecken- und Kläranlagenbewirtschaftung zum verbesserten Schutz der Vorfluter, Auswirkungen des Mischwassers auf mechanisch-biologische Kläranlagen, Schriftenreihe ISWW Universität Karlsruhe, Band 78, S.141-155, Oldenbourg-Verlag, München
- Langergraber, G.; Rieger, L.; Winkler, S.; Alex, J.; Wiese, J.; Owerdieck, C.; Ahnert, M.; Simon, J. and Maurer, M. (2004):** A guideline for simulation studies of wastewater treatment plants. Water Science and Technology, Vol. 50, No. 7, pp. 131 – 138, IWA Publishing, London
- Leinweber, U. (2002):** Anforderungen an die integrierte Modellierung von Entwässerungssystem und Kläranlage, Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft, Heft 16, Universität Kaiserslautern
- Lucas, S. (2004):** Einflüsse der Fremdwasserbelastung auf die Entlastungstätigkeit von Regenbecken innerhalb eines Entwässerungsnetzes, KA – Abwasser, Abfall 2004 (51) Nr.10, S. 1121 - 1127

- Mahendraker, V.; Mavinic, D.S.; Rabinowitz, B. and Hall, K. J. (2005):** The impact of nutrient ratios and biochemical reactions on oxygen transfer in an EBPR process – a theoretical explanation. *Biotechnology and Bioengineering*, Vol. 91, No. 1, pp. 22 – 42
- Mamais, D.; Jenkins, D. and Pitt, P. (1993):** A rapid physical-chemical method for the determination of biodegradable soluble COD in municipal wastewater. *Water Research*, Vol. 27, No. 1, pp. 195 – 197
- Marais, G.v.R. and Ekama, G.A. (1976):** The activated sludge process. Part I – Steady state behaviour. *Water South Africa (Water SA)*, Vol. 2, No. 4, pp. 163 – 199
- Melcer, H.; Dold, P.L.; Jones, R.M.; Bye, C.M.; Takacs, I.; Stensel, H.D.; Wilson, A.W.; Sun, P. and Bury, S. (2003):** *Methods for Wastewater Characterization in Activated Sludge Modeling*. Water Environment Research Foundation, Alexandria
- Mertsch, V., Friedrich, H. (2002) (Hrsg.):** *Entwicklung und Stand der Abwasserbeseitigung in NRW*. Hrsg. Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen
- Michalska, A.; Pecher, K.H. (2000):** Betriebliche und kostenmäßige Auswirkung des Fremdwassers auf Kanalisation und Kläranlage. 33. Essener Tagung für Wasser- und Abfallwirtschaft, Gewässerschutz Wasser Abwasser (GWA), Band 177
- Ministerium für Landwirtschaft, Naturschutz und Umwelt (2005):** Strategien zur effizienten Fremdwassererkennung und Schadensbehebung in Abwasserkanälen, Handlungsanleitung für eine effektive Eigenkontrolle, Stand Nov-05, Freistaat Thüringen
- Müller, M., (2000):** Optimierung der biologischen Phosphorelimination in einer DIC-SBR-Anlage. Hochschule Zittau/Görlitz, Zittau
- MUNLV Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrheinwestfalen (Hrsg.) (2003):** *Entwicklung und Stand der Abwasserentsorgung in Nordrhein-Westfalen*, 10. Auflage, Dezember 2003
- Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrheinwestfalen (2004):** Anforderungen an die Niederschlagsentwässerung im Trennverfahren, Runderlass vom 26.05.2004
- Novák, L.; Larrea, L. and Wanner, J. (1994):** Estimation of maximum specific growth rate of heterotrophic and autotrophic biomass: a combined technique of mathematical modelling and batch cultivations. *Water Science and Technology*, Vol. 30, No. 11, pp. 171 – 180, IWA Publishing, London
- Novak, L.; Goronszy, M.C.; Wanner, J. (1996):** Dynamic mathematical modeling of SBR`s with aerated and mixed filling period. First IAWQ Specialized Conference on Sequencing Technology, Munich, Germany S. 115 – 122
- Orhon, D.; Sözen, S. and Artan, N. (1996):** The effect of heterotrophic yield on the assessment of the correction factor for anoxic growth. *Water Science and Technology*, Vol. 34, No. 5-6, pp. 67 – 74, IWA Publishing, London
- Pecher K. H. (2003):** Fremdwasseranfall, Schwankungen und Konsequenzen für die Abwasserbehandlung, 36. Essener Tagung für Wasser- und Abfallwirtschaft in Aachen, 26.-28.3.2003, Gewässerschutz Wasser Abwasser (GWA), Band 190

- Petersen, B.; Gernaey, K.; Henze, M. and Vanrolleghem, P.A. (2003):** Calibration of activated sludge models: A critical review of experimental designs. *Biotechnology for the Environment: Wastewater Treatment and Modeling, Waste Gas Handling*. Eds. Agathos, S.N. and Reinecke, W., Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, the Netherlands, pp. 101 - 186
- Popp, M.; Feik, G.; Baum, R.; Stotz, G. (2002):** Bestimmung des Fremdwasseraufkommens im Einzugsgebiet der Kläranlage Erlangen, KA-Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall 2002 (49), Nr.7, S. 946-955
- Rieger, L.; Koch, G.; Kühni, M.; Gujer, W. and Siegrist, H. (2001):** The EAWAG BioP Module for Activated Sludge Model No. 3. *Water Research*, Vol. 35, No. 16, pp. 3887 – 3903, Elsevier Science Ltd., Great Britain
- Rosenwinkel, K.H.; Seggelke, K. und Gigerl, T. (1999):** Künftige Mischwasserbelastungen kommunaler Kläranlagen, *Gewässerschutz Wasser Abwasser (GWA)*, Band 172, S. 29-1 – 29-16
- Roeleveld, P. J. und Kruit, J. (1998):** Richtlinien für die Charakterisierung von Abwasser in den Niederlanden. In: KA Nr.3, S. 465-468, 1998
- Rönner-Holm, S. und Holm, N.C. (2003):** Schlüsselfertiger Neubau der Gruppenkläranlage des Abwasserzweckverbandes Mittleres Eckbachtal AME nach dem DIC-SBR-Verfahren. *Umwelt-Report*, Rheinland-Pfalz 4, 42-45
- Rönner-Holm, S.; Mennerich, A. and Holm, N.C. (2006):** Specific SBR population behaviour as revealed by comparative dynamic simulation analysis of three full-scale municipal SBR wastewater treatment plants. *Water Science & Technology*, Vol. 54, No. 1, pp. 71-80
- Roog, M. (2004):** Parametrierung eines dynamischen Simulationsmodells für die biologische Abwasserreinigung einer SBR-Anlage. Vergleichende Untersuchungen unterschiedlicher Betriebsstrategien. Kläranlage Deuz, Diplomarbeit
- Scharfscheer, M. (2007):** Zyklisch spezifische Lag-Phase und  $\alpha$ -Wert- Dynamik beim Sequencing Batch Reactor-Verfahren, Diplomarbeit, Fachbereich EGU, FH Münster
- Schmitt, T.G. (1985):** „Der instationäre Kanalabfluss in der Schmutzfrachtmodellierung“, Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, Band 42
- Schmitt T.G. (1994):** Detaillierte Schmutzfrachtberechnung nach ATV-Arbeitsblatt A-128, Korrespondenz Abwasser, 12/94, 41. Jahrgang, S. 2212-2230
- Schmitt, T.G. (2004):** KOSMO (KOntinuierliche SchmutzfrachtMOdellierung) – Modellbeschreibung, unveröffentlicht
- Schmitt, T.G., Hansen, J.; Simon, J.; Kaufmann, I. (2005):** Projekt Epikur – Erprobung und Entwicklung eines integrierten Abwassermanagements zur Kosten- und Emissionsreduzierung, Abschlussbericht im Auftrag des Ministeriums für Umwelt und Forsten, Rheinland-Pfalz (s. [http://www.siwawi.arubi.uni-kl.de/downloads/projekte/Schlussbericht\\_Epikur\\_kurz.pdf](http://www.siwawi.arubi.uni-kl.de/downloads/projekte/Schlussbericht_Epikur_kurz.pdf))
- Schneider, T.; Scholz, K. (1998):** Kosteneinsparungen durch Schmutzfrachtberechnungen und Gesamtemissionsbetrachtungen, *Korrespondenz Abwasser* 1998 (45), Nr.7, S. 1257-1265
- Schreff, D. und Steinle (2001):** SBR-Anlagen – Stand der Technik. In: *Einsatz der SBR-Technologie in der kommunalen und industriellen Abwasserbehandlung*. Schriftenreihe des

Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, Band 14, Kaiserslautern

**Seggelke, K. und Rosenwinkel, K.H. (2000):** Online-Simulation of the WWTP to minimise the total emissions of WWTP and sewer system, Proceedings INTERURBA II, pp. 107ff, Lisbon, Portugal

**Seggelke, K. und Rosenwinkel, K.H. (2002):** Einsatz der Online-Simulationen von Kanalnetz und Kläranlage zur Regelung des Kläranlagenzuflusses, Dresdner Berichte, Band 19, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft (Hrsg.), TU Dresden, Dresden

**Seggelke, K.; Rosenwinkel, K. (2004):** Integrierte Bewirtschaftung von Kanalnetz und Kläranlage, Möglichkeiten durch das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A198, KA- Abwasser, Abfall 2004 (51), Nr.8, S. 845-856

**Siegrist, H.; Brunner, I.; Koch, G.; Linh Con Phan and Van Chieu Le (1999):** Reduction factor of biomass decay rate under anoxic and anaerobic conditions. Water Science and Technology, Vol. 39, No. 1, pp. 129 – 137, IWA Publishing, London

**Sitzmann, D. (2000):** Erfahrungen mit Fremdwassermessungen, 33. Essener Tagung für Wasser- und Abfallwirtschaft, Gewässerschutz Wasser Abwasser (GWA), Band 177

**Spanjers, H. and Vanrolleghem, P.A. (1995):** Respirometry as a tool for rapid characterization of wastewater and activated sludge. Water Science and Technology, Vol. 31, No. 2, pp. 105 – 114, IWA Publishing, London

**Spanjers, H.; Vanrolleghem, P.A.; Olsson, G. and Dold, P.L. (1998):** Respirometry in Control of the Activated Sludge Process: Principles. Scientific and Technical Report No. 7. IAWQ Task Group on Respirometry, International Association on Water Quality, London

**Spérandio, M.; Urbain, V.; Audic, J.M. and Paul, E. (1999):** Use of carbon dioxide evolution rate for determining heterotrophic yield and characterising denitrifying biomass. Water Science and Technology, Vol. 39, No. 1, pp. 139 – 146, IWA Publishing, London

**Stadt Spenge (2005):** Betrieb einer neuen SBR-Kläranlage unter Berücksichtigung der Ergebnisse integrierter Ansätze mittels dynamischer Simulationsmodelle für Kanalnetz und Kläranlage – am Beispiel der Zentralkläranlage Spenge- Projektantrag auf Zuwendung zur Forschungsförderung

**Steinmetz, H. (2000):** Reinigungsleistungen von SBR-Anlagen, wwt/awt, Heft 6/2000, Verlag Bauwesen, Berlin

**Steinmetz, H.; Wiese, J. and Schmitt, T. G. (2002):** Efficiency of SBR Technology in municipal wastewater treatment plants. Water Science and Technology, Vol. 46, No. 4-5, 293ff

**Thöle, D. (1999):** Dynamische Simulation von Kanalnetz und Kläranlage zur Minimierung der Gesamtemissionen, Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover (ISAH), Heft 106, ISAH (Hrsg.), Hannover

**Uibrig, H.; Karpf, C.; Rutsch, M.; Krebs, P. (2002):** Möglichkeiten der Fremdwasserbestimmung, Institut für Umweltingenieurwesen der Universität Rostock (Hrsg.): Tagungsband zur 4. Rostocker Abwassertagung „Sanierung und Betrieb von Abwassernetzen“, Rostock, 2002

**Walther, H.; Rohlfing, R. (1999):** Optimized design and operation of storage and treatment capacities for simultaneous reconstruction of drainage networks and treatment plant taking into

account real-time control, Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Conference on Urban Storm Drainage, Vol. 1, pp. 426-431, 1999, The Institution of Engineers, Australia

**Wiese, J.; Klepiszewski, K.; Hansen, J.; Schmitt, T.G. (2002):** An integrated approach for a combined sewer system and a sequencing batch reactor plant. Proceedings "9<sup>th</sup> International Conference on Urban Storm Drainage", Portland, USA

**Wiese, J. (2004):** Entwicklung von Strategien für einen integrierten Betrieb von SBR-Kläranlagen und Mischkanalisationen - Simulation und Großtechnik - , Dissertation am Fachgebiet für Siedlungswasserwirtschaft, TU Kaiserslautern, Schriftenreihe des Fachgebiets Siedlungswasserwirtschaft, Band 19

**Zettl, U. (2001):** Einsatz der dynamischen Simulation als Bemessungshilfe für Kläranlagen in Weinbaugebieten. Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, Band 13, Kaiserslautern

# ANHANG

## Anhang A.1: Grundlagen

### A1.1 Qualitätsmessungen im Kanalnetz

Tabelle A-1: Messkampagnen, die Qualitätsparameter im Kanalnetz lieferten

Datum	Messprogramm / Messgeräte								Wetter Regenwetter?
	Kläranlagenzufluss		Kanalnetz (Zufluss RÜB 5)		Analytikprogramm		Messdaten Sonden		
	Analytikprogramm	TS-Sonde	TS-Sonde	SAK-Sonde	Analytikprogramm	TS-Sonde	SAK-Sonde	SAK-Sonde	
04.07.05- 07.07.05	2h MP	ab 05.07.05 16:00 Uhr	o.k.	o.k.	-	-	-	-	2 Regenerereignisse 04.07.05: h <sub>N</sub> = 5,7 mm 07.07.05: h <sub>N</sub> = 7,9 mm
31.08.05	2h MP	ausgefallen	ausgefallen	ausgefallen	-	-	ausgefallen	ausgefallen	-
05.09.05- 06.09.05	2h MP	o.k.	o.k.	o.k.	-	-	ausgefallen	ausgefallen	-
13.09.05- 14.09.05	2h MP	o.k.	o.k.	o.k.	2h MP	teilweise o.k.	ausgefallen	ausgefallen	Regennachlauf vom 12.09. (h <sub>N</sub> = 3,7 mm) 14.09.05: h <sub>N</sub> = 0,7 mm
20.09.05	5 Stichproben (CSB, TS)	o.k.	o.k.	o.k.	5 Stichproben (CSB, TS)	o.k.	o.k.	o.k.	-
07.11.05	2h MP	o.k.	o.k.	o.k.	5min MP 30 min Stichproben	ca. 1h Ausfall	ca. 1h Ausfall	ca. 1h Ausfall	07.11.05: h <sub>N</sub> = 2,6 mm
10.11.05	-	o.k.	o.k.	o.k.	5 Stichproben (CSB, CSB <sub>filic</sub> , TS)	o.k.	o.k.	o.k.	-
02.12.05- 04.12.05	2h MP	o.k.	o.k.	o.k.	-	o.k.	o.k.	o.k.	2 Regenerereignisse 03.12.05: h <sub>N</sub> = 0,8 mm 04.12.05: h <sub>N</sub> = 6,8 mm
08.12.05	5 Stichproben (CSB, CSB <sub>filic</sub> , TS)	o.k.	„Drift“ (aufgrund Streusalz?)	„Drift“ (aufgrund Streusalz?)	6 Stichproben (CSB, CSB <sub>filic</sub> , TS)	2x ca. 1h Ausfall	2x ca. 1h Ausfall	„Drift“ (Wischer) Störungsbeginn am 25.11.05 2x ca. 1h Ausfall	08.12.05: h <sub>N</sub> = 8,8 mm

