

BERICHTE AUS FORSCHUNG UND ENTWICKLUNG NR. 033

Tosca Zech

Entwicklung eines semidezentralen Verfahrens für kommunales Abwasser- management und Erprobung in der großtechnischen Anwendung

Fraunhofer-Institut für
Grenzflächen- und Bioverfahrenstechnik IGB

Berichte aus Forschung und Entwicklung Nr. 033

Entwicklung eines semidezentralen
Verfahrens für kommunales
Abwassermanagement und Erprobung
in der großtechnischen Anwendung

von Tosca Zech

FRAUNHOFER VERLAG

Kontaktadresse:

Fraunhofer-Institut für
Grenzflächen- und Bioverfahrenstechnik IGB
Nobelstraße 12
70569 Stuttgart
Telefon 07 11 9 70-40 00
Telefax 07 11 9 70-42 00
E-Mail info@igb.fraunhofer.de
URL www.igb.fraunhofer.de

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.
ISBN: 978-3-8396-0006-1

D 93

Zugl.: Stuttgart, Univ.-Diss., 2008

Druck: Mediendienstleistungen des
Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau IRB, Stuttgart

Für den Druck des Buches wurde chlor- und säurefreies Papier verwendet.

© by **FRAUNHOFER VERLAG**, 2009

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau IRB
Postfach 80 04 69, 70504 Stuttgart
Nobelstraße 12, 70569 Stuttgart
Telefon 07 11 9 70-25 00
Telefax 07 11 9 70-25 08
E-Mail verlag@fraunhofer.de
URL <http://verlag.fraunhofer.de>

Alle Rechte vorbehalten

Dieses Werk ist einschließlich aller seiner Teile urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung, die über die engen Grenzen des Urheberrechtsgesetzes hinausgeht, ist ohne schriftliche Zustimmung des Verlages unzulässig und strafbar. Dies gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen sowie die Speicherung in elektronischen Systemen.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen und Handelsnamen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass solche Bezeichnungen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und deshalb von jedermann benutzt werden dürften. Soweit in diesem Werk direkt oder indirekt auf Gesetze, Vorschriften oder Richtlinien (z.B. DIN, VDI) Bezug genommen oder aus ihnen zitiert worden ist, kann der Verlag keine Gewähr für Richtigkeit, Vollständigkeit oder Aktualität übernehmen.

Entwicklung eines semidezentralen Verfahrens für kommunales Abwassermanagement und Erprobung in der großtechnischen Anwendung

Von der Fakultät Energie-, Verfahrens- und Biotechnik
der Universität Stuttgart
zur Erlangung der Würde einer Doktor-Ingenieurin (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung

von

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Tosca Zech

aus Berlin

Hauptberichter: Prof. Dr. Thomas Hirth
Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. Peter Cornel
Tag der mündlichen Prüfung: 15. Dezember 2008

**Institut für Grenzflächenverfahrenstechnik
der Universität Stuttgart
2008**

Abstract

Recent scientific findings regarding sustainable development of our natural resources as well as the cost development of the conventional water system have raised the awareness of alternative sustainable water management systems in the last years. The disadvantages of the conventional water system have been depicted in the literature in detail and they are summarized in this thesis on the basis of the most important criteria. New and alternative concepts of sanitation discussed recently among researchers for wastewater treatment and their technical application have failed in the practical implementation or could only be partially implemented so far.

The developed semi-decentralized process for municipal wastewater management was designed in order to join the ecological advantages of decentralized systems with the economic and technical advantages of central systems. Thus, the aim of this thesis was to develop a semi-decentralized process for municipal wastewater management and to test the process in commercial application. The main features of the developed concept are:

- Utilization of the existing infrastructure
- Integration into existing residential areas
- Treatment of highly concentrated wastewater streams by
 - Separation of domestic wastewater and
 - Stormwater resp. rainwater,
 - Separate treatment of industrial wastewater, if necessary
- Equalization and homogenization of the hydraulic and substantial discharge into the wastewater treatment plant and thus
 - Small capacity of each treatment stage needed
 - Small filter area needed
- Compliance with highest quality standards of the treated wastewater possible
- Minimization of other emissions (noise, odour) by closed reactor construction

Abstract

- Intelligent process control
- Application of robust, energy-efficient and low-maintenance components and aggregates for stable operation
- Closing the loop of local water resources by reuse of stormwater for irrigation and local infiltration

The first main focus of this thesis was to investigate different subtopics by means of construction and operation of pilot plants in different scales. The experiments for the preliminary filtration of raw domestic wastewater delivered important findings concerning the composition of our wastewater and the performance of the rotating disc filter. The high removal of organic carbon compounds with 80% compared to the dissolved nutrients of nitrogen and phosphorous can be regarded as disadvantageous for the operation of a biological wastewater treatment plant because of the shifting COD-to-Nitrogen ratio. However new fields of application are opening up, for example irrigation in arid environments, by hygienisation of the raw domestic wastewater and with long filter operation time of many weeks without chemical maintenance cleaning.

In order to maintain the permeability of the ceramic membrane discs a cleaning strategy could be developed in a pilot plant allowing complete recovery of the permeability of the membranes despite high fouling and scaling levels. Chemical maintenance cleanings are able to keep the permeability on a very high level. Alternatively, the design flux of the membrane area can be planned below the critical flux saving extensive environmental pollution and costs.

The results of the membrane bioreactor (MBR) test rig operated with synthetic wastewater T04 and the pilot plant P01 at the municipal wastewater treatment plant Tauberbischofsheim were directly integrated into the planning of the Heidelberg-Neurott demonstration plant, MKA01. Thereby, the performance of the denitrification could be studied in detail in the MBR test rig T04 and operational experiences could be made with real wastewater over a long period of time.

The second main focus of this thesis was the dimensioning, planning and design, construction supervision and commissioning of the semi-decentralized membrane bioreactor plant, MKA01, in order to demonstrate the developed semi-decentralized process for municipal wastewater management in an outlying urban farmers area that was not connected to a public sewer system so far. Compared to the present state-of-the-art technology the planned reactor could be kept very small because of the wastewater treatment process chosen and on the basis of the investigated fundamentals. The dimensioning was verified by the simulation of the biological processes. The commissioning of the membrane bioreactor plant, Heidelberg-Neurott,

in September 2005 marked the successful completion of the second main focus of this thesis.

The third main focus of this thesis presents the scientific investigation of the hydraulic and substantial processes in the membrane bioreactor plant Heidelberg-Neurott. Neurott is situated in a rural area south of Heidelberg, has a population of 60 and is made up of farms and an inn with approximately 30 population equivalents. The daily total average wastewater flow amounts to 6.6 cubic meters. In the summer, tourist trade can push the volume of wastewater up to 10 cubic meters per day. The installation of a pressure sewer system was the most efficient alternative as the landscape is very flat and the next sewer is far away. Each of the seven pumping stations collects the wastewater from two opposite properties. The transportation of the macerated wastewater into the mixing and equalizing tank of the semi-decentralized wastewater treatment plant is level controlled. The combination of a pressure sewer system with macerators and a small mixing and equalizing tank at the inlet of the wastewater treatment plant allows the installation of a modern membrane bioreactor plant. In addition a simple pre-sedimentation replaces the ultrafine pre-screening of conventional MBR-systems if the rotating disc filter is applied.

The membrane bioreactor plant of Heidelberg-Neurott features, firstly, the rotating disc filter. The rotating disc filter developed at the Fraunhofer IGB is a dynamic membrane filter consisting of a stack of rotating ceramic membrane discs that guarantees high endurance due to chemical resistance and high specific filtrate fluxes. In Heidelberg-Neurott the first large-scale application of the rotating disc filter has been installed since September 2005. Secondly, the preliminary sedimentation as well as final sedimentation are substituted by a microfiltration membrane. Thus, preliminary filtration serves to separate the raw wastewater into two different flows. A solid-free and carbon-poor filtrate is channelled into the biological purification stage for further nutrient removal and ready for reuse as service water or irrigation. The particle-rich bleed is collected and transported into a digester for the production of energy. Thirdly, the plant features compact construction and is designed for automatic operation with little maintenance.

The scientific investigation of the demonstration plant included firstly, the inflow into the MKA01, which was determined over one year operation period. The inflow into the plant was, as expected, a highly dynamic process that could be equalized efficiently in the mixing and equalizing tank with the help of the automatic capacity control. Secondly, the average concentration of the parameters COD and phosphorous were very close to the expected concentrations while the average concentration of total nitrogen was about 30% higher than the expected values. Further investigation showed very good functioning of the mixing and equalising tank.

Abstract

The biological wastewater treatment produces very good effluent water quality throughout the whole year with very high elimination rates. While the concentration of ammonia normally falls below the measurement range of 0,05 mg/l NH₄-N the elimination of the total nitrogen averages 91%. The average effluent concentration of the total inorganic nitrogen was 9 mg/l in 2006. Likewise low effluent concentrations were measured of the parameter COD with 35 mg/l. This corresponds to an elimination of 97%. Thus, the MKA01 complied continuously with the effluent standard of wastewater treatment plants of 100 000 population equivalents or bigger and exceeds the average elimination rate of nutrients of all German biological wastewater treatment plants.

During the summer party of the village Neurott in 2007, the possibility arose to test a critical load situation for the membrane bioreactor plant of Heidelberg-Neurott. As a result, it could be shown that the plant was able to treat much higher than design loads under certain conditions than foreseen during dimensioning. The main focus is either to ensure a balanced nutrients ratio in the influent to the biological stage or to provide the possibility to add an external carbon source.

During the pilot operation of MKA01 there was no legal limit imposed for the discharge of phosphorous compounds. However, the analysis of the phosphorous compounds showed that an enhanced biological phosphorous removal can be observed in presence of easily biodegradable carbon compounds in the denitrification stage as known from wastewater treatment plants with enhanced biological phosphorous removal. By means of phosphorous balances and space-resolved analysis of the nutrients distribution in the denitrification stage it could be shown that there is an enhanced biological phosphorous removal, however it does not take place in a separate anaerobic stage as in conventional plants. It was postulated that a simultaneous enhanced biological phosphorous removal in a quasi-anaerobic environment was observed.

The performance of the rotating disc filters operating in the membrane bioreactor plant of Heidelberg-Neurott was monitored and analysed over more than two years. Very high recovery rates and very long chemical cleaning intervals could be observed. Chemical recovery cleanings were carried out during three years of operation on a yearly base only. At the MKA01 the installed membrane area amounts to only 0,25 m²/p.e. while all other membrane bioreactor plants in Germany are equipped with membrane areas from 0,7-1,3 m²/p.e. At the same time the mean treated amount of wastewater was 11,3 l/(m²·h), which is much higher than the treated wastewater amount of the other plants with 7,4 l/(m²·h). The membrane bioreactor plant of Nordkanal, the largest German municipal membrane bioreactor plant, uses a 200-fold higher quantity of chemicals than the ones which are nee-

ded at the membrane bioreactor plant of Heidelberg-Neurott in order to maintain permeability of the membranes.

The main focus of the simulation of the membrane bioreactor plant of Heidelberg-Neurott was the development, validation and application of a hydraulic model for the hydraulic capacity control. Firstly, a hydraulic model was developed and secondly implemented in Matlab/Simulink Software. Thirdly, the validation with experimental data showed very high correlation of the model data with measured data. The relevance of the modelling for practical operation was shown with many examples measured. The results showed that an anticipated feeding of peak flows at different points of time take varying effects. The effects range from very good buffering to giving levelling alarms. The application of the developed model is possible for academic and research purposes, as well as, the education of the operating staff of the membrane bioreactor plant MKA01. The adaptation to varying circumstances is easily possible. Thus, the application of the model in other areas with different sewer structures is possible.

The next main focus of this thesis deals with the optimisation of the developed semi-decentralized process for municipal wastewater management at the demonstration site Neurott. The optimisation of the sludge management at the MKA01 is exemplarily depicted. For this purpose the sludge amount was determined, the sludge character and substantial composition of the sludge liquor analysed as well as different configurations for the sludge concentration in a pilot plant developed. In order to apply the developed concept at the MKA01 the drainage of the primary sludge was converted from simple time control to material control by a sludge content sensor. Furthermore, direct concentration of the activated sludge in the rotating disc filter was automated with motor-driven valves. As a result, the sludge amount of the membrane bioreactor plant of Heidelberg-Neurott could be cut by half and the sludge collection interval could be expanded up to two weeks.

Important parameters to assess the performance of a wastewater treatment plant are energy consumption and costs. The operation of the original configuration of the membrane bioreactor plant of Heidelberg-Neurott consumed energy in excess of 200 kWh per hour. By profiting from easily accessible energy saving potentials the specific energy demand of a comparable plant should only fall in the range of 200 kWh/(p.e.·a). Thus, the energy demand reduces to the amount of big membrane bioreactor plants that are being used. The draft legislation of the German Federal Environment Agency to regulate the energy efficiency of wastewater treatment suggests a maximum energy demand of membrane bioreactor plants of 27 kWh/(p.e.·a) with a tolerance up to 44 kWh/(p.e.·a). This reduction goal represents a real challenge for all wastewater treatment plants equipped with membrane technology in the future.

Abstract

The profitability of the membrane bioreactor plant of Heidelberg-Neurott could be illustrated for investment costs in so far as the connection of the residential area of Neurott to the central sewer system of the city of Heidelberg would have been more expensive than the construction of the pressure sewer system and the membrane bioreactor plant of Heidelberg-Neurott. In order to demonstrate the absolute profitability of the project further investigation and optimisation is necessary.

The aim of this work to demonstrate the technical feasibility of semi-decentralized wastewater treatment plants succeeded. In contrast to common perception that small plants are ecologically, economically and technically inferior alternative, it could be demonstrated that excellent effluent water quality, low supervision demand and good monitoring of effluent quality as well as relative cost efficiency is well achievable. Thus, technical prerequisites to sustainable wastewater infrastructure are delivered as an alternative to common water systems.

Danksagung

Ich möchte mich zuerst bei Herrn Professor THOMAS HIRTH, meinem Doktorvater, für das Vertrauen in meine Arbeit, sein Engagement für meine Promotion und die Ermutigung recht herzlich bedanken. Ohne seine Zuversicht und Konsequenz wäre die Arbeit in dieser Form nicht möglich gewesen.

Herrn Professor PETER CORNEL von der Technischen Universität Darmstadt danke ich für die Übernahme des Koreferats und vor allem für seine geduldige langjährige Begleitung meiner Arbeit.

Die Bearbeitung dieses spannenden und angewandten Themas verdanke ich Herrn Professor WALTER TRÖSCH, meinem Abteilungsleiter am Fraunhofer IGB, der nicht nur für die finanziellen und personellen Ressourcen zur Durchführung der Arbeit gesorgt hat, sondern dessen Tür jederzeit für eine anregende Diskussion offen stand.

Herrn Professor (em.) HERWIG BRUNNER danke ich für langjährige Begleitung als Institutsleiter und finanzielle Unterstützung meiner Stelle am Institut.

Meinen überaus netten und kooperativen KOLLEGINNEN und KOLLEGEN danke ich für die gute und aufmerksame Zusammenarbeit. Insbesondere bedanke ich mich bei Herrn Dr.-Ing. WERNER STERNAD für die anregenden Diskussionen und hilfreichen Beiträge unabhängig von der aktuellen Tageszeit sowie die „Selbstverständlichkeit“ zur Einbeziehung in das Team des Fraunhofer-Preises. Besonderem Dank bin ich ebenso meinen studentischen Hilfskräften, Studienarbeitern und Diplomanden verpflichtet, die in ca. 15 von mir betreuten Arbeiten immer um Höchstleistungen gerungen haben.

Meinen Mentorinnen Frau Professor HEIKE MERTSCHING, Fraunhofer IGB, und Frau Dr. IRIS HÜBNER, RheinEnergie AG, Köln, danke ich für die offenen Diskussionen zu allen Lebenslagen und ihre ständige Bereitschaft mich zu unterstützen.

Nicht zuletzt möchte ich mich bei meiner ganzen Familie und besonders bei meinem lieben Mann TORSTEN für ihre Geduld und stete Hilfsbereitschaft bedanken, die ebenso wichtig wie die fachliche Auseinandersetzung ist.

Inhaltsverzeichnis

Abstract	iii
Danksagung	ix
Tabellenverzeichnis	xv
Abbildungsverzeichnis	xvii
Symbol- und Abkürzungsverzeichnis	xxiii
1 Einleitung	1
2 Stand der Wissenschaft und Technik	5
2.1 Stand der Technik der Abwasserreinigung	5
2.2 Neue Sanitärkonzepte	9
2.2.1 Ecological Sanitation (Ecosan)	10
2.2.2 Teilstrombehandlung in urbanen Gebieten nach Otterpohl . .	12
2.2.3 AKWA 2100	17
2.2.4 Urinseparation	21
2.3 Alternative Konzepte zur Abwasserreinigung	22
2.3.1 Anaerobe Abwasserreinigung	23
2.3.2 Kleinkläranlagen	24
2.3.3 Containerisierte Abwasserbehandlungsanlagen	25
2.3.4 Dezentrale Abwasserbehandlung nach Wilderer	26
2.3.5 Dezentrales Urbanes Infrastruktursystem - DEUS21	29
2.3.6 Regenwassernutzung	31
2.4 Optimale Größe der Wassersysteme	32
2.5 Bewertung der alternativen Wassersysteme	34
3 Aufgabenstellung	37
4 Material und Methoden	41
4.1 Dynamische Membranfiltration	43

4.1.1	Aufbau und Funktionsweise des Rotationsscheibenfilters . . .	43
4.1.2	Aufskalierung des Rotationsscheibenfilters	44
4.2	Anlagen im Technikum	45
4.2.1	Anlage zur Vorfiltration T01	45
4.2.2	Anlage zur Filterreinigung T02	46
4.2.3	Anlage zum Schlammmanagement T03	48
4.2.4	Membranbelebungsanlage mit synthetischem Abwasser T04 .	49
4.3	Pilotanlage	51
4.4	Planung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott	52
4.4.1	Grundlagenermittlung	52
4.4.2	Bemessung	54
4.4.3	Detail- und Ausführungsplanung	59
4.5	Charakterisierung der semidezentralen Abwasserreinigung	61
5	Darstellung und Diskussion der Ergebnisse	63
5.1	Voruntersuchungen im Technikum	63
5.1.1	Experimente zur Vorfiltration	63
5.1.2	Membranreinigung in der Technikumsanlage	66
5.1.3	Filtration von Belebtschlamm	67
5.1.4	Membranbioreaktor mit synthetischem Abwasser	68
5.2	Betrieb der Pilotanlage	71
5.3	Großtechnische Realisierung	72
5.3.1	Membrankläranlage Heidelberg-Neurott	72
5.3.2	Ermittlung der Zulaufbelastung	73
5.3.3	Leistung der biologischen Abwasserreinigung	81
5.3.4	Kritische Belastungssituation	84
5.3.5	Biologische Phosphorelimination	92
5.3.6	Schlammmanagement	98
5.3.7	Leistung der Rotationsscheibenfilter	106
5.3.8	Prozesssteuerung	112
5.3.9	Energiebedarf	114
5.4	Simulation der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott	115
5.4.1	Simulation der biologischen Prozesse	116
5.4.2	Hydraulisches Modell zur Durchsatzsteuerung	117
5.4.3	Implementierung des Modells	119
5.4.4	Validierung des Modells	120
5.4.5	Modellanwendungen	127
6	Diskussion	133
7	Zusammenfassung und Ausblick	143

A Berechnungsgrundlagen	149
A.1 Vergleich mit statischer Bemessung nach ATV-DVWK-A 131	149
A.2 Temperaturabhängigkeit der Filtration mit keramischen Membranen	152
B Verfahrensbild der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott	153
C Filterdaten	157
D Experimente zur Aufkonzentrierung von Belebtschlamm im Technikum	161
Literaturverzeichnis	165

Tabellenverzeichnis

2.1	Merkmale zentraler und dezentraler Systeme zur Wasserwiederverwendung	33
4.1	Übersicht der entwickelten und untersuchten Anlagen und Charakteristik	42
4.2	Größen der keramischen Aluminiumoxid-Filterscheiben der Fa. Kerafol Keramische Folien GmbH, Eschenbach	44
4.3	Erwartete Abwasserzusammensetzung in Heidelberg-Neurott mit einwohnerspezifischen Frachten im Rohabwasser nach DIN 4261 Teil 1	53
4.4	Anforderungen an die Abwasserreinigung in Heidelberg-Neurott und notwendige Elimination unter der Annahme vollständiger Nitrifikation und 2 mg/l N _{org} im Ablauf	54
5.1	Berechnete, erwartete Schmutzkonzentrationen in mechanisch vorbehandeltem Abwasser durch Vorklärung ($\tau=0,5-1$ h) nach ATV-DVWK A 198 und Vorfiltration mit einwohnerspezifischen Frachten nach DIN 4261 Teil 1	65
5.2	Betriebsparameter der Technikumsanlage T04	69
5.3	Stichprobenmessungen der Abwasserzusammensetzung in Heidelberg-Neurott im Vergleich zu den erwarteten Konzentrationen im Zeitraum Januar-Dezember 2006	75
5.4	Mittlere Ablaufkonzentrationen der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott ermittelt aus den Stichprobenmessungen in 2006 und der Eliminationsgrad	84
5.5	Betriebsschema der Nachfiltration der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott	107
5.6	Betriebsparameter der Technikumsanlage	117
D.1	Parameter der Versuche zur Schlammaufkonzentrierung	162

Abbildungsverzeichnis

2.1	Entwicklung des Wasserverbrauchs in Haushalten und Kleingewerbe in Deutschland seit 1990	6
2.2	Durchschnittliche Trinkwasserverbräuche für die unterschiedlichen Wassernutzungen im Haushalt in 2006	7
2.3	Verteilung der in 2002 getätigten Investitionen nach Aufgabenbereichen	8
2.4	Kostenstruktur in der deutschen Abwasserbehandlung 2005	8
2.5	Umsetzung der Ecosan-Prinzipien im Nährstoff- und Wasserhaushalt von Siedlungen	11
2.6	Stoffkreisläufe bei einem nachhaltigen Sanitärsystem	13
2.7	Ansichten der Ökosiedlung Flintenbreite in Lübeck	14
2.8	Abwasserkonzept der Siedlung Flintenbreite	14
2.9	Fließschema des Abwasserkonzepts der Lambertsmühle in Burscheid .	16
2.10	Wasserbilanz des Szenarios „Kleinräumige Stoffkreisläufe“	18
2.11	Wasserversorgungs- und Abwasserentsorgungssystem mit Bioabfallentsorgung des Szenarios „Kleinräumige Stoffkreisläufe“	19
2.12	Nährstoffkreislauf für Stickstoff mit Urinseparation durch NoMix-Technologie und landwirtschaftlicher Verwertung	21
2.13	Semidezentrale Abwasserreinigung mit UASB-Reaktoren, Biogasgewinnung und landwirtschaftliche Verwertung für ländliche Gemeinden . . .	24
2.14	Kleinkläranlagen mit Hygienisierung als schematische Darstellung des siClaro® von Martin Systems, Sonneberg, und Foto einer Hauskläranlage Busse-MF von Busse Innovative Systeme, Leipzig	25
2.15	Containerkläranlagen der Fa. A3 Water Solutions GmbH, Gelsenkirchen, und Schema der Anlage der Berliner Wasserbetriebe in Margaretenhöhe	26
2.16	Schema zur dezentralen Abwasserbehandlung in ariden Schwellen- und Entwicklungsländern	27
2.17	Schematische Darstellung eines integrierten Wasser- und Nährstoffkreislaufkonzeptes für den Büroneubau der Hans Huber AG	28
2.18	Wesentliche Wasserströme des DEUS21-Konzepts	30
2.19	Alternative Infrastruktur für ca. 300 Einwohner in Knittlingen „Am Römerweg“	31

3.1	Kybernetischer Prozess der Entwicklung eines kommunalen Abwasser-managements	37
4.1	Übersicht der entwickelten und untersuchten Anlagen	41
4.2	Schema und Foto eines Labormoduls des Rotationsscheibenfilters	43
4.3	Filterscheibe mit Deckschicht	44
4.4	Zeichnung und Modell des Bellmer-Fine-Filters	45
4.5	Versuchsaufbau der Laborexperimente zur Filtration von Rohabwasser mit dem Rotationsscheibenfilter (RSF)	46
4.6	Versuchsaufbau zur Filterreinigung im Technikum	47
4.7	Verfahrensschema der direkten Aufkonzentrierung des Schlammes im Membranbioreaktor und Fotos der Anlagenteile Filter und Vorlagebehälter im Labormaßstab	48
4.8	Membranbelebungsanlage mit synthetischem Abwasser	50
4.9	Foto der Pilotanlage, die auf der kommunalen Kläranlage Tauberbischofsheim betrieben wurde	51
4.10	Kartenausschnitt und Luftaufnahme der Siedlung Heidelberg-Neurott, die im ehemaligen Feuerwehrgerätehaus eine semidezentrale Membrankläranlage enthält	52
4.11	Schematische Darstellung der Pumpwerksverteilung in der Siedlung Neurott	55
4.12	Verfahrensschema der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott zur semidezentralen Reinigung häuslicher Abwässer	56
4.13	ASM1-Modell der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott simuliert in Simba 5.2	58
4.14	3D-Modell der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott aus Richtung Süden und aus Richtung Norden	59
4.15	Aufstellungsplan Membrankläranlage Heidelberg-Neurott MKA01	60
5.1	Ausgewählte Ergebnisse der Experimente zur Vorfiltration: Filterleistung des Rotationsscheibenfilters bei Filtration von Rohabwasser mit 0,4 bar und 449 U/min, und Aufkonzentrierung des partikulären CSB bei der Filtration	64
5.2	Ergebnisse der Klarwasserbestimmung der Experimente zur Membranreinigung	66
5.3	Ergebnisse der Filtration von Belebtschlamm	67
5.4	Ergebnisse der Stickstoffelimination bei der Nitrifikation in der Technikumsanlage	69
5.5	Nitratkonzentration und -umsatz der Denitrifikation über der Verweilzeit	70

5.6	Ergebnisse der CSB-Entfernung der Pilotanlage, dargestellt als CSB-Konzentrationen im Zu- und Ablauf der Biologie	71
5.7	Ansichten der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott	72
5.8	Dichtefunktion und Summenverteilung des Durchsatzes der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott in 2006	73
5.9	Typische Zulaufganglinie der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott über vier Tage im Jahr 2006	74
5.10	Zulaufkonzentrationen, Zulauffrachten und einwohnerspezifische Zulauffrachten in 2006	76
5.11	Zulaufkonzentrationen der Pumpwerke zu verschiedenen Zeitpunkten	78
5.12	Zulaufkonzentrationen über einen Tag im Dezember 2005	79
5.13	Zulaufkonzentrationen über eine Woche im Januar/Februar 2006	79
5.14	Spezifische Einwohnerfracht über eine Woche im Januar/Februar 2006	80
5.15	Online-TOC- und CSB-Ablaufkonzentration der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott im Dezember 2005 und im Mai/Juni 2006	81
5.16	Online-Messung der Ammoniumkonzentration im Ablauf der Membrankläranlage Heidelberg Neurott im Mai/Juli 2006 und im August 2007 .	82
5.17	Onlinemessung Nitrat im Ablauf der Membrankläranlage während 100 Tagen im Sommer 2006 und in Abhängigkeit vom Kreislaufwasser	83
5.18	Hydraulische Zulaufcharakteristik für die kritische Belastungssituation am Festwochenende: Pumpvorgänge der einzelnen Pumpwerke über der Zeit, zeitlicher Ablauf der Pumpvorgänge, Füllstände der Pumpwerke und Vorlagebehälter sowie Anlagendurchsatz	86
5.19	Durchsatz und Differenzdruck der Nachfiltration für die maximale Belastung	87
5.20	Nährstoffbelastung und Elimination für den kritischen Lastfall am Festwochenende mit einwohnerspezifischer Zulaufbelastung, Elimination der Nährstoffe, CSB sowie Phosphor im Zulauf und Ablauf der Anlage .	88
5.21	Stickstoffelimination für die kritische Belastungssituation am Festwochenende mit Zulauf und Ablaufkonzentrationen der Stickstoffverbindungen aus der qualifizierten Stichprobe	89
5.22	Stickstoffelimination für die kritische Belastungssituation am Festwochenende mit Online-Stickstoffmessungen	90
5.23	Stickstoffelimination für die kritische Belastungssituation am Festwochenende mit Zulaufbelastung und Ablauf im Vergleich und CSB:N-Verhältnis im Zulauf der Anlage	91
5.24	Ablaufwerte der Online-Messung des ortho-Phosphats der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott mit und ohne Dosierung einer externen Kohlenstoffquelle im Jahr 2007	93

5.25	Summenhäufigkeit der ortho-Phosphatablaufwerte mit und ohne Dosierung einer externen Kohlenstoffquelle auf der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott	94
5.26	Geregelte Dosierung der C-Quelle	95
5.27	Phosphorbilanz der Wasserphase der Gesamtanlage und mit Bilanzraum Denitrifikation	96
5.28	Schematische Darstellung der Probenahmestellen im Bilanzraum der Denitrifikation	97
5.29	Ortsaufgelöste Analyse der Nährstoffverteilung im Bilanzraum der Denitrifikation	97
5.30	Polyphosphatgranula im Belebtschlamm bei 1000facher Vergrößerung .	98
5.31	Feststoffanfall auf der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott für Januar bis Dezember 2006	99
5.32	Lichtmikroskopische Aufnahmen der Biomasse der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott, 400fache Vergrößerung: Schlammflocken mit Bakterienkolonien und Wimperntierchen, Schlammflocken mit geringem Anteil fädiger Mikroorganismen, Schlammflocken mit mittlerer Fädigkeit, fädige Mikroorganismen im schäumenden Belebtschlamm	100
5.33	Schlammbelastung und aerobes Schlammalter sowie die Belebtschlammkonzentration der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott 2006	101
5.34	Temperatur im Zulauf und Belegung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott 2006	102
5.35	Beschaffenheit des Schlammwassers des Dünnschlammspeichers nach 3 bis 13 Tagen Aufenthaltszeit für CSB, Phosphat, Gesamtstickstoff sowie pH-Wert und Fettsäuren	103
5.36	Korrelation zwischen Trockenrückstand im Filter und Stromaufnahme des Drehantriebs	104
5.37	Verrohrung der Filterstufe der MKA01 vor der Optimierung	105
5.38	Fließbild der Filterstufe mit optimiertem Schlammmanagement der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott	105
5.39	Permeabilitäten der Nachfilter 1-3 und deren Vergleich in den ersten beiden Betriebsjahren der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott . . .	108
5.40	Die Permeabilität des Nachfilters 1 ergibt sich aus Differenzdruck- und Flussganglinie und ist dargestellt im Vergleich zur Temperaturganglinie im Jahr 2006 und im März 2006	110
5.41	Betriebsdaten des Nachfilters 1 über 24 Stunden	111
5.42	Visualisierung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott am Beispiel des Belegungsbildes und einer Trendgrafik	113
5.43	Schema der Fernüberwachung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott	113

5.44	Täglicher Energieverbrauch der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott	114
5.45	Maßgebender Lastfall der MKA01 implementiert in Simba 5.2	116
5.46	Schema des hydraulischen Modells des Entwässerungssystems sowie der Membrankläranlage	118
5.47	Aufteilung des Prozesses in Module zur Implementierung des Modells in Simulink	119
5.48	Durchsatzregelung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott: Regler der Filtratpumpen und Regler der Pumpe des Zulaufs zur Biologie	120
5.49	Modul Vorklärung implementiert in Simulink v.2006a	121
5.50	Validierung des Modells anhand des Füllstands der Nitrifikation ohne Regelung	122
5.51	Validierung des Modells ohne Regler bei 91,7% des gemessenen Ablaufs: Ergebnisse des Füllstands in der Vorlage und Füllstände der einzelnen Pumpwerke	123
5.52	Validierung Modells anhand des Füllstands der Nitrifikation mit Regelung des Bypass-Durchflusses	124
5.53	Validierung Modells anhand des Füllstands der Nitrifikation mit Regelung des Bypass-Durchflusses: Ergebnisse des Füllstands in der Vorlage und Füllstände der einzelnen Pumpwerke	125
5.54	Ergebnisse der Validierung des Modells mit beiden Durchflussregelungen: Ablauf der Anlage, Füllstand der Vorlage und Füllstand in den Pumpwerken	126
5.55	Abweichung der kumulierten behandelten Abwassermenge der simulierten gegen die gemessenen Daten	127
5.56	Füllstand Pumpwerk 3 und Vorlage sowie Anlagendurchsatz mit Spitzenzufluss $Q=1891/h$, $t=12,2$ h	127
5.57	Füllstand Pumpwerk 2 und Vorlage sowie Anlagendurchsatz mit Spitzenzufluss $Q=3581/h$, $t=8,28$ h	128
5.58	Füllstand Pumpwerk 6 und Vorlage sowie Anlagendurchsatz mit Spitzenzufluss $Q=20501/h$, $t=13$ min	128
5.59	Füllstand Pumpwerk 6 und Vorlage sowie Anlagendurchsatz mit Spitzenzufluss $Q=5771/h$, $t=3,1$ h	129
5.60	Modellierung der Spitzenlast mit einem zusätzlichen Abwasserzufluss von 3601/h über 12 h zu verschiedenen Zeitpunkten	130
5.61	Bestimmung des optimalen Speichervolumens: Füllstand im Vorlagebehälter und Durchsatz der Anlage	132
B.1	Verfahrensfließbild der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott	155
C.1	Screenshot der Visualisierung der Daten des Filters 1 am 04.02.2007 für 3 Stunden	157