Tabelle A-2: Qualitätsparameter im Kanalnetz

Messwerte Kanalproben										LimnoTec Abwasseranlagen GmbH												
Datum	Zeit der Probenahme	CS <sub>Bzu,ges</sub>	CS <sub>Bzu,mf</sub>	CS <sub>Bzu,ges</sub> /CS <sub>Bzu,mf</sub>	TS	TS/CSB	BS <sub>Bges</sub>	CSB/BS <sub>Bges</sub>	BS <sub>B</sub>	CSB/BS <sub>B</sub>	P <sub>zu,ges</sub>	P <sub>zu,mf</sub> (mit Aufschluss)	P <sub>ges</sub> /P <sub>mf</sub> ber.	P <sub>zu,mf</sub> (ohne Aufschluss)	P <sub>ges</sub> /P <sub>mf</sub> to ber.	N <sub>zu,ges</sub>	N <sub>ges</sub> /N <sub>mf</sub> ber.	TKN <sub>zu,ges</sub>	N <sub>zu,mf</sub>	TKN <sub>zu,mf</sub>	NH <sub>4,zu,mf</sub>	NO <sub>3,zu,mf</sub>
		mg/l	mg/l	ber	g/kg		mg/l		mg/l		mg/l	mg/l	ber	mg/l	ber	mg/l	ber	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
13.09.2005 Di	0-2	416	68	5,4	0,26	0,16	235	1,8	170	2,4	6,0	2,8	1,8	2,4	2,07	54	1,2	54	44	44	27	0,4
	2-4	139	37	4,7	0,04	0,27	70	2,0	58	2,4	3,0	2,1	1,4	1,8	1,56	35	1,1	35	32	32	21	0,3
	4-6	94	37	3,2	0,00	0,39	54	1,7	45	2,1	2,5	1,8	1,4	1,7	1,45	31	1,0	30	30	29	18	0,6
	6-8	331	51	6,3	0,15	0,15	212	1,6	150	2,2	5,9	2,9	2,0	2,6	2,13	61	1,2	60	52	51	39	0,6
	8-10	449	88	5,5	0,07	0,20	345	1,3	260	1,7	2,8	1,2	2,4	0,9	2,92	80	1,2	80	67	67	56	0,2
	10-12	548	103	4,8	0,09	0,19	358	1,5	295	1,9	5,4	3,3	1,8	3,0	2,11	59	1,2	59	48	48	35	0,2
	12-14	745	121	5,9	0,52	0,16	460	1,6	406	1,8	7,4	3,3	2,0	2,9	2,28	53	1,2	53	40	40	26	0,2
	14-16	597	89	6,1	0,23	0,15	400	1,5	340	1,8	6,6	3,3	1,8	2,7	2,11	50	1,2	50	39	39	26	0,2
	16-18	522	86	6,5	0,16	0,16	390	1,3	320	1,6	6,7	3,7	1,8	3,4	2,04	70	1,3	70	59	59	32	0,1
	18-20	640	62	10,2	0,57	0,10	400	1,6	350	1,8	8,5	4,0	2,4	3,7	2,60	74	1,2	74	62	62	32	0,1
	20-22	515	61	12,2	0,31	0,12	345	1,5	275	1,9	7,2	4,0	2,5	3,6	2,74	74	1,1	74	64	64	34	0,2
Fehler bei Probenahme		22-24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14.09.2005 Mi	0-2	198	42	4,7	0,14	0,21	130	1,5	103	1,9	4,1	2,8	1,5	2,5	1,64	64	1,1	64	58	58	31	0,3
	2-4	111	20	5,6	0,08	0,18	50	2,2	41	2,7	2,6	1,9	1,4	1,8	1,44	52	1,1	51	46	45	40	0,6
	4-6	78	20	3,9	0,03	0,26	39	2,0	27	2,9	2,3	1,7	1,4	1,6	1,44	47	1,0	47	46	46	18	0,5
	6-8	266	43	6,2	0,07	0,16	160	1,7	122	2,2	5,6	3,0	1,9	2,8	2,00	78	1,2	78	67	67	19	0,2
	8-10	597	100	6,0	0,62	0,17	406	1,5	282	2,1	10,9	4,6	2,4	4,0	2,73	112	1,2	112	92	92	50	0,4
	10-12	574	137	4,2	0,34	0,24	370	1,6	300	1,9	8,5	4,2	2,0	3,5	2,43	90	1,2	90	77	77	37	0,3
	12-14	548	98	5,6	0,10	0,18	370	1,5	320	1,7	6,8	3,7	1,8	3,4	2,00	39	1,1	39	35	35	23	0,3
	14-16	520	96	5,4	0,19	0,18	365	1,4	320	1,6	7,8	4,7	1,7	4,4	1,77	40	1,1	40	37	37	25	0,3
	16-18	567	81	7,0	0,15	0,14	355	1,6	305	1,9	7,2	3,9	1,8	3,4	2,12	46	1,3	46	35	35	21	0,3
	18-20	741	73	10,2	0,32	0,10	435	1,7	380	2,0	9,6	3,6	2,7	3,3	2,91	39	1,3	39	31	31	27	0,2
	20-22	943	59	16,0	0,45	0,06	520	1,8	380	2,5	11,5	3,6	3,2	3,3	3,48	35	1,1	35	32	32	19	0,3
	22-24	306	47	6,5	0,48	0,15	190	1,6	157	1,9	5,3	3,3	1,6	2,8	1,89	36	1,1	36	33	33	26	0,1
07.11.2005 Mo	10:53	5300	120	44,2	2,49	0,02	460	11,5	400	13,3	38,0	4,5	8,4	4,3	8,84	146	2,1	145	69	68	24	0,7
	10:58	885	110	8,0	-	0,12	443	2,0	354	2,5	11,8	4,9	2,4	4,8	2,46	82	1,3	81	65	64	21	0,8
alle 5 min Probeentnah	11:03	725	94	7,7	0,54	0,13	440	1,6	360	2,0	9,4	3,1	3,0	2,9	3,24	72	1,2	71	62	61	15	1,5
10:53 bis 11:48	11:08	535	70	7,6	-	0,13	268	2,0	214	2,5	7,5	3,8	2,0	3,7	2,03	67	1,1	66	60	59	14	1,2
	11:13	450	80	5,6	0,57	0,18	270	1,7	228	2,0	7,1	2,8	2,5	2,5	2,84	61	1,1	59	54	52	9	1,9
	11:18	570	82	7,0	-	0,14	285	2,0	228	2,5	8,0	3,0	2,7	2,7	2,96	61	1,1	59	55	53	10	1,7
	11:23	384	72	5,3	-	0,19	192	2,0	154	2,5	6,5	2,9	2,2	2,6	2,50	58	1,1	56	55	53	9	1,6
	11:28	301	74	4,1	0,12	0,25	183	1,6	146	2,1	5,1	2,7	1,9	2,4	2,13	54	1,0	52	52	50	8	1,6
	11:33	292	59	4,9	-	0,20	146	2,0	117	2,5	4,8	2,6	1,8	2,4	2,00	53	1,0	51	51	49	8	1,6
	11:38	227	54	4,2	-	0,24	114	2,0	91	2,5	4,1	2,4	1,7	2,1	1,95	52	1,0	51	50	49	8	1,4
	11:43	235	52	4,5	-	0,22	118	2,0	94	2,5	3,9	2,3	1,7	2,0	1,95	53	1,0	52	52	51	9	1,4
	11:48	358	66	5,4	0,13	0,18	230	1,6	191	1,9	5,9	2,3	2,6	2,3	2,57	58	1,1	56	53	51	9	1,6
07.11.2005 Mo	12:20	165	41	4,0	0,04	0,25	99	1,7	79	2,1	2,2	1,5	1,5	1,4	1,57	45	1,0	44	44	43	4	1,1
	12:50	139	39	3,6	-	0,28	79	1,8	64	2,2	2,2	1,4	1,6	1,3	1,69	45	1,0	44	43	42	4	1,1
alle 30 min Probeentnah	13:20	212	35	6,1	-	0,17	159	1,3	126	1,7	2,2	1,3	1,7	1,2	1,83	47	1,1	46	44	43	4	1,2
12:20 bis 15:20	13:50	153	45	3,4	0,03	0,29	100	1,5	82	1,9	2,4	1,5	1,6	1,3	1,85	49	1,1	48	46	45	5	1,2
	14:20	218	48	4,5	0,06	0,22	131	1,7	106	2,1	2,9	2,1	1,4	1,8	1,61	52	1,1	51	49	48	7	1,1
	14:50	579	72	8,0	0,16	0,12	788	0,7	586	1,0	3,6	2,2	1,6	2,0	1,80	59	1,1	58	55	54	11	1,3
	15:20	520	70	7,4	0,24	0,13	810	0,6	574	0,9	4,0	2,7	1,5	2,1	1,90	55	1,0	54	53	52	12	0,8
				Mittelwerte			Validierte Messwerte					berechnete Messwerte				Probenehmer Problem						

### A.1.2 Regressionsanalyse zur Berechnung von CSB, CSB<sub>filtriert</sub> und TS aus Sondenwerten

Die berechneten Werte ergeben sich jeweils aus:

$$C_{\text{CSB}} \text{ bzw. } C_{\text{CSBfiltriert}} [\text{mg/l}] = f_{\text{TS}} \cdot \text{TS}_{\text{Sonde}} [\text{g/l}] + f_{\text{SAK}} \cdot \text{SAK}_{\text{Sonde}} [\text{m}^{-1}] + K [\text{mg/l}]$$

$$C_{\text{TS}} [\text{g/l}] = f_{\text{TS}} \cdot \text{TS}_{\text{Sonde}} [\text{g/l}] + f_{\text{SAK}} \cdot \text{SAK}_{\text{Sonde}} [\text{m}^{-1}] + K [\text{g/l}]$$

Mit:

$C_{\text{CSB}}$	CSB-Konzentration
$C_{\text{CSBfiltriert}}$	CSB <sub>filtriert</sub> -Konzentration
$C_{\text{TS}}$	TS-Konzentration
$\text{TS}_{\text{Sonde}}$	TS-Messwert der Sonde (Variable 1)
$\text{SAK}_{\text{Sonde}}$	SAK-Messwert der Sonde (Variable 2)
$f_{\text{SAK}}$	Koeffizient TS
$f_{\text{TS}}$	Koeffizient TS
$K$	Konstante

Tabelle A-3: Koeffizienten und Konstanten zur Berechnung von Stoffkonzentrationen

Parameter	Kläranlage				Kanalnetz			
	TS Sonde	SAK Sonde	Konstante	Bestimmtheitsmaß	TS Sonde	SAK Sonde	Konstante	Bestimmtheitsmaß
	$f_{\text{TS}}$	$f_{\text{SAK}}$	$K$	$R^2$	$f_{\text{TS}}$	$f_{\text{SAK}}$	$K$	$R^2$
CSB	995,011	-0,421	53,681	0,92	1043,081	2,162	68,692	0,65
CSB <sub>filtriert</sub>	137,283	-0,277	27,474	0,99	23,235	1,090	-3,850	0,97
TS	0,305	0,0005	-0,033	0,62	0,304	0,002	-0,017	0,76

Das Bestimmtheitsmaß gibt an, wie viele der Werte durch die gewählte Regressionsfunktion abgebildet werden können.

## Korrelation gemessene und berechnete Werte der Vergleichsmessungen Messstelle Kanalnetz

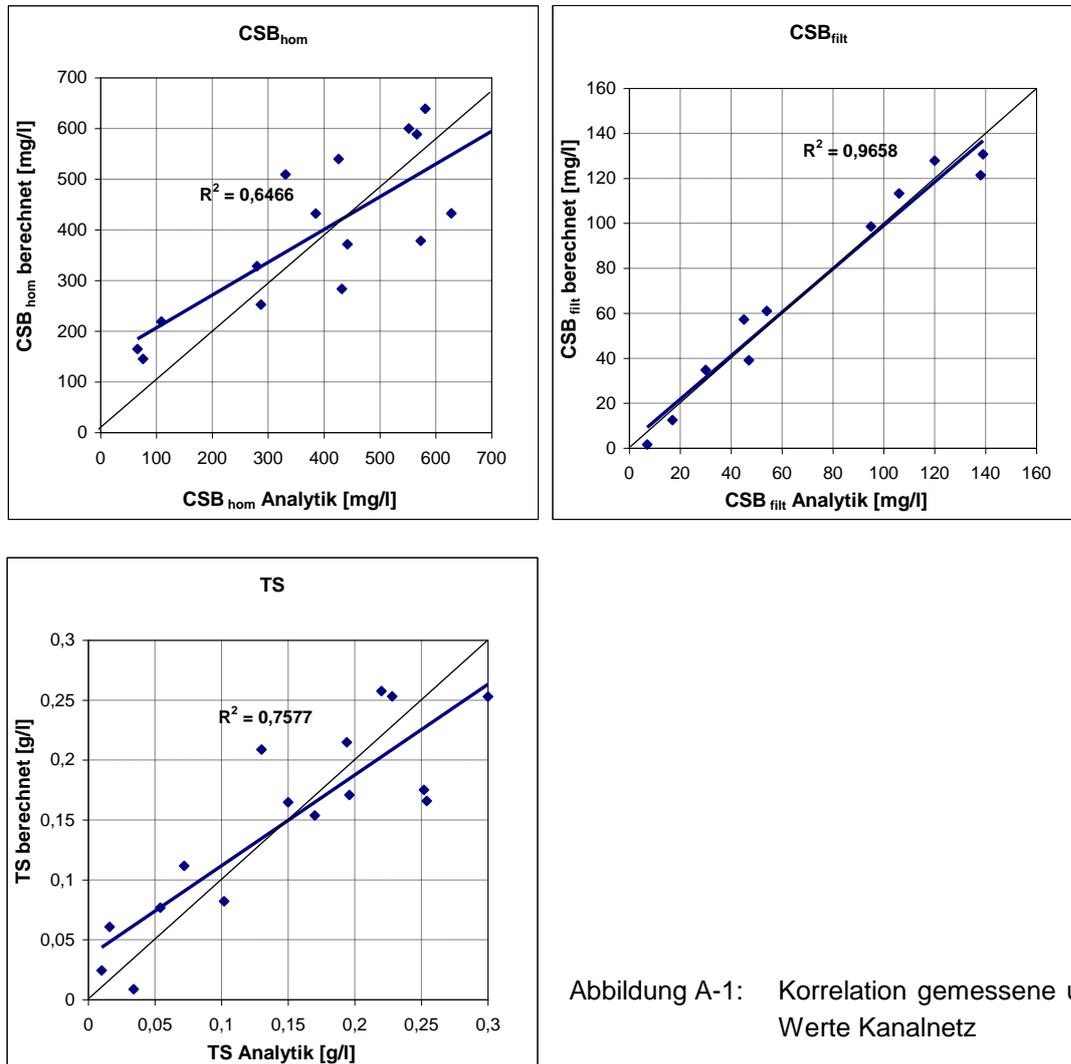


Abbildung A-1: Korrelation gemessene und berechnete Werte Kanalnetz

## Korrelation gemessene und berechnete Werte der Vergleichsmessungen Messstelle Kläranlagenzufluss

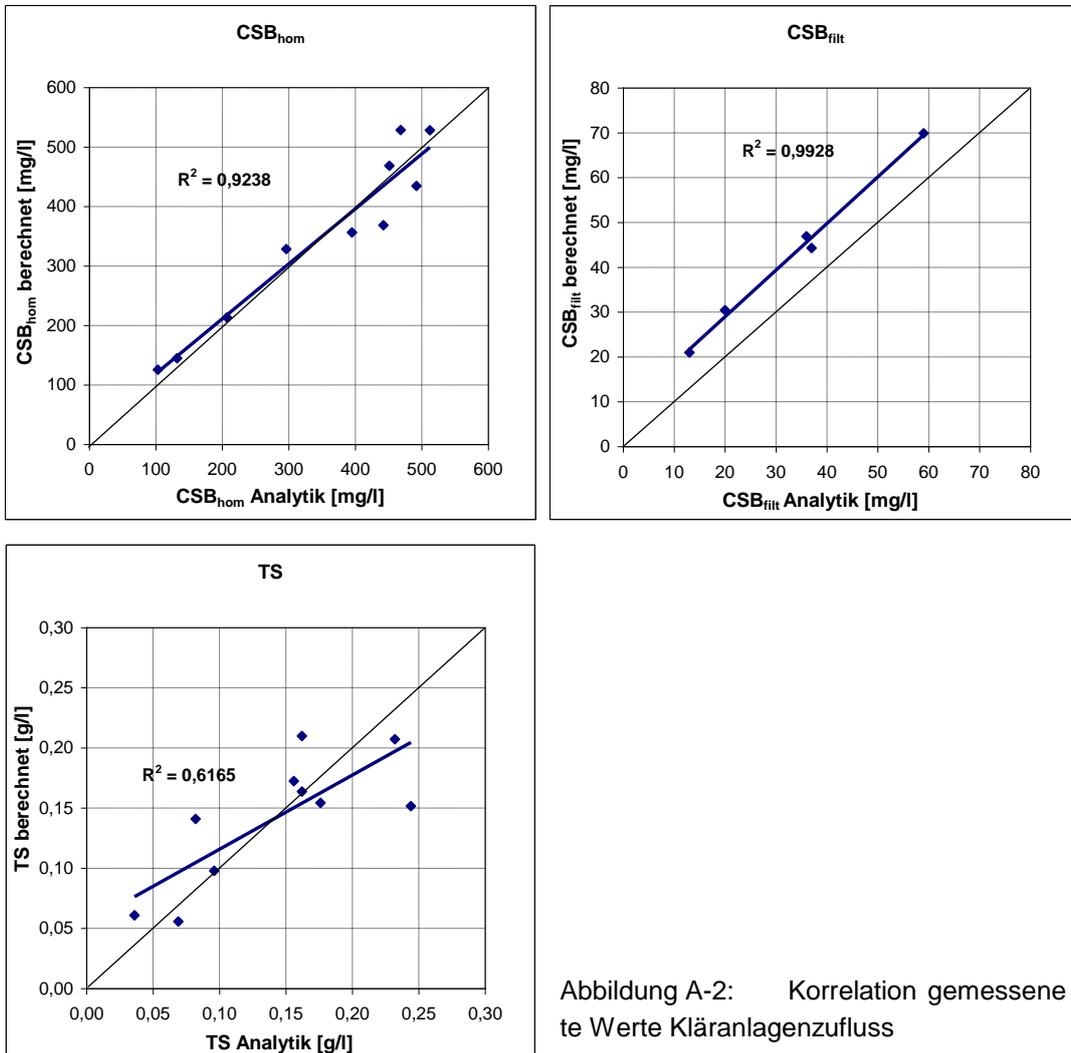
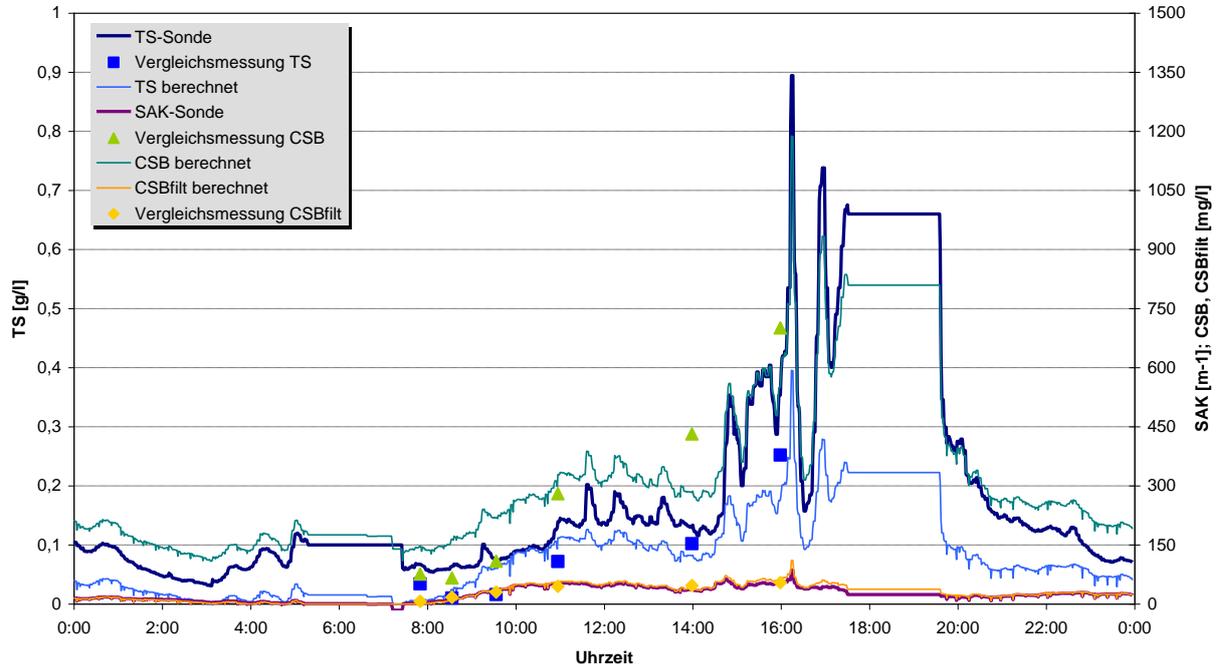


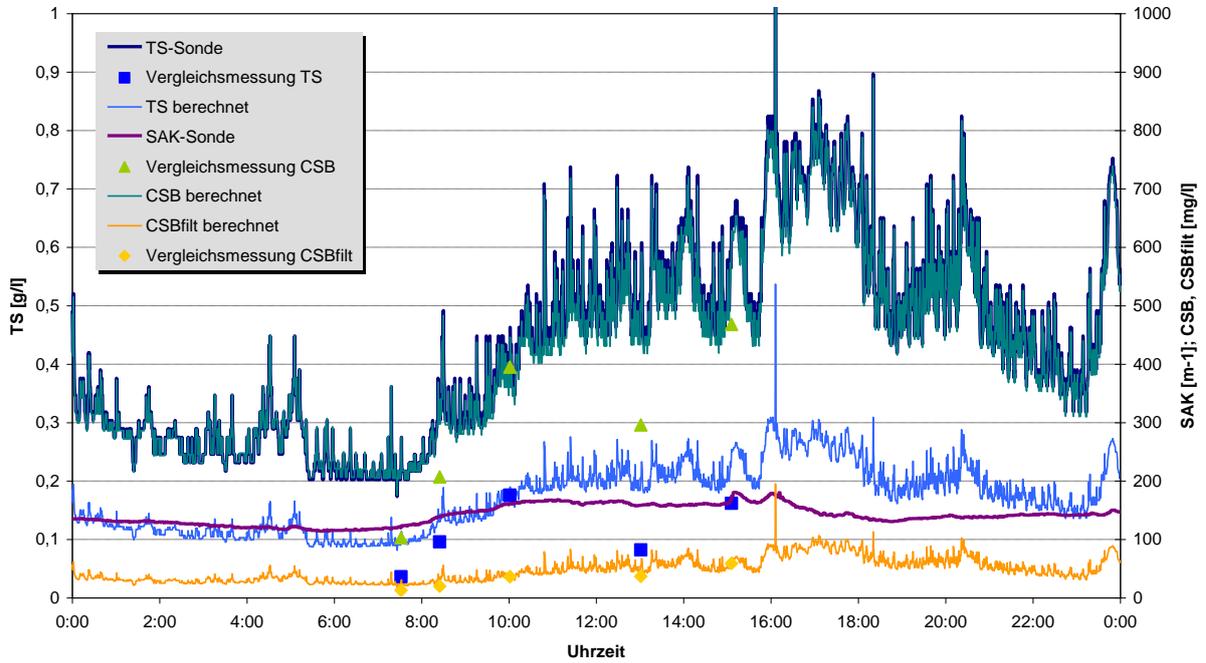
Abbildung A-2: Korrelation gemessene und berechnete Werte Kläranlagenzufluss