Abbildungsverzeichnis

C.2	Screenshot der Visualisierung der Daten des Filters 1 am 04.02.2007 für 6 Stunden	158
C.3	Screenshot der Visualisierung der Daten des Filters 1 am 04.02.2007 für 12 Stunden	158
C.4	Screenshot der Visualisierung der Daten des Filters 1 am 04.02.2007 für 24 Stunden	159
D.1	Versuchskonfiguration zur Aufkonzentrierung von Belebtschlamm (a) in der Vorlage und (b) im RSF	161
D.2	Foto des Belebtschlammes im Filter am Ende der Aufkonzentrierung . .	162
D.3	Feststoffaufkonzentrierung mit Schlammrückführung	163
D.4	Transmembrandruck in Abhängigkeit vom Feststoffgehalt im Filter . . .	163

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

η	Dynamische Viskosität
η_D	Theoretischer Wirkungsgrad der Denitrifikation
τ	Verweilzeit
\emptyset	Durchschnitt
A	Fläche
$B_{d,BSB,Z}$	Tägliche BSB ₅ -Fracht im Zulauf zur Kläranlage
$B_{d,BSB}$	Tägliche BSB ₅ -Fracht
B_R	BSB ₅ -Raumbelastung
B_{TS}	BSB ₅ -Schlammbelastung
$C_{BSB,ZB}$	Konzentration des BSB ₅ in der homogenisierten Probe im Zulauf zur Biologie
$C_{CSB,ZB}$	Konzentration des CSB in der homogenisierten Probe im Zulauf zum Belebungsbecken
$C_{N,ZB}$	Konzentration des Gesamtstickstoffs in der homogenisierten Probe als N im Zulauf zum Belebungsbecken
$C_{P,AN}$	Konzentration des Phosphors in der homogenisierten Probe als P im Ablauf Nachklärbecken
$C_{P,ZB}$	Konzentration des Phosphors in der homogenisierten Probe als P im Zulauf zur Belebung
F	Kraft
F_T	Temperaturfaktor für endogene Veratmung
Q_d	Täglicher Abwasseranfall
Q_{RF}	Rückführfluss (Rücklaufschlammstrom + interne Rezirkulation) bei vorgeschalteter Denitrifikation
$Q_{T,2h,max}$	Maximaler Trockenwetter-Abwasserzufluss als 2 h-Mittel
$Q_{\dot{U},d}$	Täglicher Überschussschlammabzug
$S_{NH4,AN}$	Konzentration des Ammoniumstickstoffs in der filtrierten Probe im Ablauf der Nachklärung

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

$S_{\text{NO}_3, \text{AN}}$	Konzentration des Nitratstickstoffs in der filtrierten Probe im Ablauf der Nachklärung
$S_{\text{NO}_3, \text{D}}$	Konzentration des zu denitrifizierenden Nitratstickstoffs
$S_{\text{orgN}, \text{AN}}$	Konzentration des organischen Stickstoffs in der filtrierten Probe im Ablauf der Nachklärung
T	Temperatur
$t_{\text{TS}, \text{Bem}}$	Schlammalter, bezogen auf V_{BB} , das der Bemessung zugrunde gelegt wird
t_{TS}	Schlammalter bezogen auf V_{BB}
V	Volumen
v	Geschwindigkeit
V_{BB}	Belebungsbeckenvolumen
V_{BioP}	Für biologische Phosphorelimination genutztes Volumen des Belebungsbeckens
V_{D}	Für Denitrifikation genutztes Volumen des Belebungsbeckens
V_{Filter}	Filtervolumen
V_{N}	Für Nitrifikation genutztes Volumen des Belebungsbeckens
x	Abstand zwischen zwei Platten der Fläche A
$X_{\text{orgN}, \text{BM}}$	In die Biomasse eingebauter organischer Stickstoff
$X_{\text{P}, \text{BioP}}$	Bei der biologischen Phosphorelimination biologisch gebundener Phosphor
$X_{\text{P}, \text{BM}}$	In die Biomasse eingebauter Phosphor
$X_{\text{P}, \text{Fäll}}$	Durch Fällung eliminerter Phosphor
$X_{\text{TS}, \text{ZB}}$	Konzentration des TS der mit $0,45 \mu\text{m}$ Membranfilter filtrierten Stoffe nach Trocknung bei 105°C im Zulauf zur Biologie
3D	Dreidimensional
AKWA	Alternativen zur kommunalen Wasserver- und Abwasserentsorgung, Forschungsvorhaben
AOX	Adsorbierbare Organische Halogenverbindungen
ASM1	Activated Sludge Model No. 1
ATV-DVWK	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., heute DWA
BDEW	Bundesverband der Energie- und Wasserwirtschaft
BFF	Bellmer-Fine-Filter
BHKW	Blockheizkraftwerk
Bio-P	Biologische Phosphorelimination
BSB ₅	Biochemischer Sauerstoff-Bedarf bezogen auf 5 Tage bei einer Temperatur von 20°C

C:N	Kohlenstoff-zu-Stickstoff-Verhältnis
COD	Chemical Oxygen Demand (Chemischer Sauerstoff-Bedarf)
CSB	Chemischer Sauerstoff-Bedarf
CSB:N	CSB-zu-Stickstoff-Verhältnis
DEUS21	Dezentrales Urbanes Infrastruktursystem
DIN	Deutsches Institut für Normung
DN	Denitrifikation
DSL	Digital Subscriber Line, Breitband-Internetzugang
DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall
E	Einwohner
E-/MSR	Elektro-, Mess-, Steuer- und Regelungstechnik
EAWAG	Eidgenössische Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz, Schweiz
Ecosan	Ecological Sanitation
EGW	Einwohnergleichwert
EN	Europäische Norm
EU	Europäische Union
EW	Einwohnerwert
IGB	Fraunhofer-Institut für Grenzflächen- und Bioverfahrenstechnik
KA	Kläranlage
MBR	Membran-Bioreaktor
MKA01	Semidezentrale Membrankläranlage Heidelberg Neurott
n/a	Not available, nicht bestimmbar, nicht relevant
$N_{\text{ges,anorg}}$	Gesamte anorganische Stickstoffverbindungen
N_{ges}	Gesamte Stickstoffverbindungen
N_{org}	Organische Stickstoffverbindungen
N_{red}	Zu reduzierender Stickstoff
NaOCl	Natriumhypochlorit
$\text{NH}_4\text{-N}$	Stickstoffanteil von Ammonium
$\text{NO}_2\text{-N}$	Stickstoffanteil von Nitrit
$\text{NO}_3\text{-N}$	Stickstoffanteil von Nitrat
$\text{NO}_x\text{-N}$	Stickstoffanteil von Nitrat und Nitrit
P	Phosphor
PO1	Pilotanlage Tauberbischofsheim
P_{ges}	Gesamte Phosphorverbindungen
PC	Personal Computer
$\text{PO}_4\text{-P}$	Phosphoranteil von Phosphat

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

PW	Pumpwerk
Q	Durchfluss, Durchsatz
RESI	Rumen Enhanced Solid Incubator
RF	Rückführverhältnis bei vorgeschalteter Denitrifikation
RSF	Rotationsscheibenfilter
SBR	Sequencing-Batch-Reactor, Sequencing-Batch-Verfahren
SF	Sicherheitsfaktor
SPS	Speicherprogrammierbare Steuerung
T01	Technikumsanlage zur Vorfiltration
T02	Technikumsanlage zur Filterreinigung
T03	Technikumsanlage zum Schlammmanagement
T04	Membranbelebungsanlage mit synthetischem Abwasser im Technikum
TKN	Total Kjeldahl-Stickstoff, entspricht $N_{\text{org}} + \text{NH}_4\text{-N}$
TMP	Transmembrane pressure, Transmembrandruck, transmembrane Druckdifferenz, Differenzdruck
TOC	Total organic carbon, Gesamter organischer Kohlenstoff
TR	Trockenrückstand
TS	Trockensubstanz
TS _{BB}	Belebtschlammkonzentration, Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken
TS _{ÜS}	Trockensubstanz im Überschussschlamm
UASB	Upflow-Anaerobic-Sludge-Bed-Reaktor
ÜS _{d,c}	Tägliche Überschuss-Schlammproduktion aus der Kohlenstoffelimination
ÜS _{d,p}	Tägliche Überschuss-Schlammproduktion aus der Phosphorelimination
ÜS _d	Tägliche Überschuss-Schlammproduktion (Feststoffe)
Vgl.	Vergleiche
VPN	Virtual Private Network
ZB	Zulauf zur Belebung

Kapitel 1

Einleitung

Das Bewusstsein für eine nachhaltige Entwicklung hat inzwischen einen breiten gesellschaftlichen Konsens erreicht. Der Begriff der nachhaltigen Entwicklung wird hier im Sinne des spätestens seit dem Erdgipfel in Rio de Janeiro 1992 allgemein verwendeten Begriffsverständnisses für Sustainability verwendet [1].

Der Erhalt der natürlichen Ressourcen, insbesondere von Wasser, und deren gerechte Verteilung sind die Grundlage einer globalen nachhaltigen Entwicklung. Quantifizierbare physische Größen, die Umweltindikatoren, dienen zur Überprüfung von quantitativen Zielen für eine nachhaltige Entwicklung der Erde, von Ländern oder Regionen.

Die Umweltindikatoren für Gewässerbelastung in Deutschland aus dem Umwelt-Kernindikatorensystem des Umweltbundesamtes zeigen beispielsweise, dass die Emissionen an Adsorbierbaren Organischen Halogenverbindungen (AOX) und Gesamtstickstoff in die Oberflächengewässer von 1996–2005 um 8 % bzw. 1 % zurückgegangen sind. Es zeigt sich aber auch, dass die Zielvorgabe der Einhaltung von Gewässergüte II an 100 % aller Messstellen des Fließgewässermessnetzes bis 2015 erst an 48 % aller Messstellen für AOX bzw. 15 % aller Messstellen für Gesamtstickstoff in 2005 eingehalten wird [2].

Die aktuellen Aktivitäten in der Forschung von Wasser- und Abwasserinfrastruktur in urbanen Gebieten für die Industrieländer zielen besonders auf:

- die Einsparung von Kosten für die Instandhaltung und den Ausbau der urbanen Entwässerungssysteme,
- die Schließung von kleinräumigen Wasser- und Stoffkreisläufen zur Schonung der natürlichen Ressourcen, insbesondere in wirtschaftlich interessanten Bereichen (z. B. Energie, Wasser und Phosphor),

1 Einleitung

- die Erschließung ländlicher Räume und Erholungsgebiete mit hohen Gewässerschutzstandards,
- die Vermeidung des Eintrags von Mikroverunreinigungen und Abschätzung des Gefährdungspotenzials für Mensch und Umwelt.

Das konventionelle Wassersystem besteht in der Regel aus einer zentralen Wasserversorgung. Das in den Haushalten und der Industrie entstehende Abwasser wird gemeinsam mit dem Niederschlagswasser in einer Schwemmkanalisation abgeleitet und nach Reinigung in einer zentralen Kläranlage in ein Oberflächengewässer eingeleitet. Die Nachteile des konventionellen Wassersystems unter Nachhaltigkeitsgesichtspunkten sind vor allem die Gewässerbelastung aus den Mischwasserentlastungen [3], die Störung kleinräumiger Wasser- und Stoffkreisläufe (z.B. durch lokale Grundwasser-Absenkung, Nährstoffverlust im Boden, der mit synthetischem Dünger ausgeglichen wird), die Erhöhung der Hochwassergefahr durch schnellen Niederschlagsabfluss und die Trinkwasserverschwendung für Transportzwecke sowie hohe Kosten insbesondere für die Entwässerung. Schließlich sind Kläranlagen End-of-the-pipe-Lösungen unter Vermischung der Abwasserteilströme von Industrie, Haushalten und Regenwasser, die lediglich auf die Elimination der gewässerschädlichen Substanzen zielt.

Zusätzlich zu den genannten Nachteilen des konventionellen Wassersystems werden die Gewässer, auch in Deutschland, durch die Einleitung ungereinigter Abwässer aus dünn besiedelten Gebieten belastet, in denen ein Anschluss an die öffentliche Kanalisation bisher als unwirtschaftlich galt. Je nach Größe des Einzugsgebietes der Kläranlage sind die Einleitbedingungen sehr unterschiedlich. Aufgrund der hohen Kosten und langen Investitionszeiträume sind in Deutschland nicht alle Kläranlagen mit der aktuell besten Technologie ausgerüstet bzw. ist diese nur teilweise, insbesondere auf sehr großen oder modernen Kläranlagen, realisiert.

Die technischen Entwicklungen der letzten Jahre, besonders in der Mess-, Steuerungs- und Regelungstechnik und der Computertechnik sowie das heutige Verständnis für die Prozesse der biologischen Abwasserreinigung sind als Impulsgeber für Innovationen in der Abwasserreinigung denkbar. Der Anwendung der Membrantechnik in der kommunalen Abwasserreinigung wird erhebliches Potenzial zugeschrieben, zum künftigen Stand der Technik zu avancieren.

Das Ziel dieser Arbeit ist somit die Entwicklung eines semidezentralen Verfahrens für kommunales Abwassermanagement und die Erprobung in der großtechnischen Anwendung.

Dazu ist zunächst in Kapitel 2 der Stand der Wissenschaft und Technik der Abwasserreinigung dargestellt. Besonderes Augenmerk wurde auf die Darstellung al-

ternativer Infrastrukturkonzepte gelegt und die Frage nach der optimalen Systemgröße beleuchtet. Kapitel 3 erläutert detailliert die Aufgabenstellung dieser Arbeit. Die entwickelten und betriebenen Technikums- und Pilotanlagen sind im Kapitel 4 „Material und Methoden“ beschrieben. Danach folgt die Darstellung der Planung für den Demonstrationsstandort Heidelberg-Neurott mit Grundlagenermittlung, Bemessung und Detailplanung der entwickelten Membrankläranlage. Im Kapitel 5 „Darstellung und Diskussion der Ergebnisse“ werden zunächst ausgewählte Ergebnisse der Voruntersuchungen im Technikum und den Pilotanlagen erläutert. Danach folgt die Darstellung und Diskussion der Ergebnisse des zweijährigen Betriebs der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott. Unterstützt werden die experimentellen Ergebnisse durch die anschließend dargestellten Simulation der biologischen Prozesse sowie die Entwicklung eines hydraulischen Modells zur Durchsatzsteuerung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott. In der anschließenden zusammenfassenden Diskussion im Kapitel 6 wird die Entwicklung des semidezentralen Verfahrens für kommunales Abwassermanagement am Beispiel der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott in den Gesamtzusammenhang der aktuellen Forschung eingeordnet und bewertet. In Kapitel 7 erfolgt die abschließende Zusammenfassung und der Ausblick der Arbeit.

Kapitel 2

Stand der Wissenschaft und Technik

2.1 Stand der Technik der Abwasserreinigung

Wenn aktuell über den Stand der Technik der Abwasserreinigung und Innovationen für die Wassernutzung nachgedacht wird, muss zunächst das konventionelle Wassersystem der Siedlungen definiert werden. Der Stand der Technik stellt wegen der hohen Investitionskosten und der Langfristigkeit der Investitionen nicht zwingend das am weitesten verbreitete System dar. Trotzdem gibt es gemeinsame Merkmale, die das konventionelle Wassersystem charakterisieren. Das nachfolgend definierte System ist vor allem in den dicht besiedelten Teilen der sogenannten ersten Welt vertreten und gilt als Vorbild für alle urbanen Gebiete der Erde. Die Besiedlungsdichte und das Wohlstandsniveau sind entscheidende Faktoren bei der Geschwindigkeit der Verbreitung.

Nach Rudolph und Schäfer [4] ist das konventionelle Wassersystem durch eine zentrale Struktur gekennzeichnet, die eine Druckwasserversorgung sowie einen Abwasserschwemmkanal und einheitliche Wasserqualitäten beinhalten. Laut Wilderer und Schreff [5] bzw. Wilderer und Paris [6] ist das konventionelle Wassersystem dadurch gekennzeichnet, dass Frischwasser aus der wasserführenden Schicht gepumpt oder aus Oberflächengewässern entnommen, aufbereitet und mittels Rohrleitungen den Verbrauchern in ausreichender Menge und Qualität als Trinkwasser zugeführt wird. Das in den Haushalten, Gewerbe- und Industrieanlagen entstehende Abwasser wird gemeinsam mit dem Niederschlagswasser in einer Schwemmkanalisation (Mischkanalisation) abgeleitet. Dieses Abwassergemisch wird nach der Reinigung in einer zentralen Kläranlage in ein Oberflächengewässer eingeleitet.

Neben dem eben definierten konventionellen Wassersystem gibt es weitere Systeme, die ebenso ihre Verbreitung in der Welt gefunden haben. Dazu zählt beispielsweise für die Abwasserentsorgung auch die Trennkanalisation mit Schmutzwasser-

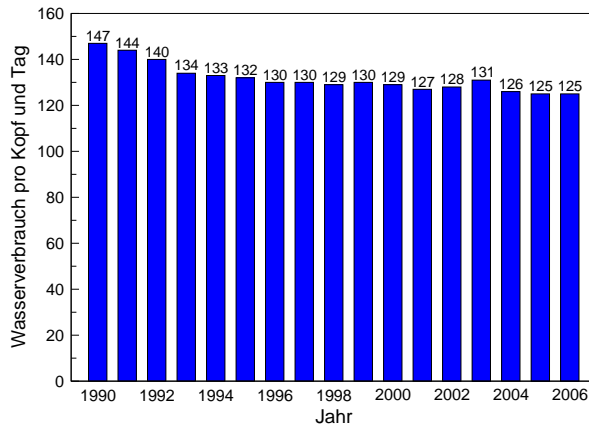


Abbildung 2.1: Entwicklung des Wasserverbrauchs in Haushalten und Kleingewerbe in Deutschland seit 1990, [7]

behandlung in einer zentralen Kläranlagen. Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf das definierte konventionelle Wassersystem.

Die Anwendung des konventionellen Wassersystems hat in den Industrienationen vor allem dazu geführt, dass die Ausbreitung von Krankheitserregern und Seuchen auf ein Minimum reduziert sowie die Umwelt deutlich entlastet werden konnte. Des Weiteren bietet dieses System einen hohen Komfort für die Nutzer, die immer ausreichend Wasser „aus der Wand“ zur Verfügung haben und die Abwässer geruch- und problemlos abgeben können. Der daraus resultierende hohe Wasserverbrauch konnte z. B. in Deutschland erst in den letzten Jahren etwas gesenkt werden. Wie in Abbildung 2.1 dargestellt, sank der durchschnittliche Wasserverbrauch der Haushalte von 1990 bis 2006 um ca. 20 Liter pro Kopf und Tag. Eine weitere Reduzierung des Wasserverbrauchs auf unter 100 Liter pro Kopf und Tag, wie in den neuen Bundesländern beobachtet, kann sicherlich durch angepasstes Nutzerverhalten (z. B. durch Waschen nur komplett gefüllter Waschmaschinen) und Modernisierung der Technik im Haushalt (z. B. durch Einbau wassersparender Armaturen, Waschmaschinen, Geschirrspüler und WCs mit Stopp-Taste) erreicht werden¹.

¹ Einen sehr hohen Einfluss auf den Wasserverbrauch hat außerdem der Wasserpreis. Dabei ist zu beachten, dass Wasser kein rein ökonomisches Gut, aber auch kein rein öffentliches Gut darstellt. Die Wasserpreise sollten deshalb immer dahingehend überprüft werden, ob er zum einen angemessen den Ressourcenverbrauch abbildet und zum anderen aber trotzdem allen Menschen jederzeit Zugang zu ausreichend Trinkwasser ermöglicht, unabhängig von ihrem Einkommen.

2.1 Stand der Technik der Abwasserreinigung

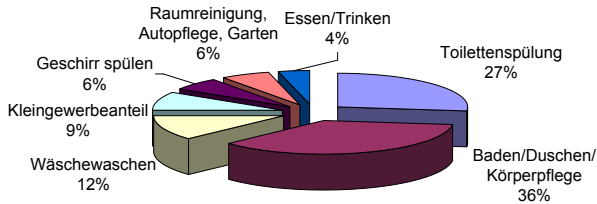


Abbildung 2.2: Durchschnittliche Trinkwasserverbräuche für die unterschiedlichen Wassernutzungen im Haushalt in 2006 [8]

Das eigentliche Optimierungspotenzial beim Trinkwasserverbrauch im Haushalt erschließt sich durch die Betrachtung der unterschiedlichen Wassernutzungen. Abbildung 2.2 zeigt die durchschnittlichen Trinkwasserverbräuche für die Wassernutzungen im Haushalt. Zum einen wird deutlich, dass die unterschiedlichen Nutzungen mit ihren jeweils eigenen Qualitätsanforderungen heute alle mit der höchsten verfügbaren Wasserqualität, dem Trinkwasser, bedient werden. Zum anderen ist der Anteil der Nutzungen mit höchsten Qualitätsanforderungen, wie z. B. Essen und Trinken (4%), sehr gering. Mit fast der Hälfte des Wassers kommen die Menschen eigentlich nie in Kontakt und ein Drittel wird nur für die Toilettenspülung, das heißt zum Transport von Fäkalien, verbraucht.

Die Mängel und Probleme des konventionellen Wassersystems sind inzwischen ausführlich diskutiert. Die Autoren alternativer Wassersysteme, inklusive der in Kapitel 2.2 vorgestellten, analysieren in der Regel ausführlich die Nachteile des konventionellen Wassersystems. Im Folgenden werden deshalb nur die wichtigsten Ansatzpunkte dargestellt und mit Zahlen unterlegt.

Der hohe Trinkwasserverbrauch für Transportzwecke und die Vermischung aller Abwasserteilströme nicht nur im Haushalt, sondern auch mit Industrieeinleitern und Regenwasser sind wesentliche Gründe für die heutigen Probleme der Schwemmkanalisation im Mischsystem. Außerdem sind die Aufwendungen für den Anschluss der noch nicht angeschlossenen Grundstücke an das Kanalnetz sowie die Sanierungsaufwendungen der Kanäle inzwischen so gestiegen, dass die Bürger häufig nicht mehr bereit sind dafür aufzukommen. Die hohen Kosten der Mischwasserkanalisation resultieren sowohl aus der Gesamtlänge der Kanäle und der Einwohnerdichte als auch aus der Dimensionierung auf den maßgebenden Regenwetterabfluss. In der zentralen Kläranlage muss das Regenwasser ebenfalls behandelt werden. Der in Qualität und Quantität bedeutsame Anteil des Abwassers aus dem Mischsystem, der nicht der Kläranlage zugeführt werden kann, verschmutzt als Mischwasserentlastung direkt die Gewässer und Meere. Weiterhin ist die stoffli-

2 Stand der Wissenschaft und Technik

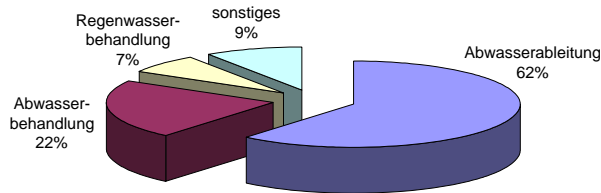


Abbildung 2.3: Verteilung der in 2002 getätigten Investitionen nach Aufgabenbereichen, nach [9]

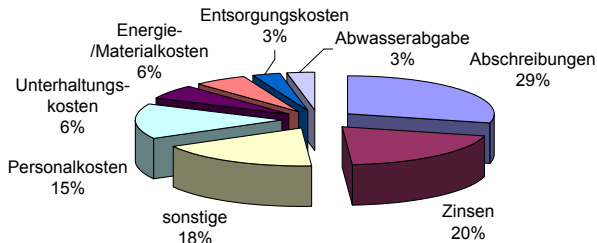


Abbildung 2.4: Kostenstruktur in der deutschen Abwasserbehandlung 2005 [8]

che Schlammverwertung aufgrund der Verschmutzung der Klärschlämme, z. B. mit Schwermetallen durch Industrieeinleiter, problematisch.

Zur Veranschaulichung der erheblichen Kosten der Mischwasserkanalisation ist in Abbildung 2.3 die Verteilung der in 2002 in Deutschland getätigten Investitionen im Abwassersektor nach Aufgabenbereichen dargestellt. Insgesamt wurden Investitionen in Höhe von 5,3 Mrd. EUR getätigt. In den Folgejahren gibt es keine statistische Erhebung der Investitionsverteilung mehr. Vom BDEW wurden nur noch die Gesamtinvestitionen erfasst, die von 2001–2006 mit 4,4–5,5 Mrd. EUR pro Jahr jedoch jährlich in der gleichen Größenordnung liegen [7]. Der Hauptanteil der Investitionen floss mit 62% in die Abwasserableitung und damit in die Sanierung und zum geringen Teil in den Ausbau der Kanalisation in Deutschland.

Die Abwasserbehandlung ist zudem geprägt von einem hohen Anteil fixer Kosten (vgl. Abbildung 2.4). Etwa 75–85% der Kosten, dies sind die Kosten für Abschreibungen, Zinsen, Personal und Unterhalt sowie für Sonstiges, entstehen verbrauchsunabhängig, d. h. unabhängig davon, wie viel Abwasser abgeleitet und in den Kläranlagen behandelt wird. Bei den Anlagen der Abwasserentsorgung handelt es sich im Wesentlichen um langlebige Wirtschaftsgüter, deren Kosten auf die gesamte Nutzungsdauer verteilt werden. Deshalb schlagen allein Abschreibungen und Zinsen mit einem Anteil von 49% zu Buche [8].

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das konventionelle Wassersystem mit Abwassersammlung und Behandlung in Form von Mischkanalisation und zentraler Kläranlage eine historisch gewachsene technische Lösung der Siedlungshygiene darstellt. Dunbar [10] gibt einen guten Überblick über den Stand der Technik und des Wissens zu Anfang des letzten Jahrhunderts. Teilweise entsprechen die Lösungen von damals immer noch dem Stand der Technik. Unter Beachtung der Kriterien einer nachhaltigen Entwicklung und moderner Umwelttechnik ist die weitere Verbreitung sowie Erhaltung der End-of-the-pipe Lösungen nicht mehr ausreichend. Deshalb sind bei der Suche nach Alternativen sowohl neue Sanitärkonzepte als auch Abwasserreinigungstechnologien, die zu neuen Abwasserinfrastrukturlösungen führen, zu evaluieren.

2.2 Neue Sanitärkonzepte

Sanitärtechnik befindet sich am Ort der Entstehung von Abwasser. Sie umfasst alle technischen Einrichtungen zur Aufnahme und Ableitung von Abwasser im Haus. Sanitäre Einrichtungen finden sich in der Regel in Küche und Bad. Von dort wird das Abwasser abgeleitet und an einem anderen Ort mit Abwasserreinigungstechnik aufbereitet. Die im Folgenden dargestellten neuen Sanitärkonzepte beruhen auf einer weitestgehenden Trennung der Abwasserteilströme an der Quelle der Entstehung im Haushalt, deren getrennter Ableitung und Behandlung sowie der Wiederverwendung in Wasser- und Nährstoffkreisläufen.

Im Gegensatz zum konventionellen Mischsystem mit Mischabwasser werden die Teilströme Regenwasser, Schwarzwasser, Braunwasser, Gelbwasser und Grauwasser unterschieden. Das *Regenwasser* kommt von Dachabläufen und manchmal von versiegelten Flächen (Straßen, Hofflächen, Wege). Als *Schwarzwasser* werden die Sanitärabwässer der Toiletten und Urinale, d. h. Fäkalien mit Spülwasser, Toilettenpapier und Reinigungschemikalien bezeichnet. Eine weitere Differenzierung des Toilettenabwassers durch separate Erfassung des Urins aus NoMix- bzw. Separationstoiletten und Urinalen mit oder ohne Spülwasser wird *Gelbwasser* und die verbleibenden Fäkalien *Braunwasser* genannt. Eine gemeinsame Verwertung der Bioabfälle mit dem Braunwasser bzw. Schwarzwasser wird teilweise in Erwägung gezogen. *Grauwasser* ist häusliches Abwasser aus Küche, Bad, Dusche und Waschmaschine ohne Fäkalien und Urin, wobei teilweise das stärker verschmutzte Küchenabwasser ausgeschlossen wird [11].

2.2.1 Ecological Sanitation (Ecosan)

Ecosan [12] steht für kreislauforientierte Technologien in der Siedlungswasserwirtschaft, die außer der Wasserversorgung alle Aktivitäten der Sammlung, Behandlung oder Beseitigung flüssiger und fester organischer Abfälle aus Siedlungen umfassen. Kreislauforientierte Konzepte betrachten die Aktivitäten der Siedlungswasserwirtschaft von einem ökosystemischen Gesichtspunkt aus, d. h. Abwasser und Abfälle werden als Ressourcen im System gesehen. Ecosan-Konzepte werden an ihrer ökonomischen, ökologischen und sozialen Nachhaltigkeit gemessen und anhand von zusätzlichen Kriterien wie Grad der Vermeidung, Verminderung und Verwertung des Abwassers sowie Energiebedarf, Materialfluss und Entropieminimierung bewertet.

Daraus ergeben sich die allgemeinen Prinzipien der Ecosan-Konzepte:

- Geringer Trinkwasserverbrauch,
- Vermischungsverbot für Haushaltsstoffströme,
- Schließung von Stoff- und Wasserkreisläufen,
- Vermeidung von Nährstoffbelastungen in Oberflächengewässern,
- Geringer Energieaufwand.

Abbildung 2.5 zeigt schematisch die Umsetzung der Ecosan-Prinzipien im Nährstoff- und Wasserhaushalt von Siedlungen. Das Vermischungsverbot für Haushaltsstoffströme bedeutet die Differenzierung der unterschiedlichen Abwasserteilströme. Im Gegensatz zum konventionellen Mischsystem werden die Teilströme Regenwasser, Schwarzwasser, Braunwasser, Gelbwasser und Grauwasser getrennt behandelt. Das Regenwasser aus Dachabläufen sollte soweit wie möglich dezentral genutzt oder versickert werden. Das Schwarzwasser und die teilweise weitere Differenzierung des Toilettenabwassers durch separate Erfassung des Urins im Gelbwasser und die verbleibenden Fäkalien, das Braunwasser, soll getrennt werden. Oft ist es sinnvoll, die gemeinsame Verwertung der Bioabfälle mit dem Braunwasser bzw. Schwarzwasser in Erwägung zu ziehen. Grauwasser ist häusliches Abwasser aus Küche, Bad, Dusche und Waschmaschine ohne Fäkalien und Urin, das zum Wasserrecycling verwendet werden soll.

Im Idealfall sollen Ecosan-Konzepte eine vollständige Rückführung der in Fäkalien, Urin und Grauwasser enthaltenen Nährstoffe in die Landwirtschaft und einen sparsamen Umgang mit Wasser unter größtmöglicher Wiederverwendung insbesondere zur Bewässerung ermöglichen. Dies führt auch zu einer Minimierung der hygienischen Belastung der Gewässer. Ein weiterreichendes Verständnis der Konzepte

kann außerdem die Nutzung, Sammlung und Versickerung von Regenwasser berücksichtigen, die Behandlung und das Recycling fester Abfallstoffe, die Minimierung des Energiebedarfs für die Abfall- und Abwasserbehandlung und die Nutzung des in festen und flüssigen Abfällen enthaltenen Energiepotenzials. Des Weiteren sollen Ecosan-Konzepte angepasste und nachhaltige Lösungen für unterschiedliche örtliche und klimatische Bedingungen und menschliche Ansprüche bieten. Sie erlauben eine akzeptable und finanzierbare Abwasserbehandlung für arme ländliche Regionen ebenso wie für wohlhabende bzw. industrialisierte Länder [14].

Eine Trennung bzw. Nichtvermischung der Abwasserteilströme im Haushalt bedeutet einen enormen Bedarf an neuer Sanitärtechnik, da sowohl das konventionelle WC dafür ungeeignet, als auch die Abwasserableitung grundverschieden ist. Zahlreiche Ecosan-Projektbeispiele, hauptsächlich Low-tec-Lösungen für ländliche Gebiete, finden sich in [12, 15].

Ecosan geht davon aus, dass es kein universelles Wassersystem geben wird, das überall auf der Welt gleich gut funktioniert. Vielmehr geht es um die Entwicklung



Abbildung 2.5: Umsetzung der Ecosan-Prinzipien im Nährstoff- und Wasserhaushalt von Siedlungen [13]

von an die jeweiligen Rahmenbedingungen angepassten Technologien, die vor allem abhängig von den finanziellen Ressourcen, der Verfügbarkeit von Wasserressourcen, der Einwohnerdichte, Energie und Nutzungsmöglichkeiten des Düngepotenzials der Fäkalien in der Landwirtschaft der jeweiligen Region ist.

Die Vorteile des Ecosan-Konzepts liegen:

- In den zugrunde liegenden Prinzipien,
- Bei der Verfolgung der Nachhaltigkeit und
- In der Integration des Kreislaufgedankens.

Nachteile des Ecosan-Konzepts sind:

- Die konzeptionelle Sicht wird nicht in konkrete Handlungsanweisungen umgesetzt.
- Es gibt keine eigene Technikentwicklung.
- Der Begriff „Ecosan“ bezieht sich auf die komplette Zusammenarbeit der Bundesrepublik mit Entwicklungs- und Schwellenländern der Erde im Wasserbereich und ist deshalb sehr breit angelegt.

2.2.2 Teilstrombehandlung in urbanen Gebieten nach Otterpohl

Lange und Otterpohl [11] schlagen ökologische Sanitärkonzepte für ländliche und städtische Gebiete vor, die dem Leitgedanken von Ecosan und damit der nachhaltigen Entwicklung Rechnung tragen. Abbildung 2.6 zeigt beispielhaft Stoffströme in einem solchen nachhaltigen Sanitärkonzept. Die wesentlichen Komponenten sind die getrennte Entwässerung von Regenwasser, Grauwasser und Schwarzwasser, die Reduzierung des Trinkwasserbedarfs durch den Einsatz von Vakuumtoiletten, die landwirtschaftliche Verwertung der Nährstoffe aus Fäkalien, Urin und Bioabfällen sowie die Erhaltung der lokalen Wasserkreisläufe.