# Vergleich Analytik-Werte und berechnete Werte - Ganglinien

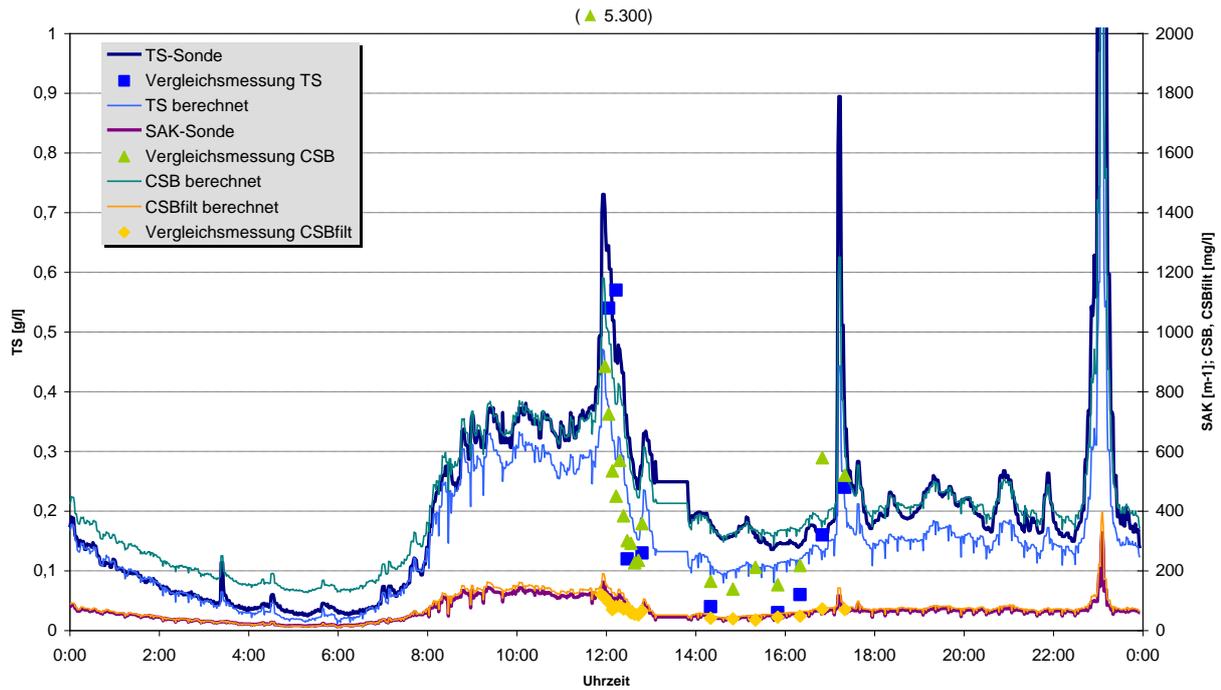
Zulauf RÜB 5 - Vergleichsmessung 08.12.05



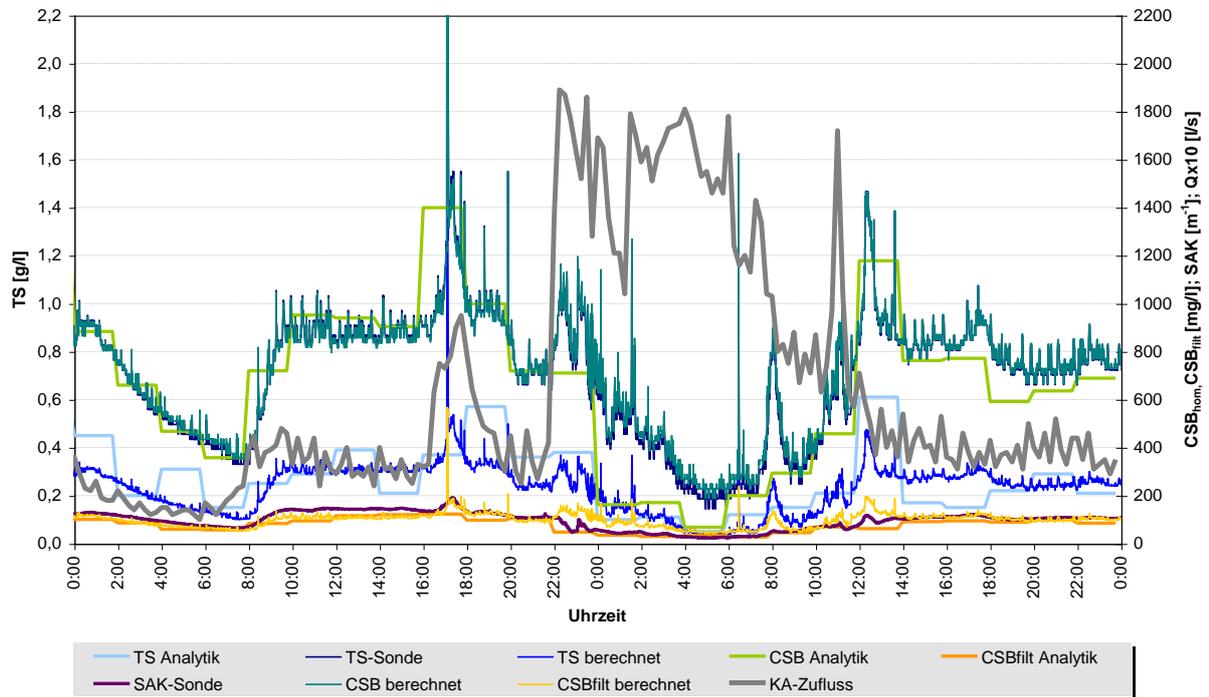
Zulauf Kläranlage - Messung 08.12.05



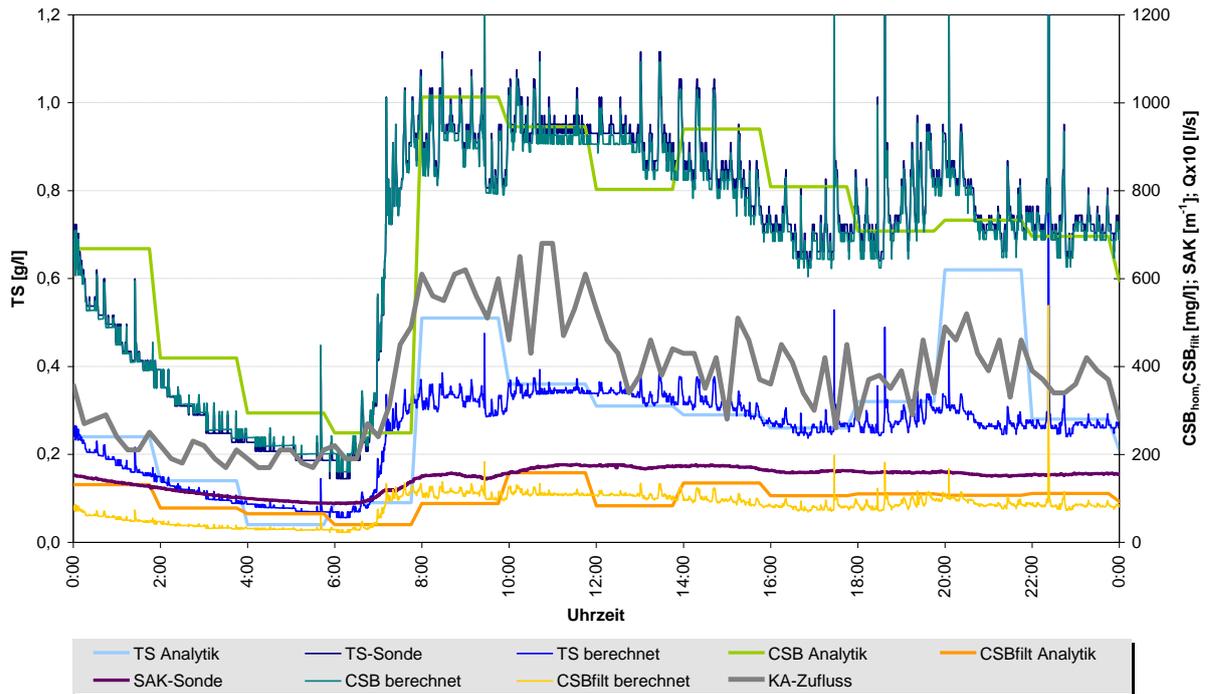
Zulauf RÜB 5 - Vergleichsmessung 07.11.05



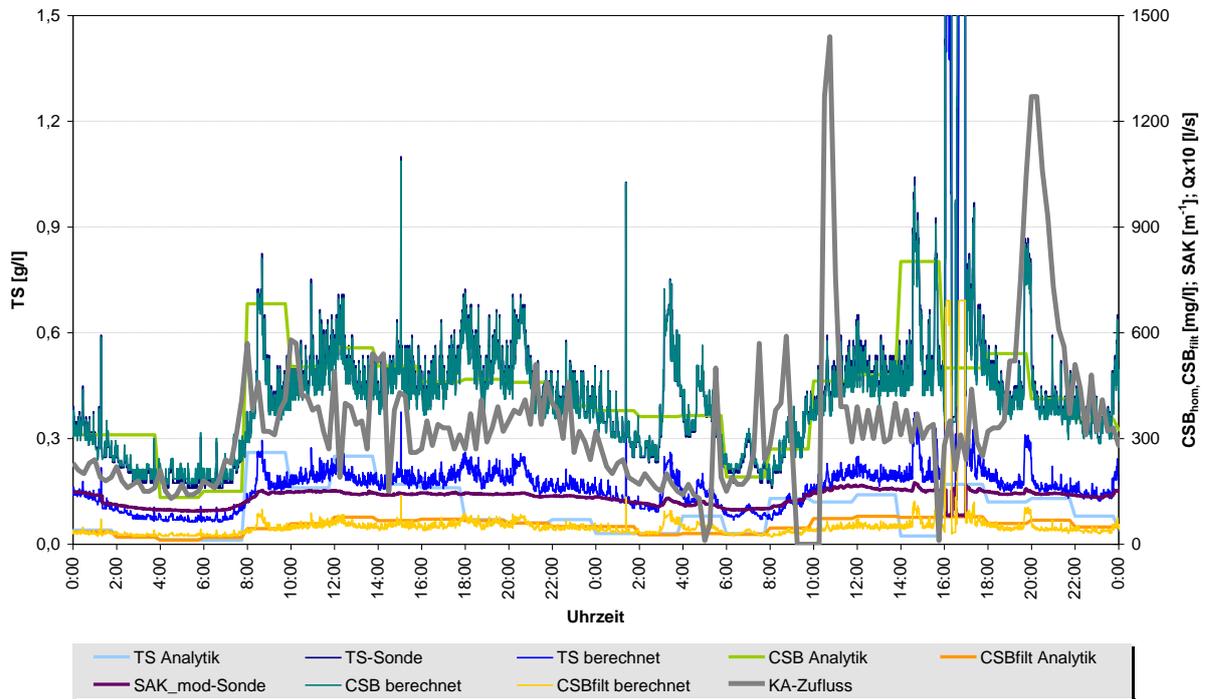
Zulauf Kläranlage Analytik 04.07. - 07.07.05



Zulauf Kläranlage Analytik 05.09..05



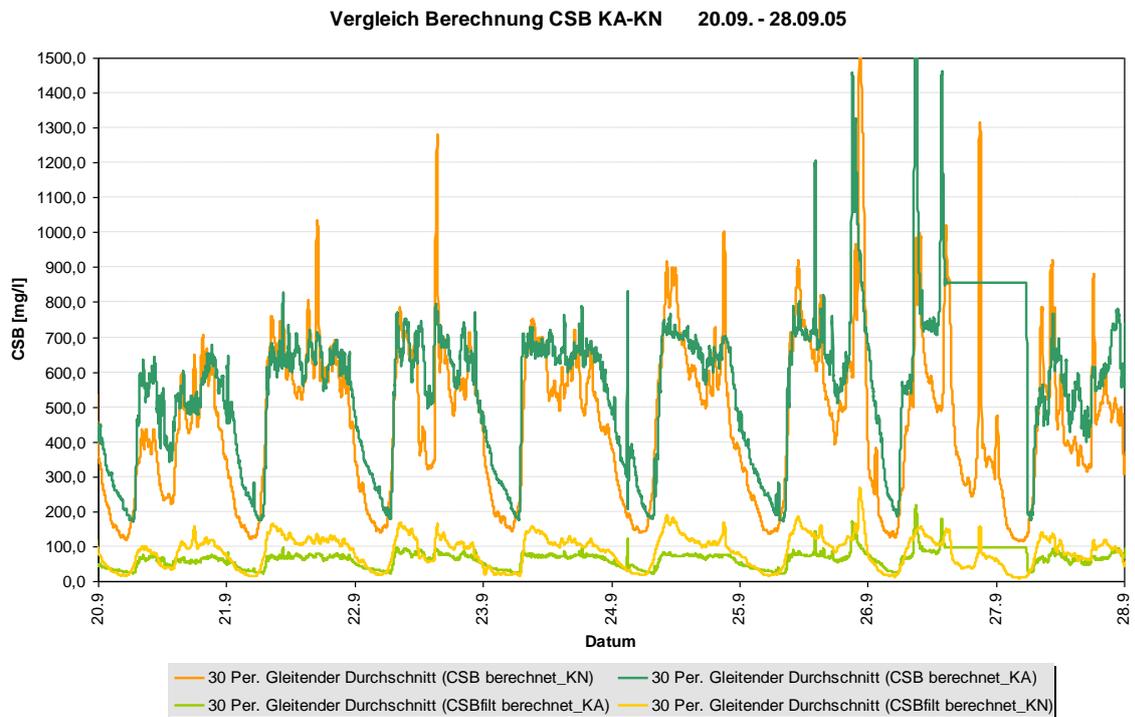
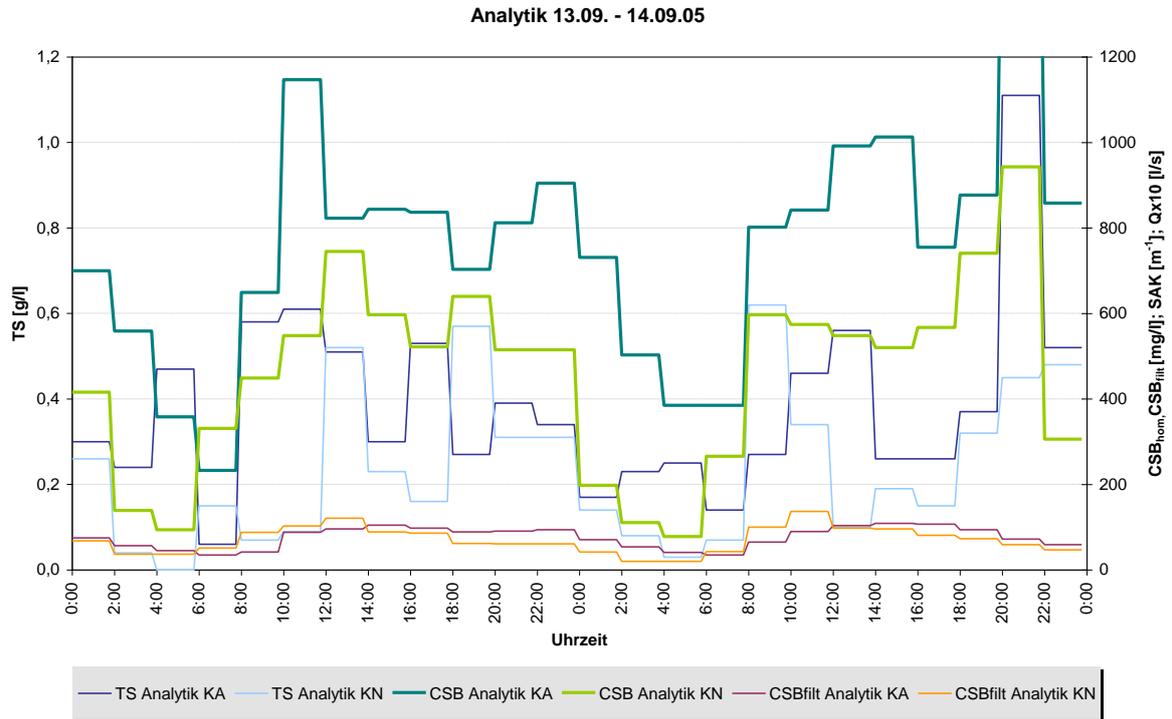
Zulauf Kläranlage Analytik 02.12. - 03.12.05



### A.1.3 Parameter und Küvetteneigenschaften

Parameter		Bezeichnung	Messbereich in mg/l
CSB	Test 0-27	NANOCOLOR® CSB40	2-40
CSB	Test 0-22	NANOCOLOR® CSB60	5-60
CSB	Test 0-26	NANOCOLOR® CSB160	15-160
CSB	Test 0-29	NANOCOLOR® CSB1500	100-1500
CSB	Test 0-28	NANOCOLOR® CSB 15000	1000-15000
Phosphor	Test 0-76	NANOCOLOR® gesamt-Phosphat1	0,01-1,5
Phosphor	Test 0-81	NANOCOLOR® gesamt-Phosphat5	0,2-5
Phosphor	Test 0-80	NANOCOLOR® gesamt-Phosphat15	0,3-15
Ammonium	Test 0-04	NANOCOLOR® Ammonium10	0,2-8
Ammonium	Test 0-05	NANOCOLOR® Ammonium50	1-40
Ammonium	Test 0-06	NANOCOLOR® Ammonium200	30-160
Nitrat	Test 0-64	NANOCOLOR® Nitrat50	0,3-22
Gesamt-Stickstoff	Test 0-83	NANOCOLOR® gesamt-Stickstoff	0,5-22