Für die erste Umsetzung des Konzepts nach Otterpohl wurde eine Neubausiedlung in Lübeck ausgewählt. Die aus gemischter Bebauung von Ein- und Mehrfamilienhäusern sowie Mietwohnungen bestehende Siedlung Flintenbreite ist in Abbildung 2.7 als ein Modell der geplanten Bebauung sowie einem Luftbild der derzeit errichteten Gebäude dargestellt. Nach Niederste-Hollenberg [18] wird die 3,5 ha große Neubausiedlung in Lübeck derzeit von einem Drittel der geplanten 350 Einwohner bewohnt.

Abbildung 2.8 zeigt das Abwasserkonzept des Pilotprojekts der Siedlung Flintenbreite, die die Teilstrombehandlung erstmals in einem urbanen Gebiet in die Praxis

umsetzt [19]. Das Regenwasser von Dächern und befestigten Flächen wird oberflächennah abgeleitet und in Mulden, die in die vorhandenen Freiflächen integriert sind, innerhalb des Siedlungsbereichs versickert. Bei extrem starken Regenereignissen wird das überschüssige Wasser einem Teich zugeleitet, der in den Fackenburg Landgraben entwässert. Das häusliche Abwasser wird innerhalb der Wohnungen getrennt erfasst. Durch den Einsatz von Vakuumtoiletten, die nur 0,7–1,2 l Spülwasser verbrauchen, werden Fäkalien und Urin (Schwarzwasser) und das restliche Abwasser (Grauwasser) getrennt abgeleitet und behandelt.

Das Grauwasser wird von Grobstoffen gereinigt und in diskontinuierlicher Beschickung bewachsenen Sandfiltern bzw. Pflanzenkläranlagen zugeführt. Der Abfluss erfolgt in den nachgeschalteten Teich und kann zu Bewässerungszwecken im Siedlungsgebiet genutzt werden.

Das Schwarzwasser liegt als hoch konzentrierter Abwasserstrom vor. Dieser Teilstrom wird durch Vakuumleitungen zur zentralen anaeroben Behandlungsanlage (Biogasanlage) im Gemeinschaftshaus gesaugt. Der Biomüll wird über ein Bioton-

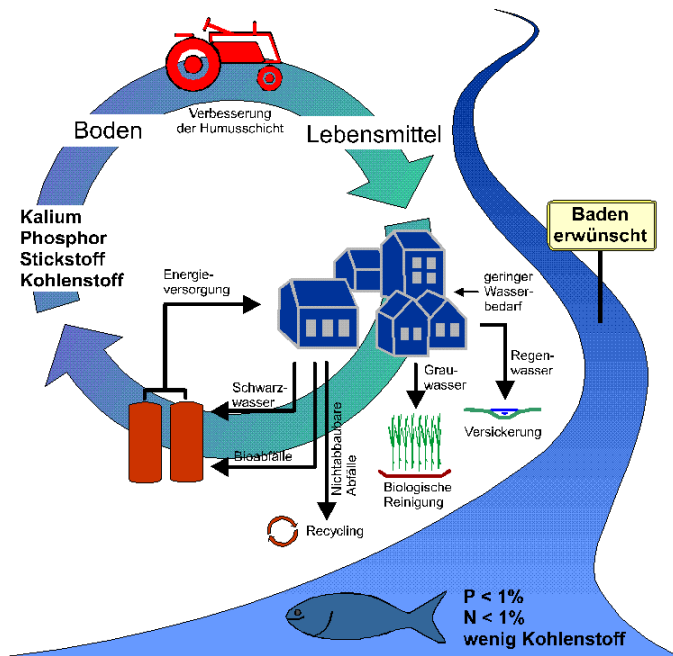


Abbildung 2.6: Stoffkreisläufe bei einem nachhaltigen Sanitärsystem [11]

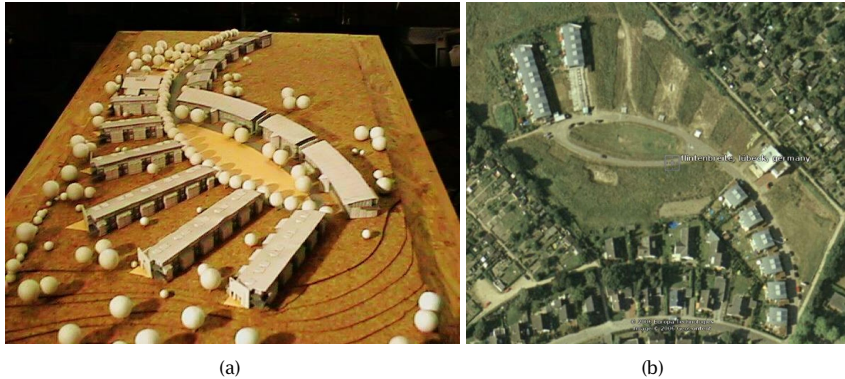


Abbildung 2.7: Ansichten der Ökosiedlung Flintenbreite in Lübeck: (a) Modell der Siedlung [16], (b) Luftbildaufnahme [17]

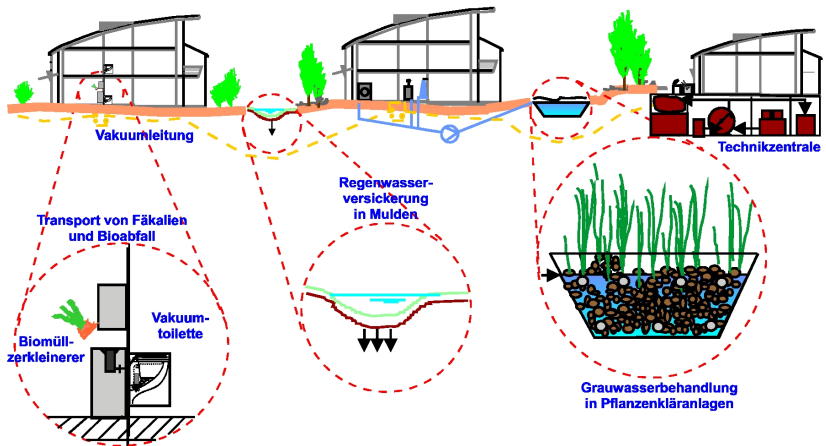


Abbildung 2.8: Abwasserkonzept der Siedlung Flintenbreite nach [19]

nensystem gesammelt, in einer zentralen Anlage zerkleinert und ebenfalls der Biogasanlage zugegeben. Durch die gemeinsame Vergärung der beiden Fraktionen Schwarzwasser und Biomüll in der Biogasanlage wird der Energieinhalt der beiden Teilströme genutzt. Das bei der Vergärung entstehende Biogas kann im BHKW zur Energieerzeugung verwendet werden. Die dabei entstehende Abwärme versorgt sowohl die Biogasanlage mit der erforderlichen Prozessenergie als auch das Wärmeversorgungsnetz. Der nach der Behandlung in der Biogasanlage verbleibende Flüssigkeit wird in der Biogasanlage weiterverarbeitet.

sigdünger wird in einem Speicherbehälter gesammelt und an die Landwirtschaft abgegeben. Hierdurch können die im Abwasser enthaltenen Nährstoffe fast vollständig in den Boden zurückgeführt werden.

Die Betriebserfahrungen bis 2003 nach Wendland und Oldenburg [20] zeigen, dass:

- der Wasserverbrauch der Vakuumtoiletten nur 0,7-1,2 l je Spülung beträgt (3-9 l/Spülung bei herkömmlichen und Wasserspar-WCs)
- der Wasserverbrauch der Siedlung insgesamt nur 77 l/(E·d) mit einem Anteil von 6 l/(E·d) für Schwarzwasser beträgt,
- nach anfänglichen Betriebsstörungen (Katzenstreu, Papier, Damenbinden etc.), eine hohe Akzeptanz der Vakuumtoiletten vorhanden ist,
- der bewachsene Bodenfilter stabile Reinigungsleistungen mit niedrigen Stickstoff-Konzentrationen erbringt
- die Verwendung von phosphathaltigen Geschirrspülmitteln zu hohen Phosphorkonzentrationen im Grauwasser führt,
- der Küchenabfallzerkleinerer im Haushalt zu hohem Spülwasserverbrauch zur Reinigung geführt hat und
- die zögerliche Besiedlung den Betrieb der Nährstoff- und Energienutzungsanlagen z.T. technisch und wirtschaftlich nicht sinnvoll erscheinen lässt und hier auch nicht realisiert wurde.

Das alternative Abwasserkonzept der Lambertsmühle in Burscheid beruht ebenfalls auf der getrennten Erfassung und Nutzung der verschiedenen Abwasserteilströme des häuslichen Abwassers [21]. Das Besucherzentrum hat eine Abwasser-Grundlast von 400 l/d, die bei starker Frequentierung bis auf 1500 l/d ansteigen kann. Wie in Abbildung 2.9 dargestellt, werden die Abwasserteilströme Gelbwasser, Braunwasser und Grauwasser getrennt abgeleitet und teilweise behandelt. Ermöglicht wird die separate Erfassung des Toilettenabwassers (Gelbwasser und Braunwasser) durch den Einsatz von Urinseparationstoiletten (vgl. auch Kapitel 2.2.4) und wasserlosen Urinalen. Gleichzeitig findet eine deutliche Reduzierung des Spülwasserbedarfs gegenüber herkömmlichen Spültoiletten statt, wodurch Wasser gespart und eine geringe Verdünnung des Toilettenabwassers erfolgt. Damit wird das Konzept der Trennung der Abwasserteilströme hier einen Schritt konsequenter verfolgt als in Flintenbreite.

Nach separater Ableitung des Urins erfolgt die Speicherung in einem Urintank. Da die Nutzung der Nährstoffe durch Ausbringung in die Landwirtschaft nur zu bestimmten Jahreszeiten möglich ist, wird der Urin zwischengelagert. Das Braunwasser wird in einen Rottebehälter geleitet, in dem die Feststoffe kompostiert und dann

2 Stand der Wissenschaft und Technik

als Bodenverbesserer eingesetzt werden. Der Rottebehälter hat zwei Kammern, deren Beschickung regelmäßig gewechselt wird. Das bei der Fäkalientwässerung in einem Rottebehälter (Filter) anfallende Wasser (Filtrat) ist wegen der Urinseparation nährstoffarm. Deshalb bietet sich die Mitbehandlung dieses Filtrats im bewachsenen Bodenfilter (Pflanzenkläranlage) an. Als Grauwasser wird das fäkalienfreie Abwasser mit sehr geringem Nährstoffanteil aus Handwaschbecken, Dusche oder Küche und nach getrennter Ableitung in einem vertikal durchströmten bewachsenen Bodenfilter behandelt und in den Vorfluter abgeleitet.

Die Ergebnisse des Projekts zeigen, dass [18]:

- der einwohnerspezifische Wasserverbrauch von ca. 65 l/(E·d) gegenüber dem deutschen Durchschnitt von 125 l/(E·d) deutlich reduziert ist,
- die separate Erfassung des Gelbwassers durch veränderte Sanitärtechnik im Prinzip praktikabel, aber nicht immer nutzerfreundlich ist,
- vor der landwirtschaftlichen Verwertung des Gelbwassers eine Behandlung z. B. durch Lagerung in Urintanks unbedingt erforderlich ist,
- die Applikation des Urindüngers auf Feldfrüchte, Obst und Gemüse unterlassen werden sollte, da eine Belastung mit Krankheitserregern vorliegt,

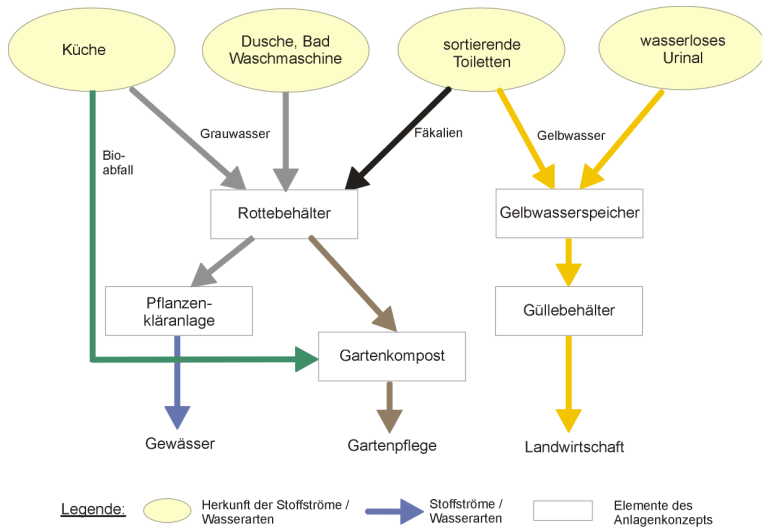


Abbildung 2.9: Fließschema des Abwasserkonzepts der Lambertsmühle in Burscheid nach [21]

- die Handhabung der Rottebehälter ohne Hygienisierung problematisch ist,
- die Eliminationsleistung der Pflanzenkläranlage bei der bisherigen Unterlast sehr gut ist.

Die Abtrennung der Nährstoffe und der Gewässerschutz sind mit dem in der Lambertsmühle verwirklichten System mit relativ geringem Energie- und Investitionskostenaufwand bei vergleichsweise gutem Ergebnis zu verwirklichen. Allerdings steckt die Nutzung der Nährstoffe noch in den Kinderschuhen. Eine Energiegewinnung, wie in Flintenbreite vorgesehen, ist wegen fehlender technischen Lösungen in diesem Maßstab nicht absehbar.

2.2.3 Alternativen der kommunalen Wasserver- und Abwasserentsorgung – AKWA 2100

Im Forschungsvorhaben „AKWA 2100 – Alternativen der kommunalen Wasserver- und Abwasserentsorgung“ wurde der Versuch unternommen, langfristige Visionen und Strategien für die Umgestaltung und technologische Modernisierung kommunaler Wasserver- und Abwasserentsorgungssysteme zu erarbeiten. Ziel des Projekts war, den Entscheidungsträgern Handlungsoptionen zur Umsetzung einer nachhaltigen Strategie für die notwendigen Sanierungsmaßnahmen zur Erhaltung der Infrastruktur der Wasserver- und Abwasserentsorgung an die Hand zu geben [22].

Kommunen, Wasserverbände, Wirtschaft und Forschung haben unter Leitung des Fraunhofer-Instituts für System- und Innovationsforschung (ISI) in Karlsruhe am Beispiel zweier Untersuchungsgebiete in Nordrhein-Westfalen, dem Stadtteil Asseln in Dortmund und dem Stadtteil Bork in Selm, Visionen urbaner Wasserinfrastrukturkonzepte entwickelt. Mit Hilfe des Szenarioansatzes und unter Einbeziehung der kommunalen Entscheidungsgremien wurden in drei Szenarien zentrale und dezentrale Wasserinfrastrukturkonzepte entwickelt, die mit dem Zeithorizont „2050 und danach“ heutigen und auch künftigen Anforderungen gerecht werden. Die Szenarien wurden dann für die beiden Untersuchungsgebiete als mögliche Konzepte konkretisiert. Die Konzepte wurden unter Beachtung ökonomischer, gesellschaftlicher und ökologischer Kriterien bewertet. Schließlich wurden Handlungsempfehlungen für die langfristige Planung abgeleitet, wie ausgehend vom heutigen Infrastruktursystem ein Systemwechsel umgesetzt werden könnte.