## A.1.4 Vergleich Stoffparameter Kanalnetz – Kläranlage



### A.1.5 Qualitätsmessungen im Zulauf zum Beschickungspumpwerk

Zulaufdaten zum Beschickungspumpwerk											LimnoTec Abwasseranlagen GmbH													
Datum	Zeit der Probenahme	CSB <sub>zu,ges</sub>	CSB <sub>zu,mf</sub>	CSB <sub>zu,ges</sub> /CSB <sub>zu,mf</sub>	TS	TS/CSB	BSB <sub>ges</sub>	CSB/BSB <sub>ges</sub>	BSB <sub>s</sub>	BSB <sub>ges</sub> /BSB <sub>s</sub>	CSB/BSB <sub>s</sub>	P <sub>zu,ges</sub>	P <sub>zu,mf</sub> (mit Aufschluss)	P <sub>ges</sub> /P <sub>mf</sub> ber.	P <sub>zu,mf</sub> (ohne Aufschluss)	P <sub>ges</sub> /P <sub>mf</sub> ber.	N <sub>zu,ges</sub>	N <sub>ges</sub> /N <sub>mf</sub> ber.	TKN <sub>zu,ges</sub>	N <sub>zu,mf</sub>	TKN <sub>zu,mf</sub>	TKN <sub>ges</sub> /NH <sub>4</sub>	NH <sub>4, zu,mf</sub>	NO <sub>3, zu,mf</sub>
		mg/l	mg/l	ber	g/kg		mg/l	mg/l	mg/l		mg/l	mg/l	ber	mg/l	ber	mg/l	ber	mg/l	ber	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
04.07.2005 Mo	0-2	832	139	<b>6,6</b>	1,30	0,17	582	1,43	450	1,29	1,85	12,2	5,9	<b>2,2</b>	5,4	<b>2,5</b>	83	<b>1,5</b>	<b>82</b>	59	<b>58</b>	<b>1,9</b>	44	0,7
	2-4	665	122	<b>8,4</b>	1,50	0,18	470	1,41	330	1,42	2,02	9,5	<b>4,9</b>	<b>2,0</b>	4,9	<b>2,1</b>	74	<b>1,7</b>	<b>74</b>	63	<b>63</b>	<b>1,6</b>	45	0,3
	4-6	499	<b>94</b>	<b>10,2</b>	0,30	0,19	374	1,33	260	1,44	1,92	7,6	4,2	<b>2,6</b>	3,9	<b>2,9</b>	62	<b>1,7</b>	<b>62</b>	50	<b>50</b>	<b>1,6</b>	38	0,2
	6-8	472	71	<b>9,6</b>	<b>0,04</b>	0,15	262	1,80	175	1,50	2,70	12,0	<b>4,3</b>	<b>3,0</b>	4,0	<b>3,1</b>	54	<b>1,5</b>	<b>54</b>	46	<b>46</b>	<b>1,3</b>	40	0,4
	8-10	1136	94	<b>10,3</b>	0,34	0,08	550	2,07	400	1,38	2,84	19,0	<b>9,0</b>	<b>2,9</b>	9,0	<b>3,1</b>	93	<b>1,6</b>	<b>93</b>	61	<b>61</b>	<b>1,9</b>	50	0,4
	10-12	1185	143	<b>8,7</b>	0,48	0,12	670	1,77	430	1,56	2,76	17,5	<b>7,6</b>	<b>2,4</b>	7,6	<b>2,5</b>	67	<b>1,6</b>	<b>67</b>	40	<b>40</b>	<b>1,7</b>	39	0,3
	12-14	Probennehmer defekt																						
	14-16	Probennehmer defekt																						
	16-18	<b>1569</b>	130	<b>10,9</b>	0,17	0,08	<b>765</b>	2,05	<b>500</b>	1,53	3,14	11,3	4,2	<b>2,6</b>	3,8	<b>2,7</b>	65	<b>1,4</b>	<b>64</b>	45	<b>44</b>	<b>1,9</b>	34	0,6
	18-20	1091	138	<b>6,6</b>	0,42	0,13	680	1,60	430	1,58	2,54	11,7	4,6	<b>2,6</b>	4,4	<b>2,4</b>	60	<b>1,4</b>	<b>60</b>	48	<b>48</b>	<b>1,8</b>	33	0,4
20-22	731	81	<b>7,7</b>	0,35	0,11	465	1,57	300	1,55	2,44	8,1	2,6	<b>2,6</b>	2,5	<b>2,8</b>	29	<b>1,6</b>	<b>28</b>	15	<b>14</b>	<b>2,5</b>	11	1,2	
22-24	436	38	<b>12,4</b>	<b>0,27</b>	0,09	280	1,56	185	1,51	2,36	5,0	1,9	<b>2,3</b>	1,6	<b>3,2</b>	18	<b>1,5</b>	<b>17</b>	10	<b>9</b>	<b>2,8</b>	6	1,2	
05.07.2005 Di	0-2	<b>385</b>	54	<b>7,9</b>	0,33	0,14	281	2,13	138	1,31	2,79	4,5	1,9	<b>2,6</b>	1,7	<b>2,7</b>	21	<b>1,6</b>	<b>20</b>	13	<b>12</b>	<b>2,5</b>	8	1,3
	2-4	300	63	<b>6,2</b>	0,15	0,21	170	1,76	120	1,42	2,50	4,2	2,1	<b>1,9</b>	1,8	<b>2,1</b>	21	<b>1,4</b>	<b>20</b>	19	<b>18</b>	<b>1,7</b>	12	0,6
	4-6	590	60	<b>8,8</b>	<b>0,30</b>	0,10	360	1,64	230	1,57	2,57	5,9	1,7	<b>3,1</b>	1,5	<b>3,3</b>	28	<b>1,9</b>	<b>28</b>	13	<b>13</b>	<b>3,1</b>	9	0,4
	6-8	560	49	<b>8,9</b>	0,37	0,09	270	2,07	165	1,64	3,39	4,6	1,4	<b>2,5</b>	1,4	<b>2,5</b>	28	<b>1,5</b>	<b>27</b>	16	<b>15</b>	<b>2,5</b>	11	1,0
	8-10	1122	74	<b>11,9</b>	0,60	0,07	503	2,23	310	1,62	3,62	11,2	3,0	<b>3,1</b>	2,7	<b>3,3</b>	59	<b>1,6</b>	<b>58</b>	36	<b>35</b>	<b>2,1</b>	28	0,8
	10-12	1049	83	<b>11,3</b>	0,34	0,08	610	1,72	385	1,58	2,72	8,8	3,4	<b>2,7</b>	3,3	<b>2,8</b>	57	<b>1,3</b>	<b>57</b>	40	<b>40</b>	<b>1,8</b>	32	0,4
	12-14	677	80	<b>8,3</b>	0,33	0,12	455	1,49	270	1,69	2,51	7,5	2,9	<b>2,9</b>	2,9	<b>2,5</b>	37	<b>1,4</b>	<b>37</b>	26	<b>26</b>	<b>1,7</b>	21	0,4
	14-16	1004	111	<b>8,3</b>	0,45	0,11	563	1,78	380	1,48	2,64	10,0	3,8	<b>2,4</b>	3,4	<b>2,7</b>	60	<b>1,5</b>	<b>60</b>	37	<b>37</b>	<b>1,9</b>	31	0,4
	16-18	912	94	<b>10,5</b>	0,35	0,10	615	1,48	410	1,50	2,22	11,1	5,1	<b>3,0</b>	4,6	<b>3,4</b>	60	<b>1,4</b>	<b>60</b>	44	<b>44</b>	<b>1,7</b>	35	0,2
	18-20	<b>735</b>	138	<b>7,8</b>	0,27	0,19	509	1,44	340	1,50	2,16	8,8	4,4	<b>2,4</b>	4,0	<b>2,6</b>	56	<b>1,3</b>	<b>56</b>	44	<b>44</b>	<b>1,8</b>	31	0,2
20-22	<b>806</b>	125	<b>6,6</b>	0,30	0,16	478	1,69	345	1,39	2,34	9,0	4,2	<b>2,0</b>	3,8	<b>2,3</b>	62	<b>1,5</b>	<b>62</b>	48	<b>48</b>	<b>1,9</b>	33	0,3	
22-24	1462	109	<b>14,1</b>	0,60	0,07	880	1,66	520	1,69	2,81	12,3	4,2	<b>3,1</b>	3,7	<b>3,4</b>	71	<b>1,7</b>	<b>71</b>	44	<b>44</b>	<b>1,9</b>	37	0,3	
06.07.2005 Mi	0-2	884	101	<b>6,7</b>	0,61	0,11	240	3,68	150	1,60	5,89	9,9	3,5	<b>2,4</b>	3,5	<b>2,5</b>	67	<b>1,4</b>	<b>67</b>	43	<b>43</b>	<b>2,2</b>	31	0,3
	2-4	660	86	<b>6,7</b>	0,20	0,13	195	3,38	130	1,50	5,08	8,5	4,5	<b>1,9</b>	4,5	<b>2,1</b>	63	<b>1,6</b>	<b>63</b>	50	<b>50</b>	<b>1,4</b>	44	0,2
	4-6	468	60	<b>4,9</b>	0,31	0,13	150	3,12	100	1,50	4,68	7,1	2,6	<b>2,1</b>	2,6	<b>2,2</b>	56	<b>1,5</b>	<b>56</b>	34	<b>34</b>	<b>2,1</b>	26	0,2
	6-8	358	57	<b>6,8</b>	0,15	0,16	250	1,43	171	1,46	2,09	5,9	3,4	<b>1,8</b>	3,4	<b>2,0</b>	46	<b>1,3</b>	<b>46</b>	39	<b>39</b>	<b>1,3</b>	36	0,3
	8-10	720	84	<b>7,6</b>	0,25	0,12	515	1,40	344	1,50	2,09	10,6	4,4	<b>2,2</b>	4,4	<b>2,2</b>	81	<b>1,2</b>	<b>81</b>	63	<b>63</b>	<b>1,5</b>	54	0,4
	10-12	952	95	<b>8,3</b>	0,29	0,10	670	1,42	447	1,50	2,13	13,2	4,7	<b>2,5</b>	4,4	<b>2,8</b>	90	<b>1,5</b>	<b>90</b>	65	<b>65</b>	<b>1,7</b>	54	0,4
	12-14	940	116	<b>13,6</b>	0,39	0,12	655	1,44	426	1,54	2,21	10,7	4,8	<b>2,8</b>	<b>4,5</b>	<b>3,1</b>	73	<b>1,5</b>	<b>73</b>	53	<b>53</b>	<b>1,7</b>	44	0,3
	14-16	903	120	<b>7,9</b>	0,21	0,13	690	1,31	460	1,50	1,96	10,6	4,8	<b>2,1</b>	4,3	<b>2,4</b>	67	<b>1,3</b>	<b>67</b>	50	<b>50</b>	<b>1,7</b>	39	0,2
	16-18	1399	123	<b>9,8</b>	0,37	0,09	900	1,55	569	1,58	2,46	17,5	4,5	<b>3,6</b>	4,0	<b>3,4</b>	67	<b>1,8</b>	<b>67</b>	38	<b>38</b>	<b>2,2</b>	30	0,2
	18-20	999	97	<b>8,4</b>	0,57	0,10	680	1,47	442	1,54	2,26	10,8	3,9	<b>2,4</b>	3,5	<b>2,7</b>	51	<b>1,5</b>	<b>51</b>	29	<b>29</b>	<b>2,0</b>	26	0,2
20-22	719	105	<b>6,6</b>	0,36	0,15	<b>430</b>	1,67	340	1,26	2,11	8,0	4,1	<b>2,0</b>	3,5	<b>2,5</b>	49	<b>1,2</b>	<b>49</b>	40	<b>40</b>	<b>1,7</b>	28	0,3	
22-24	710	48	<b>11,4</b>	0,38	0,07	300	2,37	210	1,43	3,38	7,7	2,3	<b>2,6</b>	2,2	<b>3,3</b>	33	<b>1,6</b>	<b>32</b>	17	<b>16</b>	<b>2,5</b>	13	0,8	
07.07.2005 Do	0-2	162	35	<b>4,6</b>	0,10	0,22	105	1,54	82	1,28	1,98	3,0	1,6	<b>2,1</b>	1,4	<b>2,1</b>	16	<b>1,4</b>	<b>15</b>	12	<b>11</b>	<b>2,1</b>	7	1,2
	2-4	171	30	<b>5,7</b>	0,11	0,18	80	2,14	58	1,38	2,95	2,4	1,2	<b>2,3</b>	1,0	<b>2,4</b>	15	<b>1,5</b>	<b>13</b>	10	<b>8</b>	<b>2,7</b>	5	1,6
	4-6	68	33	<b>2,1</b>	0,05	0,49	34	2,00	24	1,42	2,83	1,3	0,9	<b>1,4</b>	0,8	<b>1,6</b>	9	<b>1,1</b>	<b>8</b>	8	<b>7</b>	<b>2,5</b>	3	1,5
	6-8	200	27	<b>7,4</b>	0,12	0,14	120	1,67	80	1,50	2,50	2,3	1,2	<b>1,9</b>	1,0	<b>2,3</b>	14	<b>1,6</b>	<b>13</b>	9	<b>8</b>	<b>2,5</b>	5	1,5
	8-10	294	45	<b>6,5</b>	0,15	0,15	170	1,73	116	1,47	2,53	4,2	2,2	<b>1,9</b>	2,1	<b>2,0</b>	37	<b>1,5</b>	<b>36</b>	24	<b>23</b>	<b>2,0</b>	18	1,3
	10-12	458	69	<b>6,6</b>	0,21	0,15	250	1,83	202	1,24	2,27	5,5	2,5	<b>2,2</b>	2,2	<b>2,5</b>	37	<b>1,3</b>	<b>36</b>	29	<b>28</b>	<b>1,7</b>	21	0,9
	12-14	1178	62	<b>19,0</b>	0,61	0,05	670	1,76	424	1,58	2,78	9,5	2,8	<b>3,4</b>	2,5	<b>3,8</b>	55	<b>1,8</b>	<b>55</b>	30	<b>30</b>	<b>2,4</b>	23	0,4
	14-16	762	91	<b>8,4</b>	0,17	0,12	450	1,69	333	1,35	2,29	7,9	3,8	<b>2,1</b>	3,3	<b>2,4</b>	52	<b>1,2</b>	<b>51</b>	42	<b>41</b>	<b>1,7</b>	30	0,8
	16-18	772	95	<b>8,1</b>	0,15	0,12	460	1,68	347	1,33	2,22	8,4	4,0	<b>2,1</b>	3,4	<b>2,5</b>	35	<b>1,2</b>	<b>35</b>	30	<b>30</b>	<b>1,3</b>	27	0,2
	18-20	592	90	<b>6,6</b>	0,22	0,15	420	1,41	311	1,35	1,90	7,0	3,7	<b>1,9</b>	2,9	<b>2,4</b>	47	<b>1,3</b>	<b>47</b>	37	<b>37</b>	<b>1,7</b>	28	0,5
20-22	636	99	<b>6,4</b>	0,29	0,16	410	1,55	314	1,31	2,03	7,4	3,1	<b>2,4</b>	2,7	<b>2,7</b>	52	<b>1,4</b>	<b>52</b>	36	<b>36</b>	<b>1,9</b>	27	0,4	
22-24	689	85	<b>8,1</b>	0,21	0,12	460	1,50																	

Zulaufdaten zum Beschickungspumpwerk											LimnoTec Abwasseranlagen GmbH													
Datum	Zeit der Probenahme	CSB <sub>zu,ges</sub>	CSB <sub>zu,mf</sub>	CSB <sub>zu,ges</sub> /CSB <sub>zu,mf</sub>	TS	TS/CSB	BSB <sub>ges</sub>	CSB/BSB <sub>ges</sub>	BSB <sub>5</sub>	BSB <sub>ges</sub> /BSB <sub>5</sub>	CSB/BSB <sub>5</sub>	P <sub>zu,ges</sub>	P <sub>zumf</sub> (mit Aufschluss)	P <sub>ges</sub> /P <sub>mf</sub> ber.	P <sub>zumf</sub> (ohne Aufschluss)	P <sub>ges</sub> /P <sub>mf</sub> ber.	N <sub>zu,ges</sub>	N <sub>ges</sub> /N <sub>mf</sub> ber.	TKN <sub>zu,ges</sub>	N <sub>zumf</sub>	TKN <sub>zu,mf</sub>	TKN <sub>ges</sub> /NH <sub>4</sub>	NH <sub>4,zu,mf</sub>	NO <sub>3,zu,mf</sub>
05.09.05 Mo	0-2	668	131	5,7	0,24	0,20	442	1,51	302	1,46	2,21	9,6	4,7	2,0	3,6	2,4	66	1,2	66	52	52	1,8	37	0,4
	2-4	419	78	7,3	0,14	0,19	249	1,68	181	1,38	2,31	6,7	3,5	1,9	2,5	2,3	51	1,2	51	45	45	1,6	32	0,3
	4-6	294	65	5,5	0,04	0,22	157	1,87	120	1,31	2,45	5,0	2,7	1,8	2,5	1,9	44	1,2	44	34	34	1,5	29	0,1
	6-8	249	40	9,2	0,03	0,16	125	1,99	105	1,19	2,37	4,4	2,7	2,0	2,5	2,1	39	1,3	39	32	32	1,3	30	0,3
	8-10	1013	88	10,2	0,51	0,09	498	2,03	369	1,35	2,75	28,5	8,8	2,9	8,1	3,1	86	1,4	86	57	57	2,6	33	0,0
	10-12	945	158	7,8	0,36	0,17	450	2,10	364	1,24	2,60	22,5	10,6	2,4	9,1	2,7	77	1,4	77	53	53	1,7	46	0,2
	12-14	803	83	9,6	0,31	0,10	511	1,57	375	1,36	2,14	10,1	3,2	2,9	3,0	3,1	57	1,4	57	40	39	2,1	27	0,5
	14-16	940	135	7,0	0,29	0,14	599	1,57	400	1,50	2,35	9,1	4,5	2,0	4,1	2,2	59	1,2	59	45	45	1,8	33	0,1
	16-18	809	106	7,6	0,26	0,13	426	1,90	320	1,33	2,53	8,0	3,9	2,1	3,6	2,2	56	1,2	56	44	44	1,6	34	0,2
	18-20	708	110	6,4	0,32	0,16	535	1,32	380	1,41	1,86	8,3	3,8	2,2	3,4	2,4	54	1,4	54	41	41	1,7	31	0,1
	20-22	733	107	6,9	0,62	0,15	553	1,33	400	1,38	1,83	8,9	4,0	2,2	3,7	2,4	58	1,3	58	43	43	2,1	27	0,2
	22-24	696	111	6,3	0,28	0,16	479	1,45	340	1,41	2,05	8,7	4,0	2,2	3,7	2,4	54	0,0	54	42	42	1,7	32	0,2
06.09.05 Di	0 - 2	595	93	6,4	0,21	0,16	362	1,64	250	1,45	2,38	8,2	4,0	2,1	3,9	2,4	56	1,0	56	46	46	1,5	37	0,2
	2 - 4	461	50	9,2	0,13	0,11	246	1,87	180	1,37	2,56	6	3,3	1,8	3,0	2,0	44	1,1	44	34	34	1,5	30	0,4
	4 - 6	315	48	6,6	0,17	0,15	149	2,11	110	1,35	2,86	4,6	2,5	1,8	2,5	1,8	36	1,6	36	31	31	1,5	24	0,4
	6 - 8	538	44	12,2	0,20	0,08	305	1,76	240	1,27	2,24	6,7	2,9	2,3	2,8	2,4	49	2,5	49	37	37	1,6	30	0,4
	8 - 10	873	99	8,8	0,79	0,11	596	1,46	476	1,25	1,83	12,2	4,7	2,6	4,6	2,7	91	1,2	91	69	69	1,6	56	0,4
	10 - 12	988	103	9,6	0,66	0,10	563	1,75	437	1,29	2,26	11,7	4,4	2,7	4,1	2,9	80	1,3	80	56	56	2,0	40	0,4
	12 - 14	992	103	9,6	0,38	0,10	557	1,78	445	1,25	2,23	10,5	4,0	2,6	3,7	2,8	70	0,0	70	49	49	2,0	35	0,4
13.09.05 Di	0-2	700	75	9,8	0,30	0,11	445	1,57	335	1,33	2,09	8,9	4,1	2,1	3,7	2,3	64	1,2	64	50	50	1,8	35	0,1
	2-4	559	57	9,6	0,24	0,10	370	1,51	275	1,35	2,03	7,4	3,5	2,0	3,2	2,5	62	1,2	62	49	49	1,6	39	0,2
	4-6	358	45	8,7	0,47	0,13	252	1,42	175	1,44	2,05	5,7	2,9	1,9	2,5	2,3	50	1,2	50	41	41	1,5	33	0,5
	6-8	233	35	8,8	0,06	0,15	165	1,41	123	1,34	1,89	4,5	2,6	1,9	2,4	2,0	43	1,2	43	37	37	1,4	30	0,4
	8-10	649	42	13,9	0,58	0,06	424	1,53	300	1,41	2,16	9,7	3,5	2,6	3,3	2,5	79	1,2	79	64	64	1,8	44	0,3
	10-12	1147	88	11,2	0,61	0,08	786	1,46	550	1,43	2,09	17,1	3,5	3,8	3,7	3,4	93	1,3	93	66	66	1,8	52	0,2
	12-14	823	96	9,1	0,51	0,12	475	1,73	375	1,27	2,19	10,9	3,2	3,2	2,8	3,3	72	1,3	72	52	52	1,8	39	0,3
	14-16	844	105	8,7	0,30	0,12	520	1,62	400	1,30	2,11	8,9	3,8	2,4	3,7	2,6	59	1,3	59	42	42	2,0	30	0,2
	16-18	837	98	7,8	0,53	0,12	510	1,64	420	1,21	1,99	9,6	4,1	2,1	3,5	3,0	62	1,3	62	45	45	1,9	33	0,2
	18-20	703	89	8,6	0,27	0,13	460	1,53	372	1,24	1,89	8,4	4,4	2,2	3,8	2,4	75	1,2	75	63	63	2,2	34	0,3
	20-22	812	91	16,4	0,39	0,11	510	1,59	394	1,29	2,06	9,9	4,5	3,0	3,9	2,4	79	1,5	79	62	62	2,7	29	0,2
	22-24	905	94	12,1	0,34	0,10	630	1,44	452	1,39	2,00	11,5	4,7	2,5	4,2	2,6	81	1,3	81	65	65	2,1	38	0,2
14.09.05 Mi	0-2	731	71	10,3	0,17	0,10	435	1,68	355	1,23	2,06	9,6	4,7	2,0	4,3	3,1	79	1,2	79	65	65	2,0	40	0,2
	2-4	503	54	9,3	0,23	0,11	353	1,42	262	1,35	1,92	7,5	4,1	1,8	3,6	2,4	74	1,2	74	63	63	2,0	36	0,3
	4-6	385	41	9,4	0,25	0,11	260	1,48	197	1,32	1,95	5,8	3,2	1,8	2,7	2,1	68	1,2	68	57	57	2,4	28	0,4
	6-8	385	35	11,0	0,14	0,09	255	1,51	189	1,35	2,04	5,6	2,8	2,0	2,6	2,2	64	1,2	63	55	54	2,3	27	0,6
	8-10	802	65	12,3	0,27	0,08	409	1,96	300	1,36	2,67	9,8	4,2	2,3	3,7	2,6	117	1,2	117	97	97	2,1	55	0,2
	10-12	842	90	9,4	0,46	0,11	539	1,56	394	1,37	2,14	11,9	4,5	2,6	4,3	2,8	119	1,2	119	97	97	2,2	54	0,3
	12-14	992	104	9,5	0,56	0,10	700	1,42	494	1,42	2,01	12,3	4,2	2,9	3,7	3,3	108	1,3	108	84	84	2,7	40	0,4
	14-16	1013	109	9,3	0,26	0,11	520	1,95	405	1,28	2,50	10,7	4,4	2,4	4,2	2,5	91	1,2	91	79	79	2,5	36	0,4
	16-18	755	107	7,1	0,26	0,14	530	1,42	389	1,36	1,94	9,5	5,0	1,9	4,2	2,3	93	1,3	93	72	72	2,7	34	0,3
	18-20	877	94	9,3	0,37	0,11	555	1,58	435	1,28	2,02	11,1	4,6	2,4	4,4	2,5	90	1,3	90	69	69	2,7	33	0,2
	20-22	1718	72	23,9	1,11	0,04	965	1,78	630	1,53	2,73	16,1	4,2	3,8	4,1	3,9	94	1,7	94	56	56	4,1	23	0,4
	22-24	858	59	14,5	0,52	0,07	478	1,79	370	1,29	2,32	9,2	3,6	2,6	3,4	2,7	72	1,3	72	57	57	3,6	20	0,3
07.11.05 Mo	0-2	510	83	6,1	0,18	0,16	354	1,44	293	1,21	1,74	8,1	4,6	1,8	4,1	2,0	95	1,4	95	70	70	1,9	51	0,4
	2-4	404	60	6,7	0,12	0,15	268	1,51	211	1,27	1,91	6,7	3,7	1,8	3,4	2,2	90	1,5	90	62	62	2,4	37	0,4
	4-6	277	51	5,4	0,11	0,18	171	1,62	141	1,21	1,96	4,9	3,1	1,6	2,9	1,7	78	1,4	78	57	57	2,8	28	0,5
	6-8	296	43	6,9	0,11	0,15	160	1,85	130	1,23	2,28	5,1	2,8	1,8	2,6	2,0	75	1,5	74	49	48	2,8	27	0,6
	8-10	1025	78	13,1	0,53	0,08	680	1,51	508	1,34	2,02	23,0	8,5	2,7	8,2	2,8	125	1,8	125	69	69	2,4	53	0,4
	10-12	1032	86	12,0	0,38	0,08	675	1,53	494	1,37	2,09	16,0	7,8	2,1	7,7	2,1	105	1,2	105	85	85	2,2	48	0,5
	12-14	445	52	8,6	0,20	0,12	282	1,58	239	1,18	1,86	7,4	3,4	2,2	3,3	2,2	63	1,9	62	33	32	4,7	13	1,3
	14-16	345	54	6,4	0,06	0,16	230	1,50	192	1,20	1,80	4,5	2,3	2,0	2,1	2,1	57	1,7	56	33	32	6,2	9	1,3
	16-18	449	65	6,9	0,20	0,14	279	1,61	226	1,23	1,99	5,4	2,8	1,9	2,4	2,3	63	1,8	62	36	35	4,2	15	0,7
	18-20	418	70	6,0	0,20	0,17	290	1,44	234	1,24	1,79	5,6	3,2	1,8	2,8	2,0	49	1,1	48	44	43	2,4	20	1,0
	20-22	364	67	5,4	0,18	0,18	251	1,45	216	1,16	1,69	5,1	2,9	1,8	2,6	2,0	49	1,1	48	45	44	2,0	24	0,9
	22-24	802	77	10,4	0,59	0,10	592	1,35	468	1,26	1,71	8,4	3,7	2,3	3,4	2,5	67	1,5	67	44	44	3,5	19	0,5