Das erste Szenario nennt sich „Weiter so!“ und stellt im Wesentlichen eine Fortschreibung des heutigen konventionellen Wassersystems mit zentraler Wasserversorgung, Schwemmkanalisation nach dem Mischwasserprinzip und einer zentralen Kläranlage dar. Charakteristikum des zweiten Szenarios „Kommunaler Wasserkreislauf“ ist die Wiedernutzung des in der zentralen Kläranlage aufbereiteten Ab-

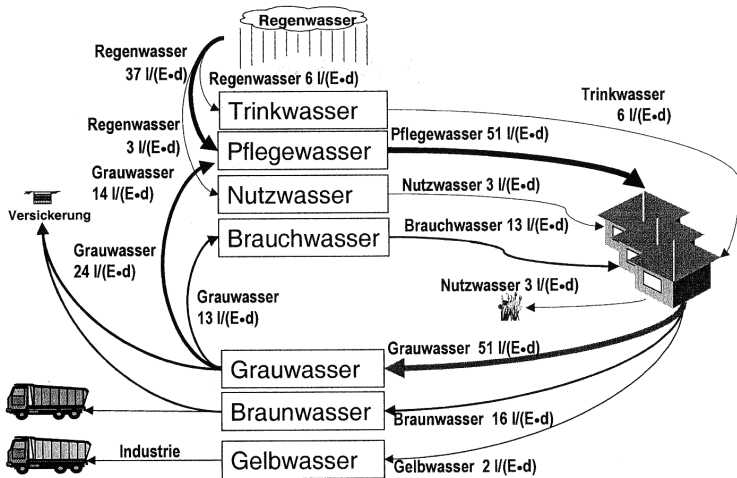


Abbildung 2.10: Wasserbilanz des Szenarios „Kleinräumige Stoffkreisläufe“ [22]

wassers für Brauchwasserzwecke. Die Wiedernutzung erfolgt über ein parallel zum Trinkwasserversorgungsnetz errichtetes Brauchwassernetz für häusliche und gewerbliche Wasseranwendungen mit geringen Anforderungen an die Wasserqualität. Das Brauchwasser dient auch als Löschwasser und als Spülwasser zur Aufrechterhaltung einer hinreichenden Schleppkraft in der Schwemmkanalisation. Die häuslichen organischen Abfälle werden über Küchenabfallzerkleinerer direkt mit dem häuslichen Abwasser entsorgt und im Rahmen der Abwasserbehandlung zur Erzeugung von Biogas genutzt. Das Gelbwasser wird separat erfasst, in regelmäßigen Abständen abgefahren und aufbereitet. Die im Urin enthaltenen Nährstoffe Phosphor und Stickstoff können so zur Düngemittelproduktion genutzt werden. Das dritte Szenario „Kleinräumige Stoffkreisläufe“ beruht auf einer weitgehenden Differenzierung der Wasserteilströme und Schließung anthropogener Stoff- und Wasserkreisläufe. Wasserver- und Abwasserentsorgung stützen sich auf dezentrale Anlagen, die entweder einzelne Gebäude oder Gebäudegruppen ver- und entsorgen.

Abbildung 2.10 zeigt die Wasserbilanz des Szenarios „Kleinräumige Stoffkreisläufe“ mit einer Vielzahl von Wasser- und Abwasserqualitäten, die zum Teil durch Kreisläufe oder Nutzungskaskaden miteinander verbunden sind. Das von den Dachflächen der Gebäude ablaufende Regenwasser wird in Zisternen gesammelt und zu Trinkwasser und Pflegewasser aufbereitet. Der Pflegewasserbedarf zum Baden, Duschen, Spülen und Waschen wird aus vorbehandeltem Regenwasser (vereinfachte Aufbereitung gegenüber Trinkwasser) und Grauwasser I (leicht verschmutztes

Grauwasser aus Bade- und Duschwasser) aus einer Grauwasserbehandlungsanlage gedeckt. Die Gartenbewässerung erfolgt direkt mit unbehandeltem Regenwasser (Nutzwasser).

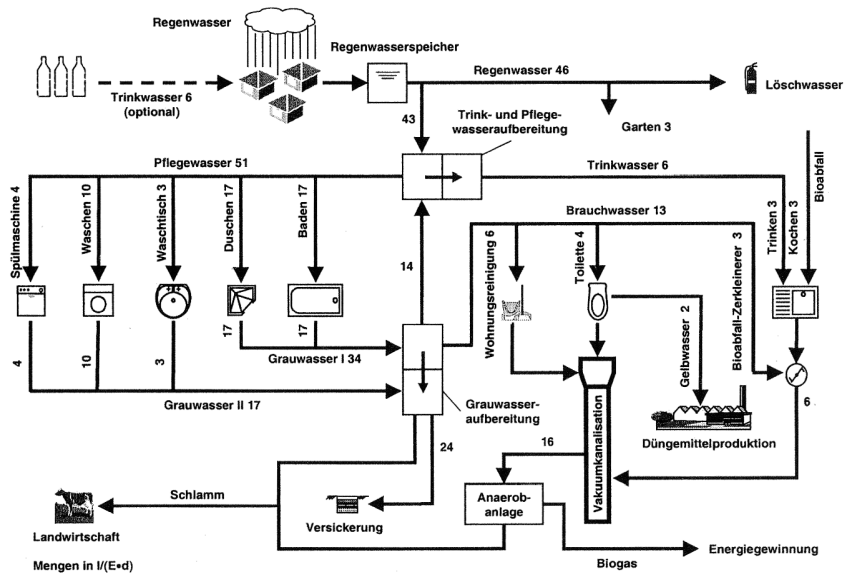


Abbildung 2.11: Wasserversorgungs- und Abwasserentsorgungssystem mit Bioabfallentsorgung des Szenarios „Kleinräumige Stoffkreisläufe“ [22]

In Abbildung 2.11 ist das alternative Wassersystem mit den gebäudeinternen Wasserkreisläufen und Behandlungsanlagen dargestellt, wobei die häuslichen Wasser nutzungen mit den verwendeten Wasserqualitäten und dem jeweils zugrunde gelegten Wasserbedarf angegeben sind. Die von außerhalb des Gebäudes bezogene Wassermenge beläuft sich wegen der Schließung der gebäudeinternen Wasserkreisläufe auf 46 l/(E·d) und kann vollständig durch Regenwasser gedeckt werden. Externe Wasserinfrastruktureinrichtungen in Form von in der Fläche verlegten Ver- und Entsorgungsnetzen entfallen.

Der Vergleich der Projektkostenbarwerte der verschiedenen Konzepte zeigt, dass die Fortschreibung des konventionellen Wassersystems im Szenario „Weiter so!“ in beiden Pilotkommunen die kostengünstigste Lösung darstellt. Bei Erweiterung der Kostenvergleichsrechnung um nichtmonetarisierbare volkswirtschaftliche Nutzenpotenziale wurde in einer Nachhaltigkeitsbewertung das Szenario „Kleinräumige Stoffkreisläufe“ im Vergleich der drei Infrastrukturkonzepte deutlich als das nach-

haltigste Konzept bewertet. Außerdem ist die finanzielle Mehrbelastung bei Umsetzung des Szenarios „Kleinräumige Stoffkreisläufe“ von insgesamt 5-15% nicht gravierend.

Im Fortsetzungsprojekt „AKWA-II: Dahler Feld“ sollten in einer der beiden Pilotkommunen des AKWA 2100 die Erkenntnisse praktisch umgesetzt werden [23]. Das für den ländlichen Raum typische Siedlungsgebiet „Dahler Feld“ ist bis heute weder an die öffentliche Wasserversorgung noch an die öffentliche Abwasserentsorgung angeschlossen. Die Einwohner nutzen ihre dezentrale Wasserversorgung über Brunnen sowie die konventionelle Sanitärtechnik im Haus weiterhin. 21 sanierungsbedürftige Mehrkammerausfallgruben in der bestehenden Siedlung wurden durch Kleinkläranlagen mit Membranfiltermodulen ersetzt. Ein Dienstleistungsvertrag zwischen den Grundstückseigentümern und dem Lippeverband überträgt dem Verband die Aufgaben der Beschaffung und Errichtung der Abwasseranlagen sowie den Anlagenbetrieb für die Dauer von 10 Jahren. Die Bewohner entrichten dafür einen Festbetrag und stellen ihrerseits den Stromanschluss zur Verfügung.

Eine Umfrage bei den Einwohnern hat ergeben, dass dem Interesse der Bürger nach Planbarkeit der Kosten sowie Wegfall der Verantwortung für Planung, Bau, Betrieb und Wartung der Anlagen Rechnung getragen wird. Obwohl durch den Betrieb der Brunnen direkt betroffen, ist nur der Hälfte der Bewohner die erhöhte Reinigungsleistung der Membrananlagen wichtig. [24]

Des Weiteren sind wesentliche Komponenten des Szenarios „Kleinräumige Stoffkreisläufe“ nicht umgesetzt. Die Motivation der Einwohner zur Veränderung ihrer Sanitärtechnik und damit Gewohnheiten in einem bestehenden Wohngebiet ist gering und der erhebliche Investitionsaufwand ist nicht realistisch.

Die Beprobung der Kläranlagenabläufe zeigt schwankende Ablaufergebnisse bei der Stickstoffelimination, die insbesondere durch die stark schwankenden Zuläufe und deren Nährstoffzusammensetzung hervorgerufen werden. Eine Anlage muss regelmäßig neu inokuliert werden, da die beiden einzigen Einwohner dieses Hauses, z.B. durch längere Abwesenheit, nicht genügend Abwasser produzieren um die Belegung am Leben zu erhalten. Die Phosphorelimination befindet sich im Entwicklungsstadium. Nach Einschätzung der Betreiber muss der Überwachungs- und Wartungsaufwand noch deutlich reduziert werden. [25]

2.2.4 Urinseparation

Das interdisziplinäre Projekt NOVAQUATIS der EAWAG, Schweiz befasst sich mit der Urinseparierung als neuem Element der Abwasserreinigung. Es ist das umfangreichste Projekt, dass sich mit dem Abwasserteilstrom des Gelbwassers befasst. Ziel ist es, den Gewässerschutz bezüglich Nährstoffen und Mikroverunreinigungen zu optimieren und Nährstoffkreisläufe zu schließen [26].

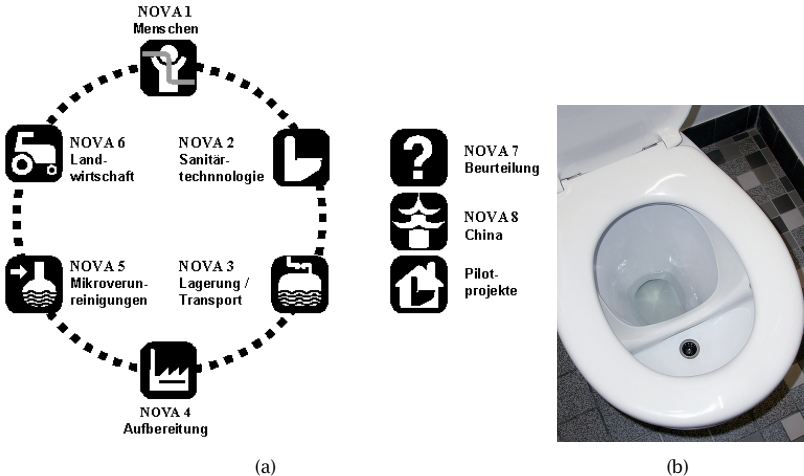


Abbildung 2.12: Nährstoffkreislauf (a) für Stickstoff mit Urinseparation durch NoMix-Technologie (b) und landwirtschaftlicher Verwertung [27]

Abbildung 2.12 zeigt den Nährstoffkreislauf für Stickstoff mit Urinseparation und landwirtschaftlicher Verwertung. Gleichzeitig sind die Teilbereiche des Projekts dargestellt, die jeweils ein Feld mit Forschungsbedarf repräsentieren. NOVA 1 befasst sich mit der Akzeptanz der Nutzer gegenüber dem NoMix-WC bzw. (Urin-)Separationstoilette und der Verwendung eines urinbasierten Düngerproduktes in der Landwirtschaft. NOVA 2 befasst sich mit der Funktion der Sanitärtechnologie. Unter Einbezug der Hersteller wird das praktische Design der NoMix-Technologie im Badezimmer geklärt. Dazu gehört auch die Untersuchung des Problems von Ausfällungen, die zu Verstopfungen der Leitungen führen können. In NOVA 3 werden offene Fragen zur Lagerung des Urins im Haushalt und dem Transport von Urin zur Behandlungs- oder Aufbereitungsanlage behandelt. Es wurden Übergangslösungen vorgeschlagen, die es ermöglichen, die NoMix-Technologie in bestehende Abwassersysteme zu integrieren. NOVA 4 zeigt die Verfahrensentwicklung zur Urinstabilisierung, Nährstoffrückgewinnung (Stickstoff, Phosphor und Kalium) und die Elimina-

tion von Mikroverunreinigungen. NOVA 5 testet Mikroverunreinigungen im Urin. Pharmazeutika und hormonaktive Substanzen, die mit dem Urin ausgeschieden werden, werden mit biologischen Testsystemen auf ökotoxikologische Effekte von Einzelsubstanzen und Mischungen auf subzellulärer Ebene untersucht. Die landwirtschaftliche Verwertung des Düngers aus Urin stellt NOVA 6 dar. Die Beurteilung der Urinseparation in NOVA 7 wird mittels einer Szenarienanalyse umgesetzt, bei der verschiedene Grade der Umsetzung der NoMix-Technologie in einem urbanen und einem ländlichen Umfeld angenommen werden. NOVA 8 beschäftigt sich mit der NoMix-Technologie für Schwellenländer wie China. Die Einführung von Toiletten mit Wasserspülung hat in Schwellenländern oft gravierende Umweltauswirkungen, weil sie nicht mit ausreichenden Maßnahmen zur Abwasserreinigung einhergeht. Es soll untersucht werden, ob die Einführung von Urinseparierung in Schwellenländern zu einem verbesserten Zustand von Oberflächengewässern beitragen kann. Ergänzend soll in Pilotprojekten gezeigt werden, wie die NoMix-Technologie praktisch funktioniert.

Erste Erfahrungen mit der NoMix-Technologie haben die grundsätzliche Akzeptanz und Funktion der Sanitärtechnik, insbesondere des NoMix-WCs, und zum Teil der Aufbereitungstechnik gezeigt. Allerdings gibt es teilweise Probleme bei der Benutzung (z. B. setzen sich Frauen häufig nicht auf öffentliche Toiletten). Die Verfahren zur Lagerung und Behandlung von Urin sowie die Sanitärtechnik müssen für eine breite Anwendung noch weiterentwickelt werden. Bisher fehlen zudem ausgereifte Übergangskonzepte [27]. Larsen et al. [28] sehen in der Urinseparation die Chance, den Übergang von der heutigen Netzstruktur in der Siedlungswasserwirtschaft zu geschlossenen Nährstoffkreisläufen zu schaffen. Dies soll durch Ausrüstung der Haushalte mit Separationstoiletten und Weiterbetrieb der zentralen Kanalisation mit Ableitung des Urins in Schwachlastzeiten geschehen. Simulationen zur theoretischen Entlastung der Gewässer und Kläranlagen von Nährstoffen finden sich auch bei Niederste-Hollenberg [18].

2.3 Alternative Konzepte zur Abwasserreinigung

Die im Folgenden beschriebenen alternativen Konzepte zur Abwasserreinigung sind von den neuen Sanitärkonzepten abzugrenzen. Sie zielen zunächst auf die effizientere Reinigung der anfallenden Abwässer und schließen die Trennung von Abwasserteilströmen i. d. R. nur dann ein, wenn es der effizienten Reinigung der Abwässer dient. Die Zuordnung der einzelnen Konzepte ist dabei nicht immer eindeutig möglich, da die Abwasserreinigung wiederum nur einen Teilbereich des Wasser-

kreislaufs darstellt. Die Zuordnung in dieser Arbeit wurde deshalb aufgrund der Schwerpunkte des jeweiligen Konzepts getroffen.

Die alternativen Konzepte zur Abwasserreinigung zielen auf die Verbesserung des konventionellen Wassersystems und messen die Effizienz und Effektivität mit den klassischen Kriterien der Siedlungswasserwirtschaft. Die Steigerung der Effizienz der Abwasserreinigung kann zum einen durch Kosteneinsparung und zum anderen durch die Generierung von Erlösen aus der Energie- und Wertstoffrückgewinnung erfolgen. Da die höchsten Kosten für den Bau und die Instandhaltung der Mischwasserkanäle anfallen, liegt das größte Kosteneinsparpotenzial im Bereich der Abwasserableitung (vgl. Abbildung 2.3 auf Seite 8). Auch bei den Kläranlagen tragen die Kapitalkosten mit Abschreibung und Zinsen mit ca. 2/3 der Gesamtkosten zu einem sehr großen Anteil zu den Kosten bei. Bei den Betriebskosten sind Einsparungen im Bereich von Personal, Energie, Schlammentsorgung und Chemikalienverbrauch besonders attraktiv (vgl. Abbildung 2.4 auf Seite 8). Bei den Erlösen zählt die Energiegewinnung sowie die Rückgewinnung von Phosphor momentan zu den Hauptzielrichtungen.

2.3.1 Anaerobe Abwasserreinigung

Die anaerobe Abwasserreinigung spielt eine zentrale Rolle bei der Entwicklung von Verfahren zur Energiegewinnung aus Abwasser. Die Bildung von Biogas bei gleichzeitig niedrigem Schlammanfall und eingesparter Belüftungsenergie sind die wichtigsten Vorteile der anaeroben Abwasserreinigung gegenüber der aeroben biologischen Abwasserreinigungstechnik [29].

Die Bedeutung der anaeroben Abwasserreinigung für die Biogaserzeugung und damit für die Energiegewinnung aus häuslichem Abwasser ist maßgeblich beeinflusst von der Entwicklung des UASB-Reaktors (Upflow-Anaerobic-Sludge-Bed-Reaktor). Dies ist der weltweit am häufigsten eingesetzte technische Reaktor zur anaeroben Abwasserreinigung und hat weite Verbreitung in warmen Klimaten gefunden. In Abbildung 2.13 stellen Zeeman und Lettinga [30] sowie Lens et al. [15] ihr Konzept für den Einsatz des UASB-Verfahrens für eine semidezentrale Abwasserreinigung in ländlichen Gemeinden dar.

Das häusliche Abwasser soll über einen Kanal der semidezentralen anaeroben Behandlung im UASB-Reaktor zugeführt werden. Dabei entsteht Biogas, das zur Energiegewinnung genutzt werden soll. Der verbleibende Schlamm kann zur Düngung am Ort verwendet werden. Die Nachbehandlung des Abwassers ermöglicht dessen Nutzung für die Bewässerung und Düngung.

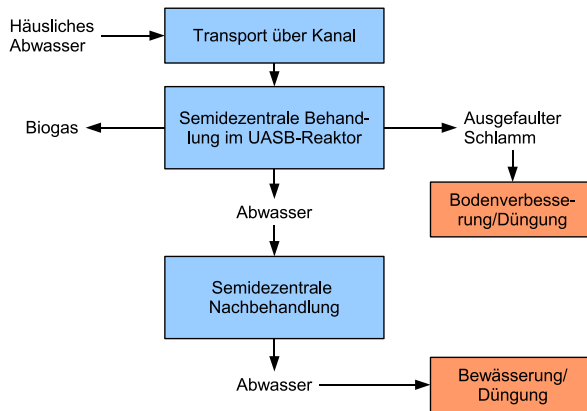


Abbildung 2.13: Semidezentrale Abwasserreinigung mit UASB-Reaktoren, Biogasgewinnung und landwirtschaftliche Verwertung für ländliche Gemeinden nach Zeeman und Lettinga [30]

Es gibt bisher keine technische Umsetzung des Konzepts und deshalb liegen auch noch keine Betriebserfahrungen vor. Für die Nutzung des Potenzials der anaeroben Abwasserreinigung zur Energiegewinnung im dezentralen Maßstab bedarf es der kostengünstigen Herstellung kleiner Aggregate, d. h. sowohl der Reaktoren, als auch der Anlagen zur Energieerzeugung z. B. durch die Produktion hoher Stückzahlen.

2.3.2 Kleinkläranlagen

Kleinkläranlagen nach EN 12566 reinigen das Abwasser für 4-50 Einwohnerwerte. Sie galten bisher als Übergangslösung für entlegene Häuser bis zum Anschluss an eine zentrale Kläranlage. Von den Behörden wurden sie unter anderem nicht als Dauerlösung akzeptiert, weil die Reinigungsleistung des Abwassers viel niedriger als bei großen Kläranlagen war bzw. der Aufwand für die gleiche Reinigungsleistung wie bei Großkläranlagen unverhältnismäßig hoch erschien. In den letzten Jahren gab es große technische Fortschritte insbesondere durch die Entwicklung des Membranbioreaktors aber auch der E-/MSR-Technik. Zum Beispiel kann sich die Reinigungsleistung einer Kleinkläranlage der Zulassungsklasse D inzwischen mit großen Kläranlagen messen. Die Anforderungen an den CSB sind 75 mg/l, an den Ammoniumstickstoff 10 mg/l und an den gesamten anorganischen Stickstoff 25 mg/l in der 2h-Mischprobe. Dazu können zusätzliche Anforderungen der Klassen +P mit 2 mg/l Phosphor und der Klasse +H für die Hygienisierung kommen, die besonders bei Einleitung in sensible Gebiete wichtig sind. Abbildung 2.14 zeigt Kleinkläranlagen mit

Hygienisierung der Klasse +H, die mit Membranverfahren ausgerüsteten Kleinkläranlagen zweier deutscher Hersteller. Die EU rechnet im Jahre 2015 mit über 10 Mio. Kleinkläranlagen in Europa und mit über 1 Mio. Anlagen in Deutschland [31].

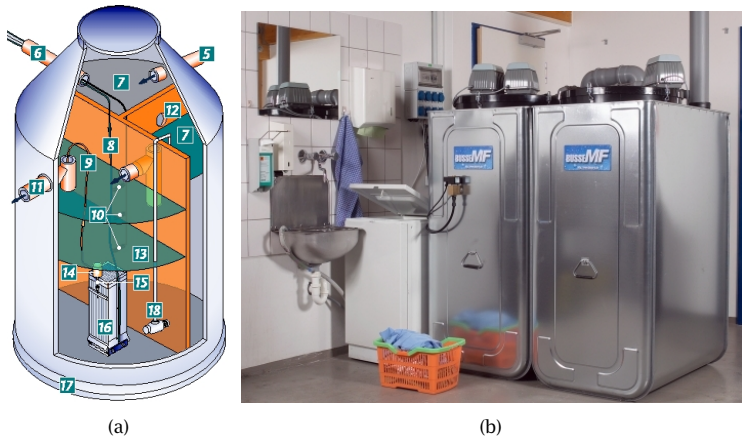


Abbildung 2.14: Kleinkläranlagen mit Hygienisierung als (a) schematische Darstellung des siClaro® von Martin Systems, Sonneberg, und (b) Foto einer Hauskläranlage Busse-MF von Busse Innovative Systeme, Leipzig

Die größten Schwierigkeiten bei der Abwasserreinigung mit Kleinkläranlagen stellt heute der fachmännische Betrieb der Anlagen dar. Hier sind Fortschritte vor allem durch den Einsatz von Fernüberwachung und innovativen Betreibermodellen zu erwarten. Ferner stellen die Anforderungen an die Ablaufqualität bedingt durch die Bauartzulassung eher potenzielle Ablaufqualitäten als tatsächlich produzierte Abwasserzusammensetzungen dar. Der Hauptgrund für die in der Praxis aufgetretenen hohen Schwankungsbreiten bei der Ablaufqualität liegt in den stark schwankenden Zulaufmengen und Zulaufkonzentrationen.

2.3.3 Containerisierte Abwasserbehandlungsanlagen

Die Idee, Kläranlagen in standardisierten Containern unterzubringen, die außerdem zum Transport geeignet sind, ist prinzipiell nicht neu. Die Membrantechnik hat durch den Einsatz im Membranbioreaktor neue Möglichkeiten für kompakte Bauweisen in der Abwasserreinigung eröffnet, die unabhängig von den Absetzeigenschaften des Schlammes arbeiten und deshalb günstig in Containerkläranlagen eingesetzt werden können. In Abbildung 2.15 ist die Containerkläranlage Xanten

der Fa. A3 Water Solutions GmbH, Gelsenkirchen, dargestellt, die in zweistraßiger Ausführung mit doppelstöckiger Containeranordnung die Kapazität der vorhandenen Kläranlage erweitert [32].

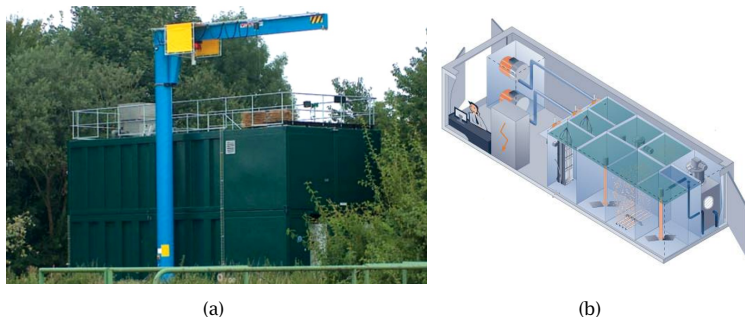


Abbildung 2.15: Containerkläranlagen (a) der Fa. A3 Water Solutions GmbH, Gelsenkirchen, und (b) Schema der Anlage der Berliner Wasserbetriebe in Margaretenhöhe

Für die Siedlung Margaretenhöhe in Berlin-Lichtenberg suchten die Berliner Wasserbetriebe eine Alternative zur abflusslosen Sammelgrube für 250 Bewohner, die bisher nicht an das zentrale Abwassersystem angeschlossen sind. Mit einem neuen Abwasserreinigungsprozess, einer Kombination aus Membranbioreaktor und nachgeschalteter Denitrifikation, soll die Abwasserqualität deutlich höheren Anforderungen entsprechen. Neben der Einhaltung der EU-Badegewässerrichtlinie für die hygienischen Parameter soll Phosphor in der Stichprobe $0,1 \text{ mg/l}$ und anorganischer Stickstoff 10 mg/l nicht überschreiten [33]. Bisher konnten wegen verschiedener technischer Probleme (z.B. die getauchten Membranen mussten komplett ersetzt werden, die Belüfter wurden nachgerüstet, Schaumereignisse, Betriebsbereitschaft der Steuerung) sowie der Abwasserzusammensetzung diese Ablaufwerte nicht stabil erreicht werden [34-37].

2.3.4 Dezentrale Abwasserbehandlung nach Wilderer

Wilderer und Schreff [5] schlagen für Megacities in Schwellen- und Entwicklungsländern eine dezentrale Abwasserbehandlung als Hightech-System nach japanischem Vorbild vor, die ebenfalls beim Kanal ansetzt. Da in diesen Ländern i. d. R. keine Kanalisation vorhanden ist, kann zur Vermeidung der erheblichen Investitionskosten über Alternativen nachgedacht werden, ohne den Altbestand berücksichtigen zu müssen. Im Gegensatz zum konventionellen Wassersystem soll daher das gesammelte Abwasser in dezentralen Kläranlagen inklusive Schlammbehandlung, z. B. im

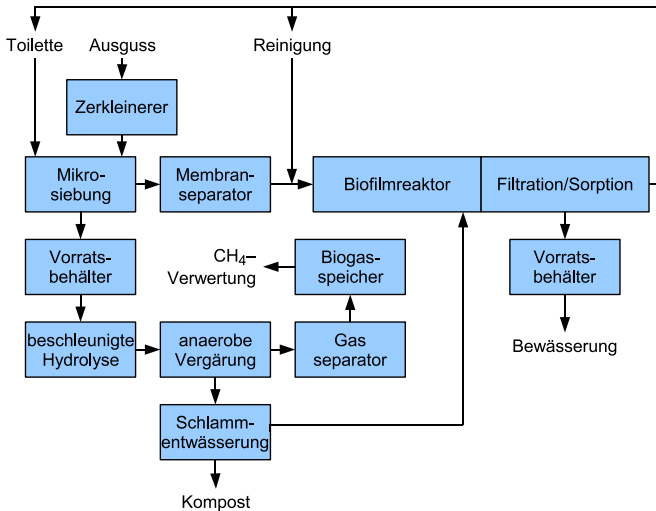


Abbildung 2.16: Schema zur dezentralen Abwasserbehandlung in ariden Schwellen- und Entwicklungsländern von Wilderer und Schreff [5]

Keller eines Hochhauses, gereinigt werden. Auf kostenintensive Kanalisationen soll verzichtet werden. Die Qualität des gereinigten Abwassers ist ausreichend für die Brauchwassernutzung, Grundwasseranreicherung, als Löschwasserreserve und Bewässerungswasser oder es kann herkömmlich in den Vorfluter abgeleitet werden. Der Schlamm soll landwirtschaftlich am Ort verwertet werden. Die Wasserwiederverwendung ist besonders für aride Gebiete angedacht.

Abbildung 2.16 zeigt das Schema des von Wilderer und Schreff [5] vorgeschlagenen Systems zur dezentralen Abwasserbehandlung in ariden Schwellen- und Entwicklungsländern.

Die wesentlichen Merkmale des vorgeschlagenen Konzepts sind:

- Trennung von Schwarzwasser, dem außerdem die Küchenabfälle zugeführt werden, und Grauwasser,
- Fest-flüssig-Trennung des Schwarzwassers mit Membranseparator zur Keimabtrennung aus der Flüssigphase,
- Anaerobe Behandlung der Feststoffe aus dem Schwarzwasser zur Erzeugung eines hygienisch unbedenklichen Komposts,

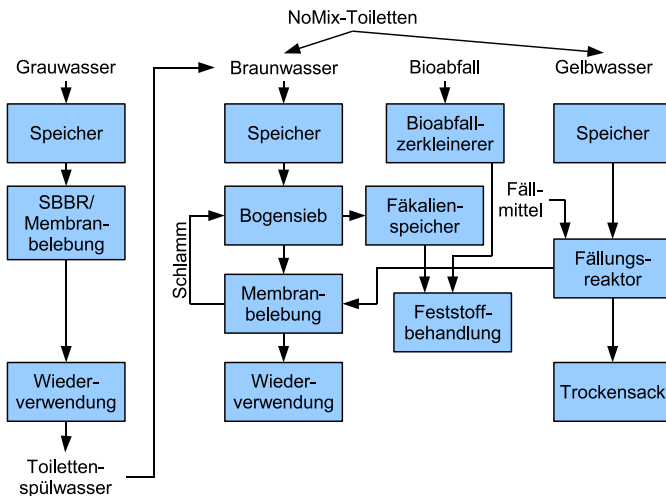


Abbildung 2.17: Schematische Darstellung eines integrierten Wasser- und Nährstoff-kreislaufkonzeptes für den Büroneubau der Hans Huber AG nach Christ [39]

- Gemeinsame biologische Abwasserbehandlung der Flüssigphase in einem Festbettreaktor.

Die spezifischen Investitionskosten einer solchen dezentralen Kläranlage mit hoher Ablaufqualität sollen über Skaleneffekte bei industrieller Produktion in den Bereich zentraler Kläranlagen gerückt werden.

Wesentlicher Bestandteil des Konzepts nach Wilderer ist die Behandlung der Feststoffe im Rumen Enhanced Solid Incubator (RESI), einer der Faulung vorgeschalteten beschleunigten anaeroben Hydrolyse. Mit dem RESI soll die hydraulische Verweilzeit der Faulung auf 2 bis 3 Tage gegenüber einer konventionellen Biogasanlage mit 15 bis 20 Tagen gesenkt werden, um das benötigte Reaktorvolumen zu reduzieren und Biogas zu gewinnen. Die Idee ist, nach dem Vorbild der Natur, den Verdauungsprozess der Rinder biotechnologisch abzubilden. Im Pansen von Rindern befindet sich eine Biozönose, die in der Lage ist, feststoffreiche Substrate in sehr kurzer Zeit in die gelöste Form zu überführen. Die geringen Wachstumsraten der Biozönose erfordert eine optimale Rückhaltung, die nur mit Membrantechnik realisierbar ist. Die gelösten organischen Nährstoffe passieren die Membran und werden in einem Festbett-Methanreaktor zu Biogas umgesetzt [38].

Der RESI sollte erstmalig zur Vergärung des Abwassers und der organischer Abfälle

in einem Verwaltungsgebäude der Hans Huber AG, Berching, für 200 Einwohnerwerte eingesetzt werden. Dabei stellte sich heraus, dass sich RESI wirtschaftlich erst ab einer Anschlussgröße von ca. 1000 Einwohnerwerten darstellen lässt. Nach Christ [39] wurde anstelle des ursprünglichen Konzepts, das in Abbildung 2.17 dargestellte Konzept im Verwaltungsgebäude umgesetzt. Im Vergleich zu Abbildung 2.16 wird hier zusätzlich von einer Trennung des Toilettenabwassers in Braunwasser und Gelbwasser mit Hilfe der in Kapitel 2.2.4 dargestellten NoMix-Toiletten ausgegangen, um die Nährstoffe aus dem Abwasser zurückzugewinnen. Die zur Installation des Systems notwendigen Produkte sind teils von der Hans Huber AG bereits entwickelt, teils in der Erprobung oder noch im Forschungsstadium. So wird im ersten Stadium das Rotteverfahren zur Aufbereitung der Feststoffe eingesetzt.

Im Verwaltungsgebäude der Hans Huber AG konnten von der Firma entwickelte Aggregate getestet werden. Die Verfügbarkeit neuer Aggregate auf dem Markt ist für die Betreiber von Kläranlagen positiv zu bewerten. Probleme der Benutzer mit den Separationstoiletten zeigen auch hier weiteren Forschungs- und Entwicklungsbedarf dieser Sanitärtechnik (vgl. Abschnitt 2.2.4). Die Entwicklung des RESI ist derzeit im Forschungsstadium.

2.3.5 Dezentrales Urbanes Infrastruktursystem – DEUS21

Trösch [40] schlägt ein dezentrales urbanes Wasserinfrastruktursystem vor, das das konventionelle Wassersystem ersetzen soll und sowohl auf eine Schwemmkanalisation im Mischsystem als auch die konventionelle Klärtechnik verzichtet. Abbildung 2.18 stellt die wesentlichen Wasserströme des DEUS21-Konzepts im Haus dar.

Die Nutzung von Regenwasser als Brauch- bzw. Pflegewasser im Haushalt zählt zu den wesentlichen Prinzipien des Konzepts. Regenwasser eignet sich in besonderem Maße für Reinigungszwecke wie Waschen und Geschirrspülen, da es eine sehr geringe Wasserhärte aufweist. Überschüssiges Regenwasser wird getrennt abgeleitet und zur Bewässerung oder Grundwasseranreicherung verwendet. Damit reduziert sich der zu behandelnde Abwasserteilstrom bei gleichzeitig höheren Stoffkonzentrationen.