Zulaufdaten zum Beschickungspumpwerk										LimnoTec Abwasseranlagen GmbH														
Datum	Zeit der Probenahme	CSB <sub>zu,ges</sub>	CSB <sub>zu,mf</sub>	CSB <sub>zu,ges</sub> /CSB <sub>zu,mf</sub>	TS	TS/CSB	BSB <sub>ges</sub>	CSB/BSB <sub>ges</sub>	BSB <sub>5</sub>	BSB <sub>ges</sub> /BSB <sub>5</sub>	CSB/BSB <sub>5</sub>	P <sub>zu,ges</sub>	P <sub>zu,mf</sub> (mit Aufschluss)	P <sub>ges</sub> /P <sub>mf</sub> ber.	P <sub>zu,mf</sub> (ohne Aufschluss)	P <sub>ges</sub> /P <sub>mf</sub> ber.	N <sub>zu,ges</sub>	N <sub>ges</sub> /N <sub>mf</sub> ber.	TKN <sub>zu,ges</sub>	N <sub>zu,mf</sub>	TKN <sub>zu,mf</sub>	TKN <sub>ges</sub> /NH <sub>4</sub>	NH <sub>4,zu,mf</sub>	NO <sub>3,zu,mf</sub>
02.12.05 Fr	0-2	310	35	8,2	0,04	0,11	222	1,40	177	1,25	1,75	4,5	2,9	1,6	2,3	1,9	37	1,2	33	30	26	1,3	25	3,8
	2-4	165	21	10,7	0,02	0,13	115	1,43	84	1,37	1,96	2,7	1,9	1,8	1,6	2,0	27	1,3	24	23	20	1,4	17	2,7
	4-6	133	12	11,7	0,01	0,09	68	1,96	48	1,42	2,77	2,1	1,5	1,9	1,3	2,1	21	1,2	18	18	15	1,3	14	3,2
	6-8	150	19	7,3	0,01	0,13	81	1,85	56	1,45	2,68	2,4	1,8	1,5	1,7	1,7	26	1,1	23	25	22	1,9	12	3,3
	8-10	682	44	10,6	0,26	0,07	315	2,17	237	1,33	2,88	8,1	3,9	1,9	3,5	2,0	44	1,2	42	39	37	1,5	27	2,5
	10-12	503	58	7,5	0,16	0,12	308	1,63	231	1,33	2,18	6,5	3,5	1,8	3,0	2,1	46	1,1	44	38	36	1,8	25	2,1
	12-14	557	77	6,7	0,25	0,14	330	1,69	248	1,33	2,25	5,9	3,2	1,8	2,8	2,1	38	1,3	36	30	28	1,9	19	2,1
	14-16	505	67	9,0	0,17	0,13	315	1,60	237	1,33	2,13	5,2	3,1	2,0	2,4	2,5	37	1,3	35	30	28	2,0	18	1,7
	16-18	461	71	6,5	0,16	0,15	330	1,40	265	1,25	1,74	5,7	3,7	1,7	2,7	2,2	39	1,2	37	31	29	2,1	18	1,6
	18-20	468	67	8,1	0,07	0,14	323	1,45	254	1,27	1,84	5,5	3,1	1,9	2,6	2,2	38	1,2	36	31	29	1,5	25	1,6
	20-22	459	60	6,9	0,06	0,13	300	1,53	237	1,27	1,94	5,0	3,0	1,6	2,4	2,1	37	1,1	35	32	30	1,4	26	1,6
	22-24	393	50	7,6	0,07	0,13	282	1,39	217	1,30	1,81	5,2	3,0	1,7	2,5	2,0	36	1,2	35	32	31	1,3	27	1,5
03.12.05 Sa	0-2	379	50	7,0	0,03	0,13	208	1,82	161	1,29	2,35	4,4	2,8	1,6	2,4	1,8	38	1,2	36	31	29	1,4	26	1,6
	2-4	362	27	10,0	0,03	0,07	245	1,48	183	1,34	1,98	4,3	2,0	1,9	1,8	2,1	32	1,3	30	24	22	1,6	19	2,2
	4-6	365	30	8,4	0,08	0,08	162	2,25	116	1,40	3,15	3,7	1,5	1,9	1,4	2,1	21	1,2	18	16	13	1,7	11	2,7
	6-8	191	28	11,7	0,03	0,15	85	2,25	62	1,37	3,08	2,7	1,7	2,1	1,4	2,3	21	1,2	19	17	15	2,3	8	2,4
	8-10	270	46	8,6	0,13	0,17	155	1,74	96	1,61	2,81	4,1	2,5	2,0	2,3	2,1	39	1,2	36	32	29	2,0	18	2,6
	10-12	463	73	7,2	0,12	0,16	272	1,70	186	1,46	2,49	6,5	3,7	1,9	3,2	2,1	54	1,3	52	51	49	1,8	29	1,9
	12-14	481	79	6,3	0,14	0,16	310	1,55	237	1,31	2,03	6,3	3,8	1,6	2,9	2,1	46	1,3	45	37	36	1,9	24	1,5
	14-16	802	76	9,0	0,02	0,09	515	1,56	315	1,63	2,55	7,4	3,3	2,1	2,6	2,6	42	1,3	41	30	29	1,9	21	1,4
	16-18	500	78	6,5	0,17	0,16	310	1,61	220	1,41	2,27	5,8	3,0	1,8	2,6	2,3	39	1,2	38	32	31	2,1	18	1,3
	18-20	541	59	7,6	0,12	0,11	440	1,23	293	1,50	1,85	5,5	2,8	1,8	2,4	2,1	37	1,3	36	30	29	1,4	26	1,2
	20-22	412	68	7,0	0,13	0,17	350	1,18	285	1,23	1,45	4,7	2,9	1,7	2,3	2,1	37	1,2	36	33	32	1,5	24	1,1
	22-24	355	49	8,4	0,08	0,14	218	1,63	164	1,33	2,16	4,8	3,0	1,8	2,5	2,1	38	1,2	37	32	31	1,3	29	1,1
04.12.05 So	0-2	325	50	6,5	0,04	0,15	180	1,81	132	1,36	2,46	4,6	2,8	1,6	2,5	1,8	39	1,2	38	34	33	1,7	22	1,4
	2-4	242	37	6,5	0,03	0,15	130	1,86	87	1,49	2,78	3,7	2,3	1,6	2,0	1,9	33	1,2	31	29	27	1,8	17	1,7
	4-6	138	30	4,6	0,00	0,22	70	1,97	48	1,46	2,88	2,4	1,8	1,3	1,5	1,6	27	1,1	25	24	22	2,1	12	1,9
	6-8	396	24	16,5	0,03	0,06	310	1,28	116	2,67	3,41	3,7	1,4	2,6	1,4	2,6	24	1,5	22	16	14	2,4	9	2,1
	8-10	295	26	11,3	0,07	0,09	143	2,06	95	1,51	3,11	3,5	1,5	2,3	1,4	2,5	24	1,3	22	18	16	3,2	7	1,8
	10-12	268	33	8,1	0,04	0,12	120	2,23	82	1,46	3,27	3,5	1,7	2,1	1,6	2,2	29	1,3	27	23	21	2,7	10	1,7
	12-14	265	41	6,5	0,02	0,15	140	1,89	99	1,41	2,68	3,5	2,2	1,6	1,8	1,9	27	1,2	25	22	20	2,1	12	1,9
	14-16	435	59	7,4	0,12	0,14	260	1,67	169	1,54	2,57	4,9	2,5	2,0	2,1	2,3	31	1,3	29	23	21	2,0	15	1,6
	16-18	365	55	6,6	0,02	0,15	220	1,66	155	1,42	2,35	4,6	2,8	1,6	2,0	2,3	32	1,2	31	26	25	1,9	16	1,4
	18-20	352	58	6,1	0,04	0,16	207	1,70	149	1,39	2,36	4,4	2,6	1,7	2,2	2,0	33	1,2	32	28	27	1,8	18	1,4
	20-22	386	49	7,9	0,04	0,13	230	1,68	158	1,46	2,44	4,4	2,5	1,8	2,1	2,1	35	1,3	34	27	26	1,9	18	1,4
	22-24	256	27	9,5	0,06	0,11	93	2,75	63	1,48	4,06	2,9	1,5	1,9	1,3	2,2	20	1,3	19	15	14	2,3	8	1,4
25.07.2006 Mi	0-2	773	91	8,5	-	-	432	1,79	293	1,47	2,64	9,8	4,0	2,4	3,7	2,7	57	1,5	56	39	38	2,5	23	0,6
	2-4	547	64	8,5	-	-	306	1,79	207	1,47	2,64	8,4	3,5	2,4	3,2	2,7	58	1,5	58	40	39	1,9	31	0,3
	4-6	472	56	8,5	-	-	264	1,79	179	1,47	2,64	6,7	2,8	2,4	2,5	2,7	49	1,5	49	34	33	1,7	28	0,1
	6-8	272	32	8,5	-	-	152	1,79	103	1,47	2,64	5,3	2,2	2,4	2,0	2,7	41	1,5	41	28	28	1,4	30	0,3
	8-10	460	54	8,5	-	-	257	1,79	174	1,47	2,64	8,7	3,6	2,4	3,3	2,7	63	1,5	63	43	43	2,0	31	0,0
	10-12	826	97	8,5	-	-	461	1,79	313	1,47	2,64	12,6	5,2	2,4	4,7	2,7	81	1,5	81	55	55	1,6	51	0,3
	12-14	861	101	8,5	-	-	481	1,79	326	1,47	2,64	11,1	4,6	2,4	4,2	2,7	69	1,5	69	47	47	1,5	45	0,3
	14-16	834	98	8,5	-	-	466	1,79	316	1,47	2,64	9,8	4,0	2,4	3,7	2,7	63	1,5	63	43	43	1,6	39	0,3
	16-18	724	85	8,5	-	-	404	1,79	274	1,47	2,64	8,7	3,6	2,4	3,3	2,7	56	1,5	56	38	38	2,1	27	0,3
	18-20	731	86	8,5	-	-	408	1,79	277	1,47	2,64	9,1	3,7	2,4	3,4	2,7	55	1,5	55	38	37	1,6	35	0,2
	20-22	729	86	8,5	-	-	407	1,79	276	1,47	2,64	8,9	3,7	2,4	3,3	2,7	54	1,5	54	37	37	1,7	31	0,2
	22-24	747	88	8,5	-	-	417	1,79	283	1,47	2,64	8,9	3,7	2,4	3,3	2,7	54	1,5	54	37	37	1,5	35	0,2
				Mittelwerte			Validierte Messwerte				berechnete Messwerte					Probenehmer defekt								

## A.1.6 Qualitätsmessungen im Pufferbehälter 1 und 2

Zulaufdaten zum Pufferbehälter 1						LimnoTec Abwasseranlagen GmbH									
Datum	Zeit der Probenahme	CSB <sub>zu,ges</sub>	CSB <sub>zu,mf</sub>	TS	BSB <sub>ges</sub>	BSB <sub>5</sub>	P <sub>zu,ges</sub>	P <sub>zu,mf (mit Aufschluss)</sub>	P <sub>zu,mf (ohne Aufschluss)</sub>	N <sub>zu,ges</sub>	TKN <sub>zu,ges</sub>	N <sub>zu,mf</sub>	TKN <sub>zu,mf</sub>	NH <sub>4,zu,mf</sub>	NO <sub>3,zu,mf</sub>
		mg/l	mg/l	g/kg	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
03/07/2005 Mo	23:45	9100	193	7,80	3100	2450	210,0	14,7	14,4	502	502	52	52	37	0,5
04/07/2005 Di	17:45	391	183	0,09	245	195	22,0	13,8	13,5	57	57	46	46	38	0,3
	21:25	4300	149	2,59	1200	870	12,0	6,0	11,6	206	206	38	38	31	0,3
05/07/2005 Mi	12:00	249	61	0,14	120	88	9,9	6,4	6,2	30	30	23	23	20	0,2
	15:20	3000	64	2,65	660	510	58,0	11,3	10,8	138	138	24	24	21	0,4
06/07/2005 Do	12:00	263	89	0,13	170	126	14,0	9,4	9,0	58	58	48	48	42	0,2
	15:20	3200	110	1,84	1100	734	54,0	9,6	9,3	151	151	54	54	43	0,3
07/07/2005 Fr	11:55	4400	42	3,10	1900	1128	68,0	7,0	6,7	160	160	18	18	15	0,1
	15:55	4400	52	3,37	2000	64	70,0	9,7	9,7	174	174	28	28	20	0,2
02.12.05 Fr	7:55	2500	40	1,90	1097	610	54,0	4,3	4,2	115	115	23	23	17	0,5
	16:00	3300	50	2,70	1693	950	74,0	5,2	5,3	150	150	23	23	17	0,1
03.12.05 Sa	8:10	3000	27	2,44	1164	610	58,0	3,4	3,3	118	118	17	17	10	0,3
	12:00	3400	33	2,73	1155	630	72,0	3,9	3,7	152	152	24	24	19	0,4
04.12.05 So	8:00	642	21	0,46	241	186	10,5	3,2	3,2	44	43	15	14	10	0,7
	11:50	2500	20	1,89	1139	750	45,0	2,9	2,8	107	107	20	20	11	0,2
Mittelwerte		Validierte Messwerte				berechnete Messwerte				Probenehmer defekt					

Zulaufdaten zum Pufferbehälter 2						LimnoTec Abwasseranlagen GmbH									
Datum	Zeit der Probenahme	CSB <sub>zu,ges</sub>	CSB <sub>zu,mf</sub>	TS	BSB <sub>ges</sub>	BSB <sub>5</sub>	P <sub>zu,ges</sub>	P <sub>zu,mf (mit Aufschluss)</sub>	P <sub>zu,mf (ohne Aufschluss)</sub>	N <sub>zu,ges</sub>	TKN <sub>zu,ges</sub>	N <sub>zu,mf</sub>	TKN <sub>zu,mf</sub>	NH <sub>4,zu,mf</sub>	NO <sub>3,zu,mf</sub>
		mg/l	mg/l	g/kg	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
04.12.2005 So	11:45	237	24	0,04	164	100	3,2	2,6	2,5	20	20	20	20	6,8	0,5
Mittelwerte		Validierte Messwerte				berechnete Messwerte				Probenehmer defekt					

### A.1.7 Qualitätsmessungen im Zulauf zum Leitreaktor

Zulaufdaten zum SBR2=Leitreaktor						LimnoTec Abwasseranlagen GmbH												
Beschickung	Datum	Zeit Besch.	CSB <sub>zu,ges</sub>	CSB <sub>zu,mf</sub>	TS	BSB <sub>ges</sub>	BSB5	P <sub>zu,ges</sub>	P <sub>zu,mf (mit Aufschluss)</sub>	P <sub>zu,mf (ohne Aufschluss)</sub>	N <sub>zu,ges</sub>	TKN <sub>zu,ges</sub>	N <sub>zu,mf</sub>	TKN <sub>zu,mf</sub>	NH <sub>4, zu,mf</sub>	NO <sub>3, zu,mf</sub>	CSB <sub>ab,mf</sub>	
			mg/l	mg/l	g/kg	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	
1/1	04.07.2005 Mo	0:00	5200	145	4,10	1800	1380	102	12,0	10,4	326	326	46	46	39	0,3	33	
1/2		2:45	7200	169	4,50	2300	1600	110	13,6	12,8	338	300	48	48	35	0,5	33	
2/1		6:00	3600	170	2,70	600	500	92	14,0	14,4	242	242	45	45	37	0,0	30	
2/2		8:45	1496	120	0,95	550	420	48	10,3	10,3	115	115	57	57	44	0,2	30	
3/1		12:00	1900	108	1,10	650	510	52	9,2	9,5	104	104	44	44	38	0,4	33	
3/2		14:45	3000	121	2,28	1500	990	80	9,0	8,6	123	122	28	34	33	0,6	33	
4/1		18:00	1700	150	0,84	650	520	32	7,3	7,1	96	96	46	46	38	0,3	35	
4/2		20:45	478	71	0,30	303	210	12	6,0	2,7	27	27	15	15	10	0,3	35	
1/1		05.07.2005 Di	0:00	445	77	0,80	250	170	11	4,4	4,2	32	32	17	17	13	0,5	37
1/2			2:45	1280	54	1,09	360	290	24	1,7	1,5	62	62	10	10	6	0,2	37
2/1	6:00		407	43	0,25	170	140	8	3,3	3,2	26	26	17	17	10	0,5	27	
2/2	8:45		1590	69	1,45	650	450	26	4,1	3,9	79	79	33	33	26	0,4	27	
3/1	12:00		374	74	0,18	225	160	9	5,3	5,1	35	35	26	26	22	0,3	26	
3/2	14:45		3100	66	2,55	1770	805	59	8,8	8,5	139	139	26	26	19	0,2	26	
4/1	18:00		647	96	0,32	380	265	14	7,5	6,9	54	54	38	38	32	0,1	44	
4/2	20:45		2700	127	1,75	790	550	46	8,6	8,2	121	121	42	42	31	0,2	44	
1/1	06.07.2005 Mi	0:00	856	119	0,51	490	300	22	7,8	7,5	71	71	46	46	31	0,2	33	
1/2		2:45	4100	85	1,52	1100	800	70	8,8	8,7	160	160	36	36	27	0,2	33	
2/1		6:00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
2/2		8:45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
3/1		12:00	783	99	0,35	340	284	21	9,5	8,7	76	76	51	51	43	0,1	28	
3/2		14:45	2900	99	1,32	900	699	52	8,5	8,5	138	138	48	48	37	0,1	28	
4/1		18:00	595	113	0,10	360	291	13	7,3	6,8	58	58	43	43	36	0,2	45	
4/2		20:45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
1/1	07.07.2005 Do	0:00	397	47	0,38	230	164	8	3,0	2,8	32	31	20	19	13	0,6	28	
1/1		4:00	120	44	0,09	65	47	3	1,5	1,4	13	12	12	11	5	1,2	24	
1/1		8:00	303	39	0,20	160	112	7	2,7	2,6	28	27	23	22	15	1,0	21	
1/1		12:00	1202	58	0,80	600	428	16	3,8	3,6	59	59	23	23	20	0,2	20	
1/1		16:00	2700	70	1,22	780	557	46	7,8	7,6	108	108	50	50	24	0,2	20	
1/1		20:00	912	99	0,63	330	226	17	5,3	0,8	66	66	39	39	27	0,3	33	
1/1	02.12.2005 Fr	0:00	815	30	0,51	568	265	10	4,6	4,4	45	44	24	23	22	0,8	15	
1/2		4:00	3700	34	2,43	2039	974	60	4,0	3,9	121	120	25	24	21	1,3	15	
2/1		8:00	1317	39	1,05	616	438	30	3,7	3,6	84	83	34	33	22	1,4	18	
2/2		12:00	2500	46	1,73	1118	678	52	4,4	3,9	69	68	34	33	21	1,2	18	
3/1		16:00	3100	26	2,06	1683	791	54	4,6	4,4	126	126	27	27	17	0,4	17	
3/2		20:00	2800	32	1,41	1479	819	52	4,8	4,5	94	93	27	26	23	0,8	17	
1/1	03.12.2005 Sa	0:00	465	37	0,10	191	141	11	3,8	3,6	40	39	29	28	22	1,2	15	
1/2		4:00	705	19	0,51	293	200	14	1,6	1,5	45	42	20	17	14	2,6	15	
2/1		8:00	2300	26	1,68	714	425	42	2,4	2,3	96	95	18	17	12	0,7	24	
2/2		12:00	2100	45	1,51	703	480	39	3,8	3,2	104	104	33	33	21	0,5	24	
3/1		16:00	2900	50	2,12	885	575	49	5,9	5,9	117	117	30	30	20	0,3	19	
3/2		20:00	2300	44	1,08	789	410	43	4,2	3,9	82	82	27	27	25	0,2	19	
1/1	04.12.2005 So	0:00	358	42	0,11	151	113	9	4,1	3,9	39	38	27	26	26	0,6	16	
1/2		4:00	1200	26	1,61	796	510	44	3,7	3,3	103	102	25	24	14	1,1	16	
2/1		8:00	618	30	0,42	226	175	12	1,9	1,9	36	35	15	14	8	1,4	14	
2/2		12:00	913	31	0,64	366	282	17	2,1	2,0	55	54	21	20	12	1,1	14	
3/1		16:00	305	42	0,03	154	135	6	3,3	2,7	30	29	22	21	15	0,7	13	
3/2		20:00	2000	41	1,51	939	600	36	3,3	3,0	93	92	22	21	16	1,0	13	
			Mittelwerte			Validierte Messwerte					berechnete Messwerte							

### A.1.8 Qualitätsmessungen im Leitreaktor

Messwerte im SBR2=Leitreaktor						LimnoTec Abwasseranlagen GmbH								
Datum	Zeit Besch.	Beschickungshöhe	TS auf aktuelle Höhe	TS auf 5,5	Online TS	NO <sub>3mf</sub>	Online NO <sub>3mf</sub> *	Online NO <sub>3mf</sub> auf 5,5	NH <sub>4mf</sub>	Online NH <sub>4mf</sub> **	Online NH <sub>4mf</sub> ** auf 5,5	PO <sub>4mf</sub>	Online PO <sub>4mf</sub> **	
		m	g/l	g/l	g/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l		mg/l	mg/l	
04.07.2005	2:35	3,99	4,40	3,20	3,1	2,8	3,7	2,7	0,4	0,0	0,0	0,7	0,8	
	13:25	4,00	5,30	3,85	3,3	0,2	0,0	0,0	2,6	2,4	1,7	1,4	1,0	
05.07.2005	2:35	5,06	4,05	3,73	3,7	3,2	3,8	3,5	0,5	0,0	0,0	0,4	0,2	
	13:45	4,96	4,60	4,15	3,7	1,3	1,2	1,1	3,0	3,2	2,9	0,7	0,2	
06.07.2005	1:30	4,04	6,10	4,48	4,1	0,7	0,0	0,0	3,1	2,2	1,6	1,4	3,3	
	13:10	5,20	4,04	3,82	4,4	0,6	0,0	0,0	13,0	12,0	11,3	9,2	11,0	
07.07.2005	1:35	5,05	5,60	5,14	4,4	3,8	4,0	3,7	2,9	2,5	2,3	0,3	0,1	
	13:10	4,30	6,10	4,77	4,1	1,6	1,6	1,3	0,9	0,9	0,7	0,8	0,7	
	21:20	4,18	5,77	4,39	4,1	0,7	0,0	0,0	1,5	2,2	1,7	0,8	1,2	
	21:55	4,18	5,78	4,39	4,1	2,8	2,6	2,0	0,0	0,0	0,0	0,2	0,2	
02.12.2005	2:35	5,00	3,18	2,89	2,9	4,3	3,4	3,1	0,3	0,6	0,6	1,2	0,8	
	9:42	4,92	3,42	3,06	3,0	2,0	1,2	1,1	3,6	3,2	2,9	1,7	1,6	
03.12.2005	2:46	4,98	3,80	3,44	3,4	5,1	4,9	4,5	0,1	0,3	0,2	1,5	0,2	
	17:33	5,00	4,63	4,21	3,8	1,0	0,6	0,6	3,6	2,6	2,4	1,3	1,1	
04.12.2005	3:28	4,90	4,98	4,44	3,7	4,6	4,8	4,3	0,0	0,1	0,0	0,2	0,1	
	9:19	5,02	4,85	4,43	3,8	0,9	1,3	1,2	1,1	0,5	0,5	0,7	0,3	
05.12.2005	2:04	4,66	5,43	4,60	3,6	3,3	2,3	1,9	0,0	0,1	0,1	0,4	0,2	
		Mittelwerte			Validierte Messwerte									

### A.1.9 Qualitätsmessungen im Ablauf

Ablaufwerte SBR2				LimnoTec Abwasseranlagen GmbH									
Datum	Zeit Besch.	CSB <sub>ab,ges</sub>	CSB <sub>ab,mf</sub>	P <sub>ab,ges</sub>	P <sub>ab,mf</sub> (mit Aufschluss)	P <sub>ab,mf</sub> (ohne Aufschluss)	N <sub>ab,ges</sub>	TKN <sub>ab,ges</sub>	N <sub>ab,mf</sub>	TKN <sub>ab,mf</sub>	NH <sub>4,ab,mf</sub>	NO <sub>3,ab,mf</sub>	
		mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	
04.07.2005	5:00	40	33	0,5	0,4	-	2,5	2,2	2,1	1,8	0,6	0,3	
	11:00	47	30	0,8	0,6	0,4	1,5	1,0	1,0	0,5	0,4	0,5	
	17:00	42	33	0,3	0,4	0,3	1,5	0,8	1,5	0,8	0,2	0,7	
	23:00	46	35	0,6	0,6	0,3	2,3	1,9	2,0	1,6	0,2	0,4	
05.07.2005	5:00	40	37	-	0,5	0,7	5,8	5,5	2,0	1,7	1,5	0,3	
	11:00	46	27	0,4	0,5	0,2	2,8	1,9	2,5	1,6	0,3	0,9	
	17:00	43	26	0,2	0,1	0,1	3,9	1,9	3,8	1,8	0,6	2,0	
	23:00	73	44	0,5	0,5	0,4	6,7	6,4	6,5	6,2	2,5	0,3	
06.07.2005	5:00	73	33	1,0	0,5	0,4	4,8	4,4	2,9	2,5	1,9	0,4	
	11:00	41	27	0,3	0,3	0,2	1,4	1,2	1,3	1,1	0,2	0,2	
	17:00	42	28	0,6	0,6	0,5	10,9	9,4	10,6	9,1	4,8	1,5	
	23:00	49	45	0,5	0,4	0,4	10,5	3,5	10,0	3,0	3,1	7,0	
07.07.2005	3:00	30	28	0,2	0,2	0,2	7,7	3,1	6,5	1,9	1,2	4,6	
	7:00	134	24	0,7	0,3	0,2	3,8	2,4	3,4	2,0	0,2	1,4	
	11:00	32	21	0,3	0,2	0,2	3,2	0,9	3,2	0,9	0,1	2,3	
	15:00	34	20	0,2	0,1	0,1	3,0	1,1	2,9	1,0	0,1	1,9	
	19:00	35	20	0,4	0,3	0,3	2,2	1,0	2,2	1,0	0,1	1,2	
	23:00	49	33	0,6	0,5	0,5	8,0	6,8	3,2	2,0	0,4	1,2	
02.12.2005	7:00	18	15	0,64	0,67	0,63	4,0	1,2	4,0	1,2	0,0	2,8	
	15:00	34	18	0,31	0,38	0,35	5,8	1,3	5,5	1,0	0,0	4,5	
	23:00	27	17	0,20	0,24	0,19	3,3	1,1	3,3	1,1	0,2	2,2	
03.12.2005	7:00	18	15	0,16	0,20	0,16	2,4	0,7	2,6	0,9	0,0	1,7	
	15:00	24	24	0,19	0,30	0,23	3,2	1,3	4,1	2,2	0,3	1,9	
	0:00	32	19	0,18	0,20	0,13	2,9	1,4	2,7	1,2	0,0	1,5	
04.12.2005	7:00	28	16	0,19	0,19	0,16	2,7	1,0	2,9	1,2	0,0	1,7	
	15:00	18	14	0,15	0,19	0,15	1,6	0,8	2,0	1,2	0,1	0,8	
	0:00	33	13	0,54	0,16	0,12	3,3	1,8	2,5	1,0	0,1	1,5	
	Mittelwerte			Validierte Messwerte					berechnete Messwerte				

**A.1.10 Übersicht der Biomassebestimmungen in Proben aus dem Zulauf des SBR2 (S) und dem Pufferbehälter 1 (P1) aus der Messkampagne 6 vom 02.12.2005 bis 04.12.2005**

Tag	Probe	OUR-Level	k*OUR-Level	CSB <sub>ges</sub>	CSB <sub>XH+BioP+Xi</sub>	CSB/CSB <sub>ges</sub>	CSB <sub>zu, ges</sub>	CSB <sub>ges</sub> <sup>-</sup> (CSB <sub>XH+BioP+Xi</sub> )	CSB <sub>XH+BioP</sub>
		mg/(l*min)	mg/(l*min)	mg/l	mg/l		mg/l	mg/l	mg/l
02.12.2005	S11	0,231	0,18	815	<b>753</b>	0,92	310	62	<b>271</b>
	S12	0,715	0,56	3700	<b>2750</b>	0,74	133	950	<b>990</b>
	S21	0,321	0,25	1317	<b>1127</b>	0,86	682	190	<b>406</b>
	S22	0,474	0,37	2500	<b>1755</b>	0,70	557	745	<b>632</b>
	S31	0,544	0,43	3100	<b>2044</b>	0,66	461	1056	<b>736</b>
	S32	0,470	0,37	2800	<b>1740</b>	0,62	459	1060	<b>626</b>
03.12.2005	S11	0,126	0,10	465	<b>319</b>	0,69	379	146	<b>115</b>
	S12	0,207	0,16	705	<b>656</b>	0,93	365	49	<b>236</b>
	S21	0,493	0,39	2300	<b>1836</b>	0,80	270	464	<b>661</b>
	S22	0,446	0,35	2100	<b>1642</b>	0,78	481	458	<b>591</b>
	S31	0,563	0,44	2900	<b>2123</b>	0,73	500	777	<b>764</b>
	S32	0,350	0,28	2300	<b>1245</b>	0,54	412	1055	<b>448</b>
04.12.2005	S11	0,095	0,07	358	<b>191</b>	0,53	325	167	<b>69</b>
	S12	0,571	0,45	1200	<b>2158</b>	1,80	138	<b>-958</b>	<b>777</b>
	S21	0,166	0,13	618	<b>487</b>	0,79	295	131	<b>175</b>
	S22	0,221	0,17	913	<b>712</b>	0,78	265	201	<b>256</b>
	S31								
	S32	0,403	0,32	2000	<b>1463</b>	0,73	386	537	<b>527</b>
02.12.2005	P1_0800uhr	0,587	0,46	2500	<b>2223</b>	0,89	682	277	<b>800</b>
	P1_1600uhr	0,740	0,58	3300	<b>2854</b>	0,86	461	446	<b>1027</b>
03.12.2005	P1_0810uhr	0,686	0,54	3000	<b>2630</b>	0,88	270	370	<b>947</b>
04.12.2005	P1_0800uhr	0,171	0,13	642	<b>506</b>	0,79	295	136	<b>182</b>
	P1_1150uhr	0,549	0,43	2500	<b>2064</b>	0,83	268	436	<b>743</b>

**A.1.11**

**Datensammlung zur Bestimmung der Sterberaten**

Versuch mit DIN-Medium						
Zeit in d	OUR-Level in mg/(l*min)	zur Mittelwertbildung genutzte Zeit	abgezogenes OUR-Level in mg/(l*min)	resultierendes OUR-Level in mg/(l*min)	OUR in mg/(l*h)	In OUR
0	1,05	33,5-41,5 min	0,73	0,32	19,2	2,95
2	0,81	39-41,5 min	0,58	0,23	13,8	2,62
7	0,55	47,5-55 min	0,34	0,21	12,6	2,53
9	0,44	54-60 min	0,27	0,17	10,2	2,32
Versuch mit DIN-Medium und ATH						
Zeit in d	OUR-Level in mg/(l*min)	zur Mittelwertbildung genutzte Zeit	abgezogenes OUR-Level in mg/(l*min)	resultierendes OUR-Level in mg/(l*min)	OUR in mg/(l*h)	In OUR
0	0,73	16-18 min und 23,5-25,5 min	-----	0,73	43,8	3,78
2	0,58	20,5-24,5 min	-----	0,58	34,8	3,55
7	0,34	36,5-44 min	-----	0,34	20,4	3,02
9	0,27	47,5-53 min	-----	0,27	16,2	2,79
Versuch mit NH <sub>4</sub> Cl						
Zeit in d	OUR-Level in mg/(l*min)	zur Mittelwertbildung genutzte Zeit	abgezogenes OUR-Level in mg/(l*min)	resultierendes OUR-Level in mg/(l*min)	OUR in mg/(l*h)	In OUR
0	-----	-----	-----	-----	-----	-----
2	0,77	13-24min	0,16	0,61	36,6	3,60
7	0,51	4,5-11 min	0,11	0,4	24	3,18
9	0,38	5,5-12,5 min	0,07	0,31	18,6	2,92
Ansatz ohne Substrat						
Zeit in d	OUR-Level in mg/(l*min)	zur Mittelwertbildung genutzte Zeit	abgezogenes OUR-Level in mg/(l*min)	resultierendes OUR-Level in mg/(l*min)	OUR in mg/(l*h)	In OUR
0	0,24	3,5-10,5 min	0,23	0,01	0,6	-0,51
2	0,16	2,5-12,5 min	0,14	0,02	1,2	0,18
7	0,11	2,5-11,5 min	0,09	0,02	1,2	0,18
9	0,07	4-13 min	0,07	-----	-----	-----
Ansatz ohne Substrat mit ATH						
Zeit in d	OUR-Level in mg/(l*min)	zur Mittelwertbildung genutzte Zeit	abgezogenes OUR-Level in mg/(l*min)	resultierendes OUR-Level in mg/(l*min)	OUR in mg/(l*h)	In OUR
0	0,23	2,5-12,5 min	-----	0,23	13,8	2,62
2	0,14	2,5-12,5 min	-----	0,14	8,4	2,13
7	0,09	3,5-12,5 min	-----	0,09	5,4	1,69
9	0,07	2,5-12,5 min	-----	0,07	4,2	1,44

## Anhang A.2: Modellerstellung Schmutzfrachtmodell

### A.2.1 Grobnetzerstellung

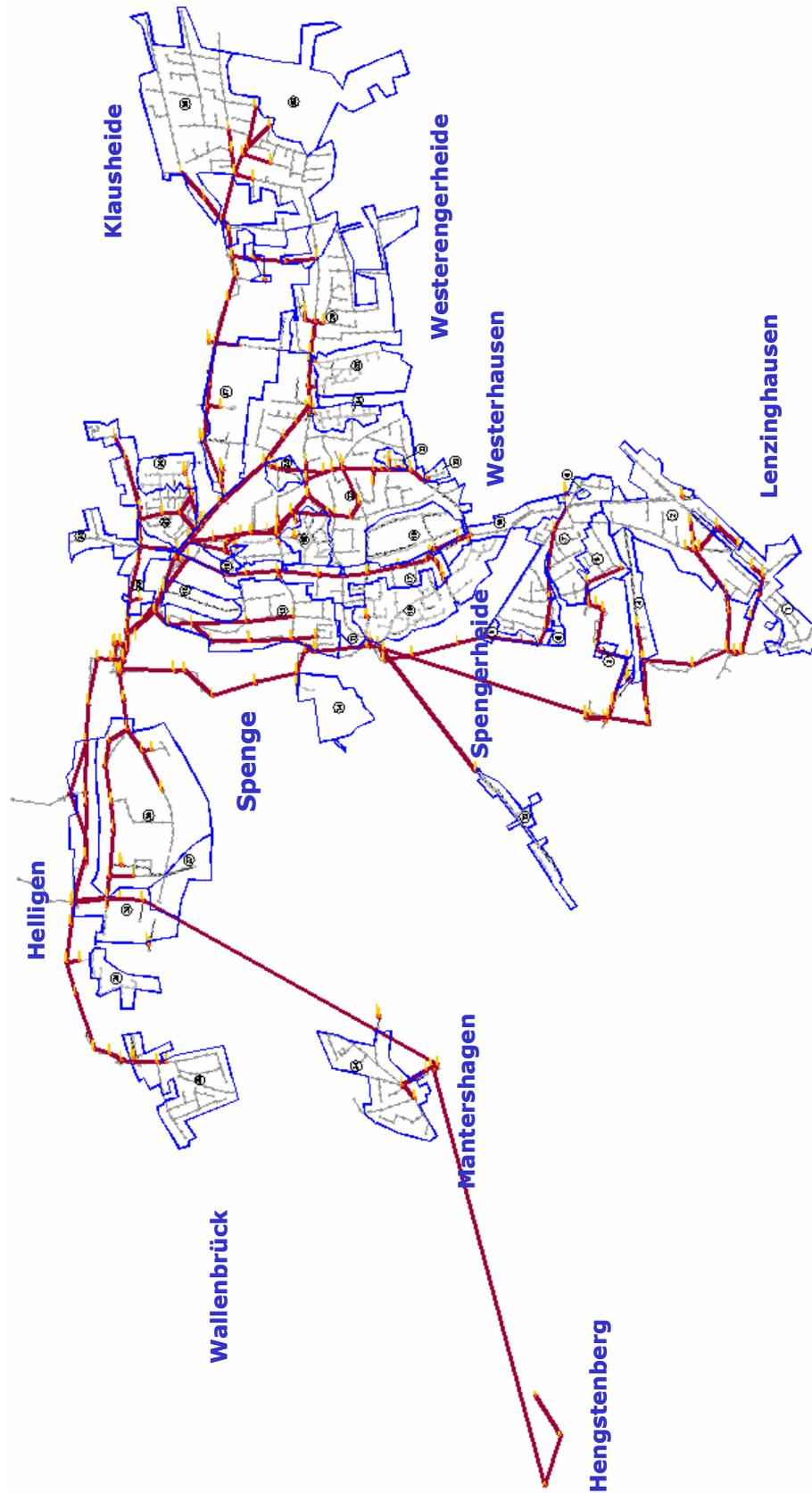


Abbildung A-3: Darstellung Grobnetz (rot) im Vergleich zu detailliertem Netz (grau)

## A.2.2 Verifizierung – hydraulisch

### Weitere Beispiele Ganglinien – Abfluss

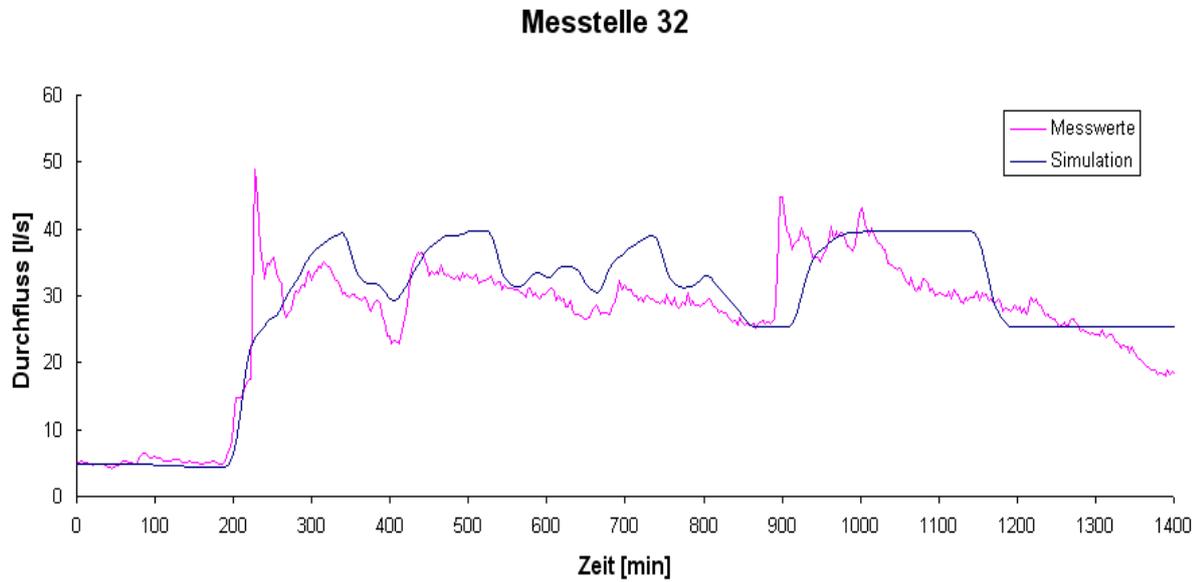


Abbildung A-4: Ganglinien Messstelle 32 am 15.09.05

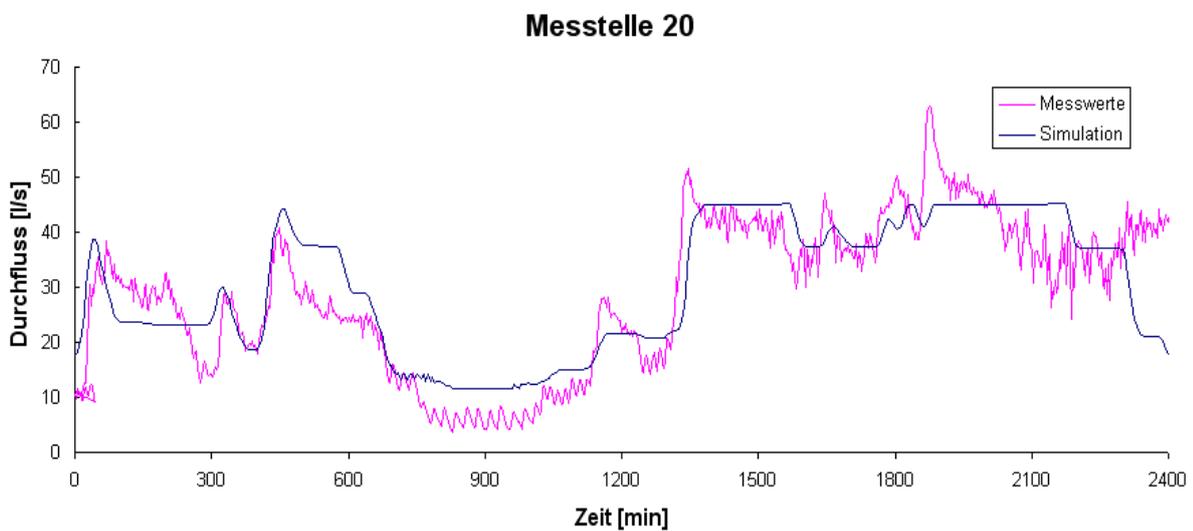


Abbildung A-5: Ganglinien Messstelle 20 am 04.06.05

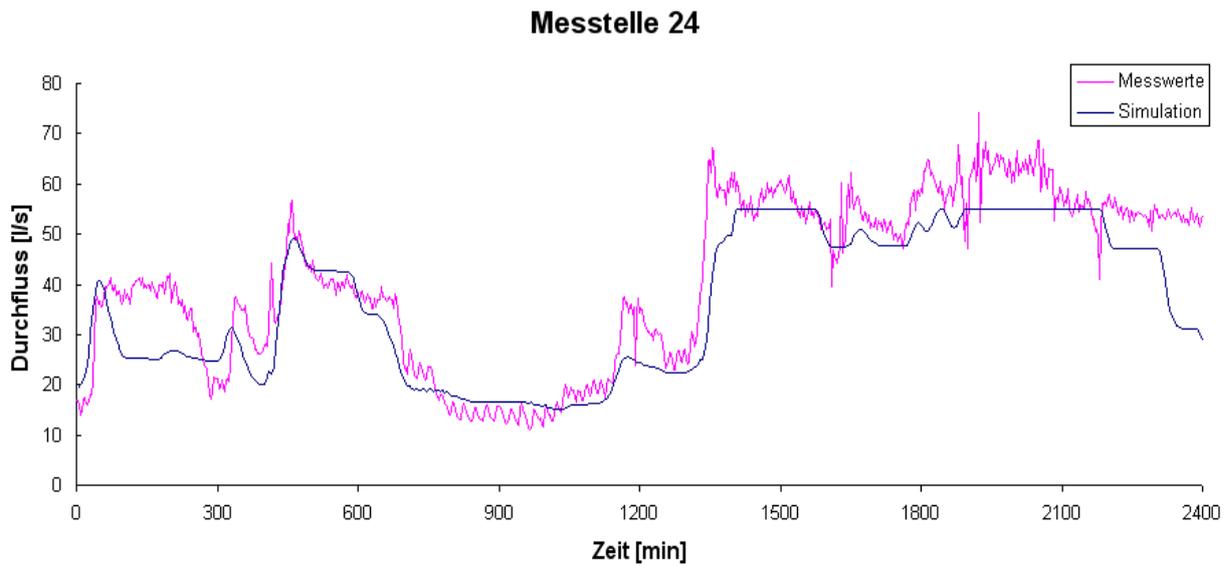


Abbildung A-6: Ganglinien Messtelle 24 am 04.06.05

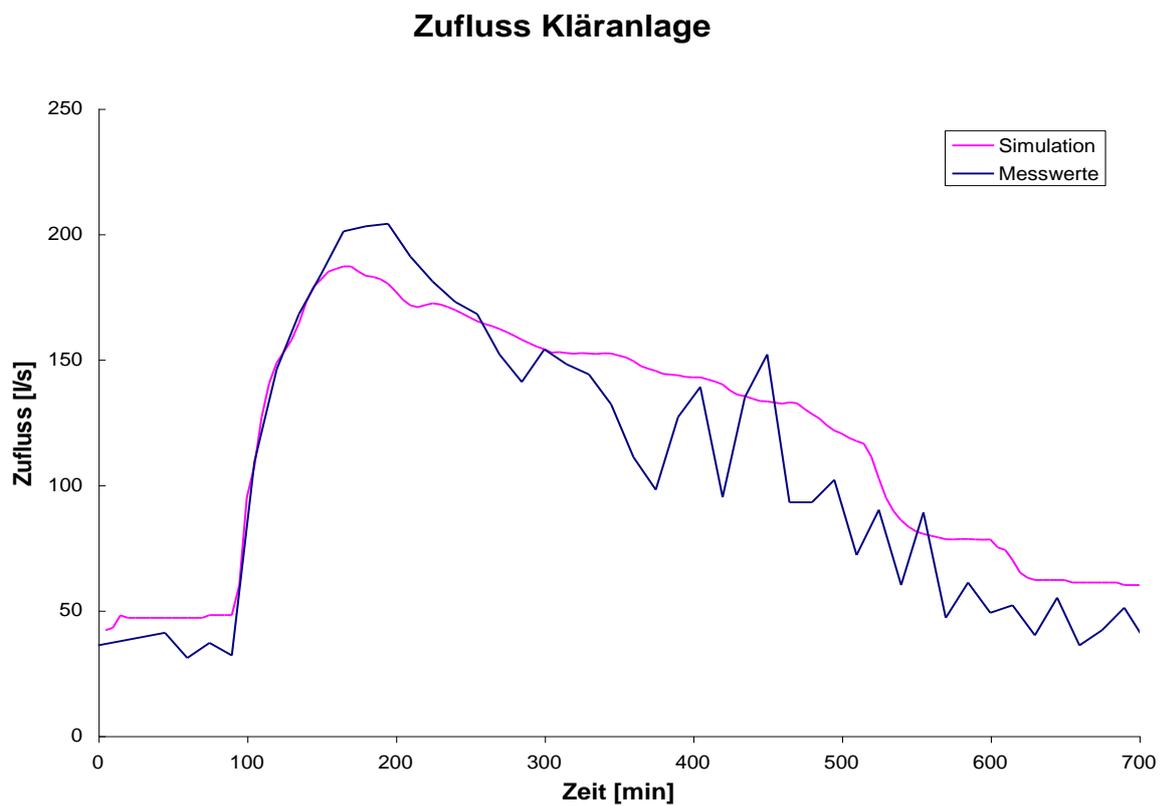


Abbildung A-7: Ganglinien Zufluss Kläranlage am 04.07.05

## Weitere Beispiele Ganglinien – Füllstände Regenüberlaufbecken

### Beckenfüllung RÜB5

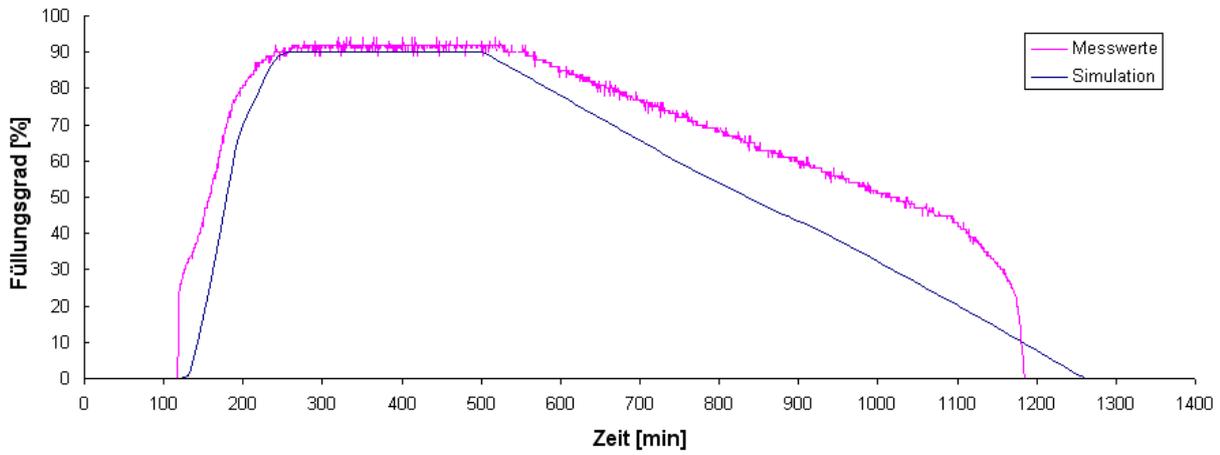


Abbildung A-8: Füllungsgrade RÜB5 am 04.07.05

### Beckenfüllung RÜB2

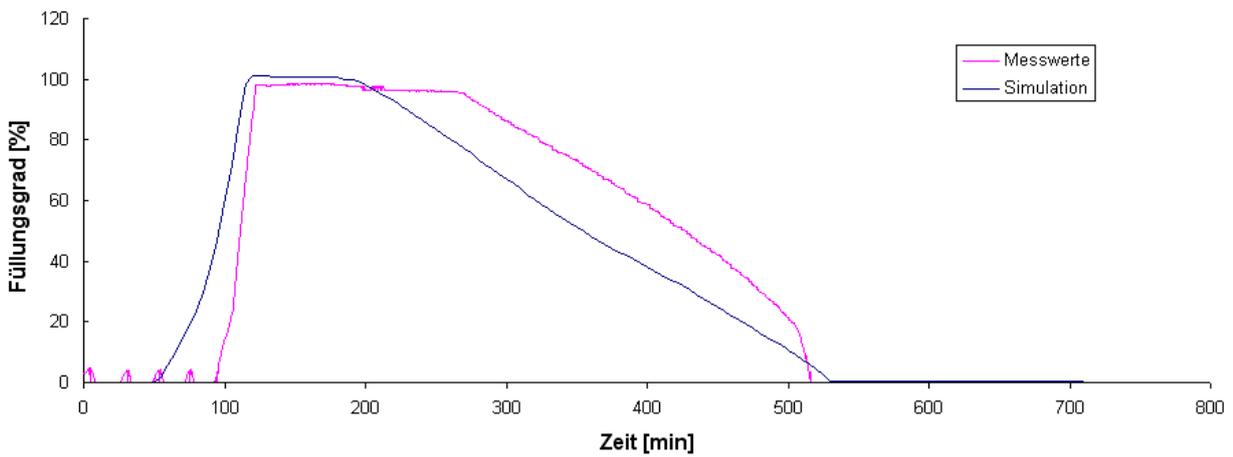


Abbildung A-9: Füllungsgrade RÜB2 am 04.07.05

### Beckenfüllung RÜB11

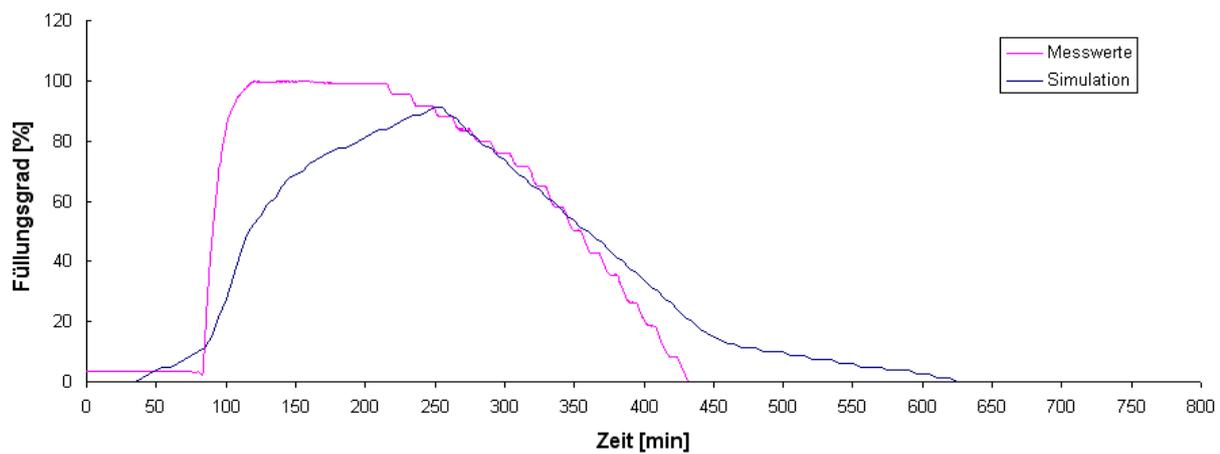


Abbildung A-10: Füllungsgrade RÜB11 am 04.07.05

### A.2.3 Verifizierung - stofflich

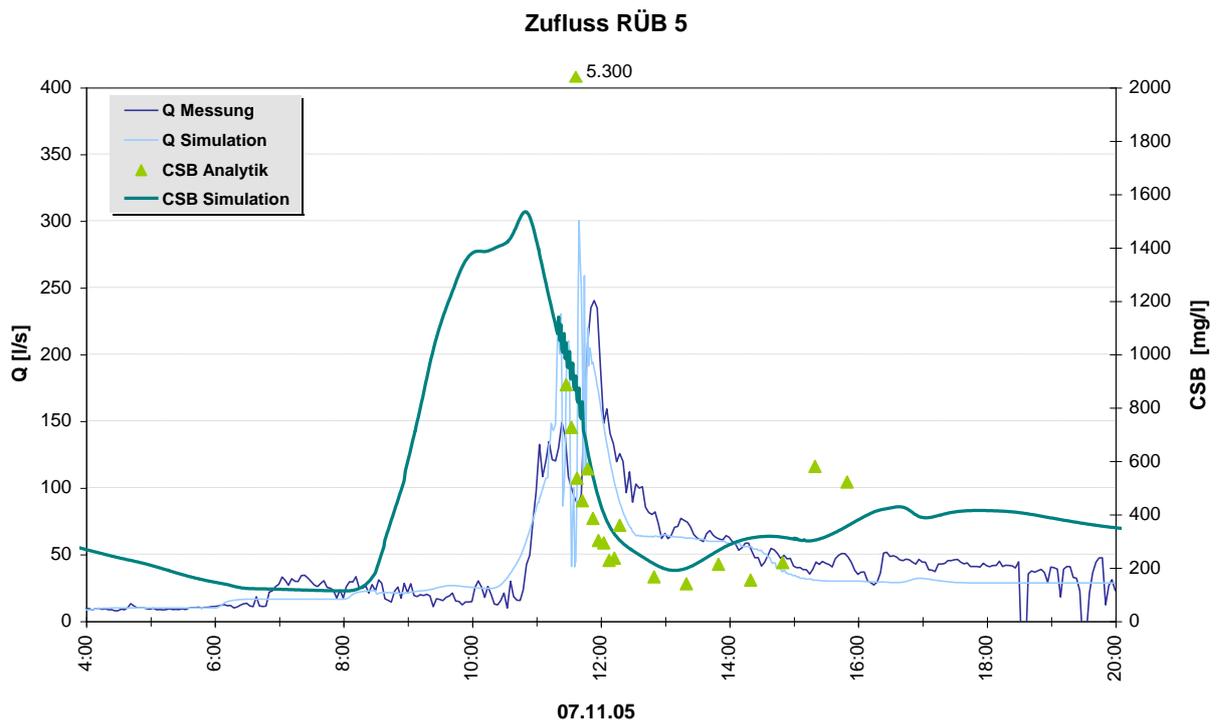


Abbildung A-11: Messung und Simulation im Zufluss zum RÜB 5 am 07.11.05

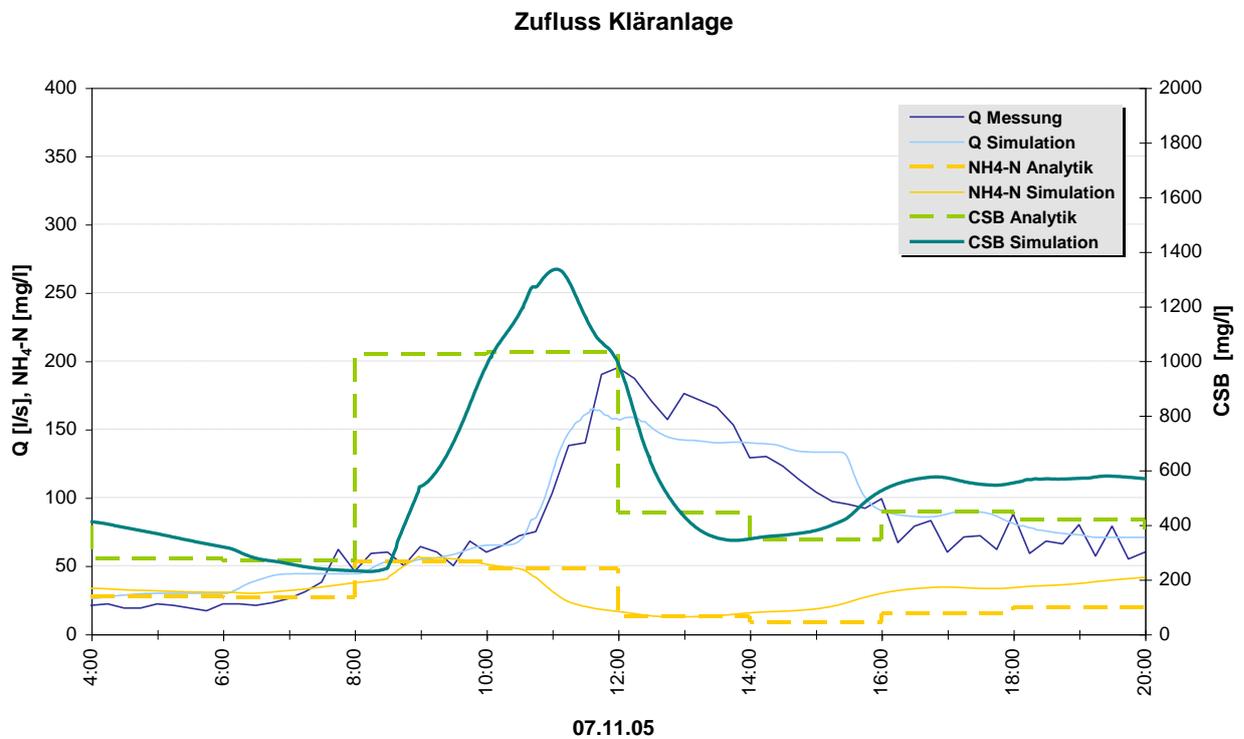
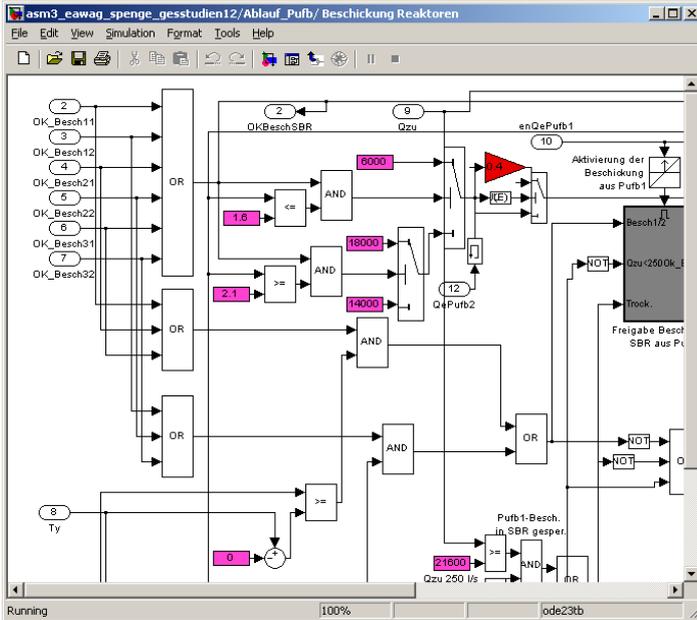
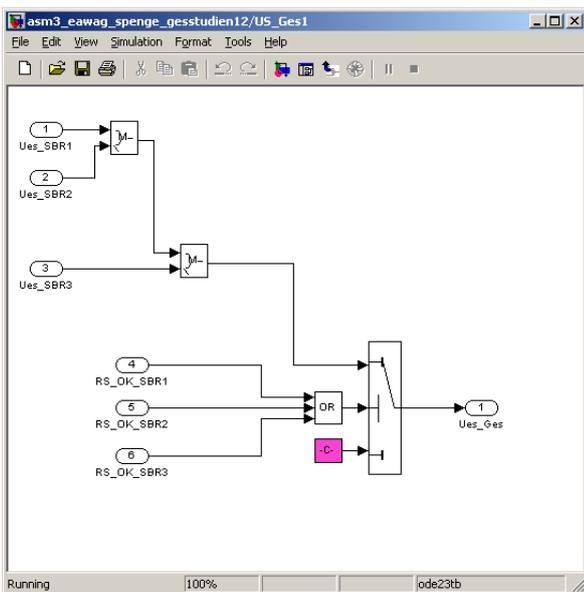


Abbildung A-12: Messung und Simulation im Zufluss zur Kläranlage am 07.11.05

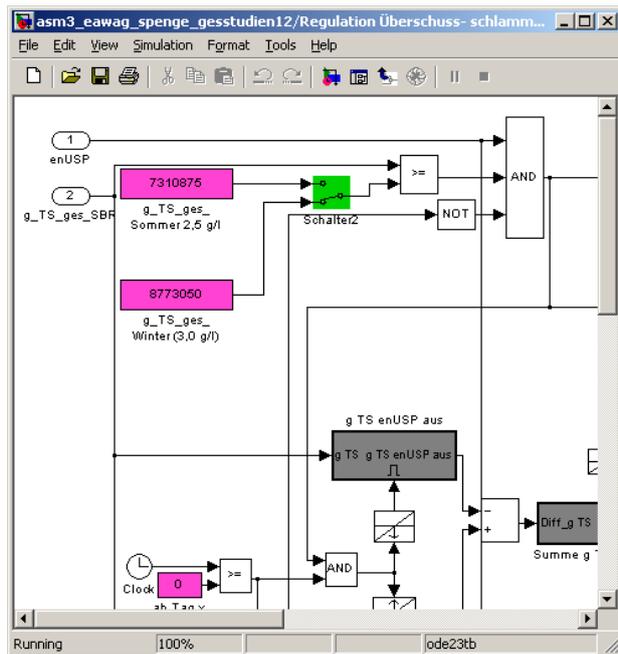
## A.2.4 Regulation Pufferbehälter 1 im ASM3-EAWAG-BioP-Modell



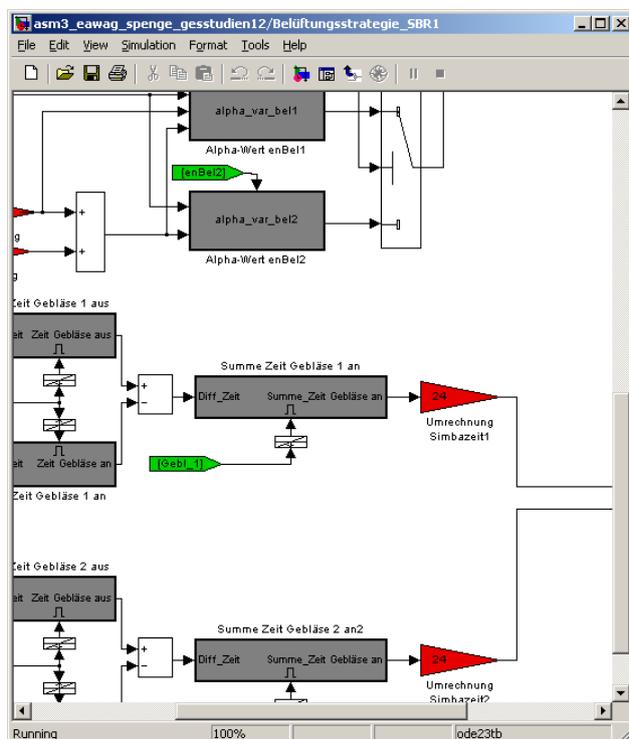
## A.2.5 RS-Verfahren im ASM3-EAWAG-BioP-Modell



## A.2.6 ÜS-Schlammabzug und RS-Verfahren



## A.2.7 Belüftungsstrategie mit Auswertungstools



## Anhang A.3: Simulationsrechnungen Schmutzfracht

### A.3.1 Betrachtung „mittleres Jahr“

#### Bilanzwerte Gesamtgebiet

Tabelle A-3: Bilanzwerte der Simulation „Mittleres“ Jahr IST-Zustand Spenge

		01.01.79 - 30.04.1979	01.05.79 - 31.10.79	01.11.79 - 31.12.79	Gesamt
<b>Bilanzwerte Niederschlagsabfluss</b>					
Jahresniederschlagshöhe	mm	325	396	150	871
Jahresniederschlagsvolumen (Gesamtfläche)	m <sup>3</sup>	1.029.744	1.255.752	474.063	2.759.559
Abflusswirksamer N. (N-Abflusssumme)	m <sup>3</sup>	320.647	371.558	156.087	848.292
Abflussbeiwert bezogen auf befestigte Flächen	%	78,9	75	83,4	77,9
<i>Kennwerte zur Entlastung</i>					
Niederschlagsabflusssumme (100 %-Bezugswert)	m <sup>3</sup>	320.647	371.558	156.087	848.292
Spezifische Niederschlagsabflusssumme (pro ha A <sub>E,b</sub> )	m <sup>3</sup> /ha	2.562	2.969	1.247	6.778
Entlastungsabflusssumme im Gesamtsystem	m <sup>3</sup>	42.480	151.449	25.812	219.741
Spezifische Entlastungsabflusssumme (pro ha A <sub>E,b</sub> )	m <sup>3</sup> /ha	339	1.210	206	1.756
Entlastungsabflussrate im Gesamtsystem	%	13,2	40,8	16,5	25,9
Anteil TW-Abfluss an Entlastungsabflusssumme	m <sup>3</sup>	5.698	8.333	2.875	16.906
Mischverhältnis m (Gesamtsystem)		6,5	17,2	8,0	12,0
<b>Bilanzwerte Stoffparameter CSB</b>					
Frachtabtragung durch Niederschlagsabfluss (100%-Wert)	kg/a	62.450	101.472	36.581	200.503
Spezifischer Frachtabtrag (befestigte Fläche)	kg/(ha·a)	499	811	292	1602
Konzentration im Niederschlagsabfluss	mg/l	194,8	273,1	234,4	236,4
<i>Kennwerte zur Entlastung</i>					
Entlastungsfracht im Gesamtsystem	kg/a	3.614	21.350	2.150	27.114
Spezifische Entlastungsfracht (befestigte Fläche)	kg/(ha·a)	28,9	170,6	17,2	216,7
Entlastungskonzentration (Mittelwert)	mg/l	85,1	141,0	83,3	123,4
Entlastungsfrachtrate im Gesamtsystem	%	5,8	21,0	5,9	13,5
<b>Bilanzwerte Stoffparameter NH<sub>4</sub>-N</b>					
Frachtabtragung durch Niederschlagsabfluss (100%-Wert)	kg/a	253,9	423,1	152,3	829,3
Spezifische Frachtabtragung (befestigte Fläche)	kg/(ha·a)	2,0	3,4	1,2	6,6
Konzentration im Niederschlagsabfluss	mg/l	0,8	1,1	1,0	1,0
<i>Kennwerte zur Entlastung</i>					
Entlastungsfracht im Gesamtsystem	kg/a	121	155	60	336
Spezifische Entlastungsfracht (befestigte Fläche)	kg/(ha·a)	1,0	1,2	0,5	2,7
Entlastungskonzentration (Mittelwert)	mg/l	2,8	1,0	2,3	1,5
Entlastungsfrachtrate im Gesamtsystem	%	47,7	36,6	39,4	40,5

## Aufteilung auf Einzelbauwerke

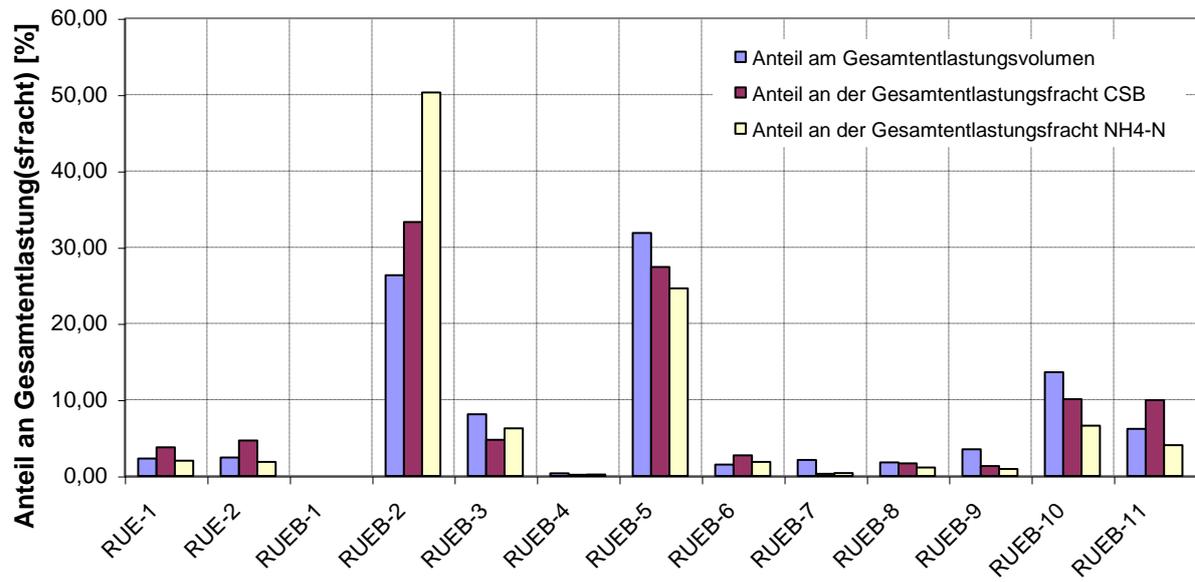


Abbildung A-13:: Entlastungsverhalten der Regenüberlaufbecken - Jahr 1979 – Ist-Zustand

### A.3.2 Betrachtung Szenarien

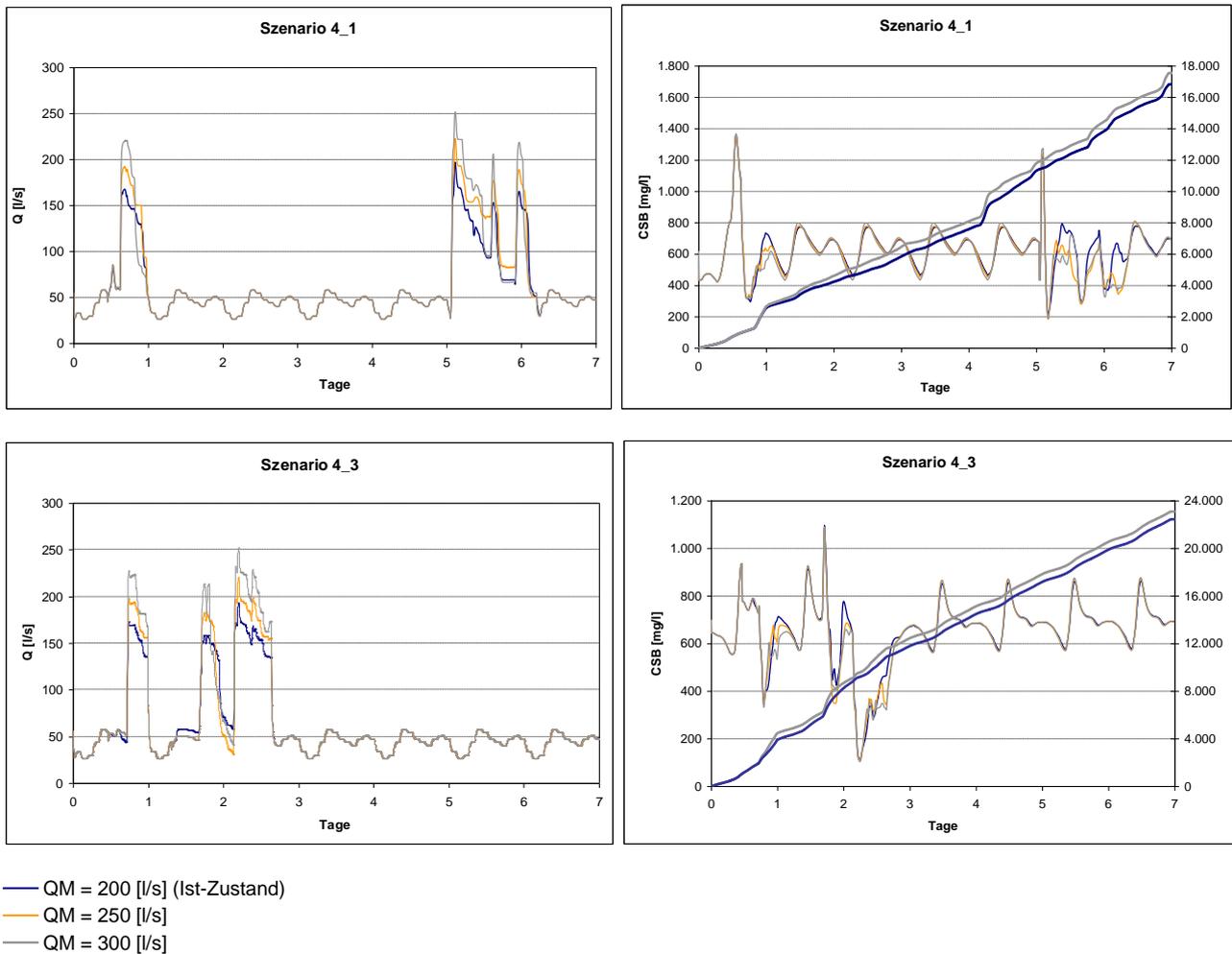


Abbildung A-14: Szenarien 4-1 (29.06.71) und 4-3 (24.07.81)