In Knittlingen, Baden-Württemberg, werden auf 100 Grundstücken wesentliche Komponenten des DEUS21-Konzepts in einem Neubaugebiet für ca. 300 Einwohner umgesetzt [41, 42]. Das Regenwasser der Dachflächen und Wohngebietsstraßen wird gesammelt und in einer semidezentralen Membrananlage zu Pflegewasser mit Trinkwasserqualität aufbereitet. Dieses Pflegewasser steht den Haushalten als

hygienisch einwandfreies Wasser zur Körperpflege, Geschirrspülen und Wäschewaschen, zur Toilettenspülung oder der Gartenbewässerung zur Verfügung. Durch die geringe Wasserhärte des Pflegewassers kann auf erhebliche Mengen Haushaltschemikalien verzichtet werden, z. B. auf Entkalkungsmittel und Weichspüler. Das häusliche Abwasser wird mit den organischen Küchenabfällen aus dem Küchenabfallzerkleinerer über eine Vakuumkanalisation abgesaugt. Der Einsatz der Vakuumkanalisation erlaubt nicht nur den Einsatz wassersparender Schredder für die Küchenabfälle, sondern auch die Installation wassersparender Vakuumtoiletten im Haus.

Die Abwasserreinigung wird in einem anaeroben Membranbioreaktor psychrophil realisiert, wobei Biogas gewonnen und nur wenig Überschussschlamm produziert wird. Das gewonnene Biogas versorgt die Anlage mit Strom und Wärme, Überschussstrom wird in das Versorgungsnetz eingespeist. Phosphor- und Stickstoffsalze werden durch Magnesium-Ammonium-Phosphat-Fällung zu Dünger umgesetzt. Der verbleibende Ammoniumstickstoff soll durch Ionenaustausch mit Zeolith aufkonzentriert und durch Luftstrippung und saure Wäsche ebenfalls zu Dünger (Ammoniumsulfat) umgesetzt werden. Das gereinigte Abwasser kann versickert oder in den Vorfluter abgeleitet werden [41].

Die Erschließung des Neubaugebiets „Am Römerweg“ in Knittlingen erfolgte bis September 2005. Die Regenwasseraufbereitung und -verteilung ist seit Juni 2006 im Testbetrieb. Da die Bebauung des Gebietes schrittweise erfolgt, wird die Abwasserreinigung zunächst mit einer Pilotanlage, die im Oktober 2006 in Betrieb gegangen ist, realisiert (vgl. Abbildung 2.19).

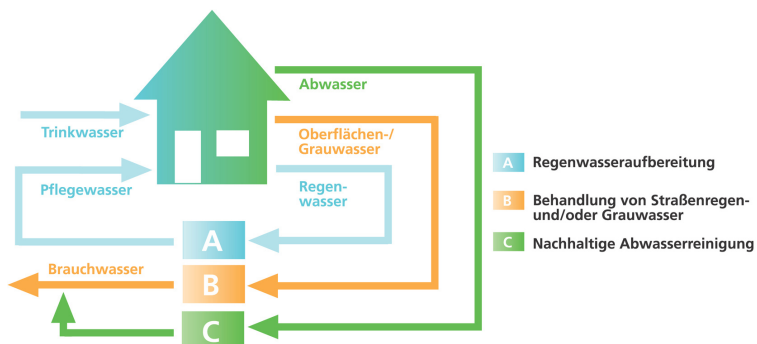


Abbildung 2.18: Wesentliche Wasserströme des DEUS21-Konzepts

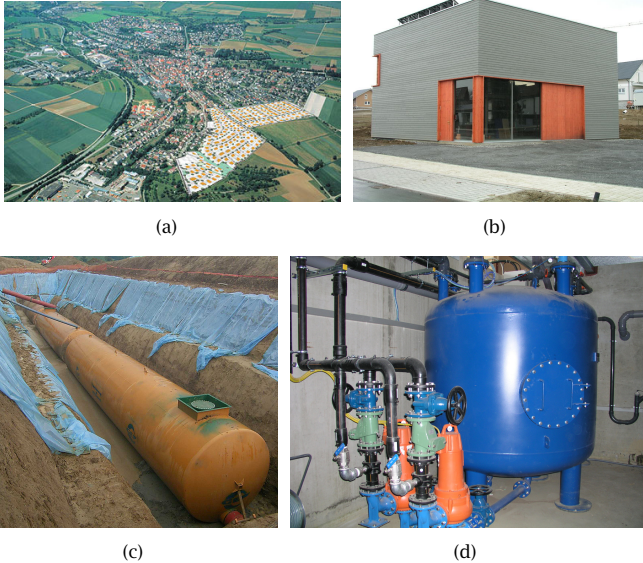


Abbildung 2.19: In Knittlingen „Am Römerweg“ (a) haben ca. 300 Einwohner im Forschungsgebiet alternative Infrastruktur erhalten [43]. Das Wasserhaus (b) beherbergt die verschiedenen Wasseraufbereitungsanlagen. Das Regenwasser wird in zwei Zisternen (c) zwischengespeichert. Die Vakuumstation (d) im Keller des Wasserhauses transportiert häusliches Schmutzwasser und Küchenabfälle aus den Häusern.

2.3.6 Regenwassernutzung

Die Vorteile der Regenwassernutzung in Deutschland werden zum einen mit ökonomischen Effekten begründet. Der Ersatz von Trinkwasser durch kostenloses Regenwasser spart die Gebühren für Trink- und Abwasser sowie für Regenwassergebühren versiegelter Flächen. Wegen der geringen Wasserhärte des Regenwassers kann der Wasch- und Reinigungsmittelbedarf gesenkt werden, während Waschmaschine und Geschirrspüler eine längere Nutzungsdauer erhalten. Zum anderen wirkt sich die Regenwassernutzung ökologisch aus. Durch Regenwasser eingespartes Trinkwasser braucht nicht aufbereitet werden und trägt nicht zur Grundwasserentnahme bei. Die Regenwassernutzung kann einen wesentlichen Beitrag zum Hochwasserschutz leisten und eingesparte Reinigungsmittel belasten nicht die Umwelt. Die benötigte Technik ist relativ einfach, denn es genügt die Installation eines Grob-

stoff-abscheiders, z.B. als Fallrohrfilter in die Dachrinne integriert, eines für die beabsichtigte Nutzung in Abhängigkeit von den zu erwartenden Niederschlägen ausreichend dimensionierten Speichers, einer Trinkwassernachspeisung sowie einer Verteilstation mit Pumpe. Die Kritiker der Regenwassernutzung in Deutschland argumentieren hauptsächlich, dass ein insgesamt sinkender Trinkwasserverbrauch negative Auswirkungen auf die Qualität des Trinkwassers durch zu geringe Fließgeschwindigkeiten im Netz hat. Weiterhin können Probleme mit Rückverkeimung ins Trinkwassernetz bei schlechter Trennung zwischen Trinkwasser und Regenwasser im Haushalt auftreten [44].

Dass die Regenwassernutzung nicht auf aride und semiaride Gebiete beschränkt bleiben wird, zeigen die Grundsätze für einen naturnahen Umgang mit Regenwasser des Umweltbundesamtes. Dabei sollte zunächst die fortschreitende Versiegelung von Flächen vermieden werden bzw. die Flächen wieder entsiegelt werden. Ist das Potenzial zur Vermeidung versiegelter Flächen ausgeschöpft, sollte es direkt am Ort versickert und damit die lokale Grundwasserneubildung verbessert werden. Die Regenwassernutzung als Ergänzung zu wassersparenden Sanitäranlagen kann, wenn ökologische und technische Rahmenbedingungen beachtet werden, weitere Vorteile bringen. [44]

2.4 **Optimale Größe der Wassersysteme**

Bei der Suche nach Alternativen zum konventionellen Wassersystem stellt sich generell die Frage nach der optimalen Systemgröße. Cornel et al. [45] beleuchtet zentrale Systeme der Wasserver- und Abwasserentsorgung hinsichtlich ihrer Eignung für die Wasserkreislaufschließung bzw. Wasserwiederverwendung in dicht besiedelten Gebieten. Zentrale Systeme benötigen, mit Trennkanalisation und getrennter Behandlung von Grauwasser und Schwarzwasser, drei parallele Kanalsysteme sowie zwei Verteilsysteme für Trink- und Brauchwasser. Das bedeutet hohen Infrastrukturaufwand, der derzeit unwirtschaftlich ist. Auch bei Verzicht auf eine separate Grauwasserableitung und die Reduzierung der Wasserwiederverwendung auf öffentliche Nutzungen wie Bewässerung, haben zentrale Systeme den Nachteil, dass industrielles und häusliches Abwasser miteinander vermischt anfallen. Dies kann bei einer Wiederverwendung zu Akzeptanzproblemen führen, bei bestimmten Abwasserinhaltsstoffen industriellen Ursprungs eine Wiederverwendung des Wassers direkt ausschließen oder zu einem unverhältnismäßig hohen Aufwand für die Abwasserreinigung führen. Dezentrale Systeme vermeiden diese Nachteile. In der Regel ist davon auszugehen, dass industrielle und kommunale Abwässer nicht vermischt werden und dass die Leitungssysteme aufgrund der räumlichen Nähe der

Abwasserreinigungsanlagen zu den Verbrauchseinheiten auf ein Minimum reduziert sind. Bei dezentralen Anlagen kann ein fachkundiger Betrieb schlecht gewährleistet werden, und insbesondere die Überwachung der Wasserqualität und der Hygieneparameter schlägt sich in hohen spezifischen Kosten nieder. Darüber hinaus sind die spezifischen Investitionskosten dezentraler Anlagen deutlich höher als bei zentralen Systemen. Somit ist die Wirtschaftlichkeit dezentraler Systeme zur Wasserwiederverwendung nicht grundsätzlich gewährleistet.

In Tabelle 2.1 sind Merkmale zentraler und dezentraler Wasserver- und Entsorgungssysteme zusammenfassend dargestellt. Um die Vorteile zentraler und dezentraler Systeme zu vereinigen und deren Nachteile zu vermeiden, schlägt Cornel et al. [45] eine optimale Systemgröße vor, die zwischen zentral und dezentral liegt und bezeichnet sie als semizentral bzw. semidezentral.

Diese optimale Systemgröße ist nicht absolut bestimmbar, sondern ergibt sich aus der Abwägung der Rahmenbedingungen (z. B. Einwohnerdichte, Wasserbedarf,

Tabelle 2.1: Merkmale zentraler und dezentraler Systeme zur Wasserwiederverwendung nach Cornel et al. [45]

	Zentrales System	Dezentrales System
Zahl der angeschlossenen Einwohner	hoch	niedrig
Leitungswege (Kanalisation, Brauchwassernetz)	lang	kurz
Vermischung kommunalen, gewerblichen und industriellen Abwassers	gegeben	nicht gegeben
Spezifische Investitions- und Betriebskosten	niedrig	hoch
Fachkundiger Betrieb	gewährleistet	nicht gewährleistet
Systemauslastung	Bei Inbetriebsetzung in der Regel gering, langsam ansteigend	sofort ab Betriebsaufnahme
Akzeptanz der Nutzer	Brauchwassernutzung mit großen Akzeptanzproblemen behaftet	Brauchwassernutzung mit geringeren Akzeptanzproblemen
Planungs- und Realisierungshorizont	Langer Planungs- und Realisierungshorizont	Kurzer Planungs- und Realisierungshorizont

Technikkosten) und der Nachhaltigkeitskriterien (ökologisch, ökonomisch und soziale Bewertung) der zu errichtenden Kläranlage. Geyster und Thomas [46] zeigen in ihrer Simulationsrechnung, dass zur Erreichung von Kostenneutralität zwischen zentraler und semidezentraler Abwasserbehandlung die Entfernung zweier Orte in Abhängigkeit von den gewählten Randbedingungen zwischen 100 m und mehreren Kilometern schwanken kann.

Semidezentrale Abwasserreinigungskonzepte haben das Potential, die ökologischen Vorteile wie Kreislaufschließung und Ressourcenschonung dezentraler Lösungen mit den ökonomischen und technischen Vorteilen zentraler Abwasserentsorgung zu verbinden. Die Bestimmung der optimalen Größe kann jedoch nicht pauschal erfolgen. Forschungsbedarf besteht insbesondere zu Fragen der räumlichen Anordnung und Ausdehnung von Entwässerungseinheiten.

2.5 Bewertung der alternativen Wassersysteme

Trotz der teilweise erheblichen Nachteile der herkömmlichen Wassersysteme wird die Veränderungsdynamik der Siedlungswasserwirtschaft in vielen Bereichen als relativ gering eingeschätzt. Die Ursachen dieser Einschätzung sind nach Rothenberger [47]:

- Eine Liberalisierung des Wassersektors wird auf absehbare Zeit nicht umgesetzt. Die regionalen Monopole werden daher weiterhin existieren, wenn auch mit einer Tendenz zu einer verstärkten privaten Betriebsführung unter öffentlicher Kontrolle.
- Eine relativ hohe Kundenzufriedenheit verbunden mit der gesundheitlichen Bedeutung der Wasserqualität, die Veränderungen für Entscheider und Kunden als risikoreich erscheinen lassen („Wasserversorgung sollte kein Experimentierfeld sein“).
- Häufig gibt es keine ökonomische Direktverbindung zwischen Anbieter und Endverbraucher, z. B. bei Mietwohnung.
- Die sehr langen Nutzungs- und Amortisationszeiten von Anlageinvestitionen, insbesondere ins Kanal- und Trinkwasserleitungsnetz, führen zu einem technischen Lock-In, insbesondere da alternative Technologien oftmals nicht integrierbar sind.
- Die sich auch hieraus ableitende relativ geringe Innovationsneigung, insbesondere wenn es sich nicht nur um inkrementelle, sondern um radikale Innovationen handelt.

Eine internationale Recherche zeigt den Stand der Entwicklung der alternativen Wasserver- und Abwasserentsorgung anhand von 65 Projektbeispielen [4, 6]. Der Schwerpunkt dieser Arbeit liegt auf nachhaltigen Lösungen für entwickelte Regionen mit ausreichender Wasserversorgung. Die beschriebenen Konzepte der alternativen Wassersysteme, inklusive der in diesem Kapitel vorgestellten, sind in Deutschland in der praktischen Umsetzung bisher entweder komplett an der Realität gescheitert oder es konnten nur Teilaspekte realisiert werden.

Zur Sicherung der langfristigen Leistungsfähigkeit der urbanen Wasserinfrastruktursysteme gibt es jedoch keine Alternative zur Umsetzung der Leitgedanken einer nachhaltigen Entwicklung. Die meisten Verbesserungen der ökologischen Nachhaltigkeit können dabei immer erreicht werden, wenn an der Quelle der Gewässerverschmutzung angesetzt wird, d. h. die Trennung der Abwasserteilströme realisiert wird, Wasserwiederverwendung betrieben wird und die Änderung des Verbraucherverhaltens bei Badhygiene, Chemikalienverbrauch und Arzneimittelkonsum zur Entlastung der Umwelt führt.

Bis zur Einführung alternativer Wassersysteme in urbanen Gebieten wird es lange Übergangszeiten geben [48]. Übergangsszenarien, die z. B. eine schrittweise Einführung der Urinseparation vorsehen, haben bessere Chancen bei den Abwasserfachleuten Zustimmung zu finden, als plötzliche umfassende Änderungen des Systems [27]. Ebenso wichtig ist die Einbeziehung der Konsumentenutzen, d. h. der Benutzerwünsche und -gewohnheiten.

Für die Übergangszeit zwischen konventionellem und alternativen Wassersystemen bedarf es ebenso der Entwicklung und Umsetzung leistungsfähiger Konzepte. Diese Konzepte sollen die heutigen Anforderungen an Wassersysteme erfüllen, ohne zukünftige Innovationen zu blockieren, z. B. durch sehr lange Lebensdauern von Bauwerken und Sie ermöglichen damit die schrittweise Umsetzung von Innovationen.

Auf Grundlage des in diesem Kapitel dargestellten Stands der Wissenschaft und Technik der Abwasserreinigung sollte ein semidezentrales Verfahren für kommunales Abwassermanagement auf die Basis folgender Prinzipien gegründet sein. Die Prinzipien sollten sich immer an den Kriterien einer nachhaltigen Entwicklung messen lassen. Zum Ersten sollten Abwasserteilströme soweit wie möglich nicht verdünnt werden. Die Abwasserreinigung sollte zweitens ganzjährig höchsten Ansprüchen genügen. Drittens ist die Schließung lokaler Stoff- und Wasserkreisläufe wünschenswert. Wichtig ist viertens die Flexibilität des Systems gegenüber zukünftigen Entwicklungen und Anforderungen.

Kapitel 3

Aufgabenstellung

Die Aufgabenstellung dieser Arbeit besteht in der Entwicklung eines semidezentralen Konzepts für ein kommunales Abwassermanagement und die Erprobung in der großtechnischen Anwendung zur Integration in den Altbaubestand am Demonstrationsstandort Heidelberg-Neurott. Die Entwicklung eines kommunalen Abwassermanagements stellt in Anlehnung an einen Regelkreis einen kontinuierlichen Prozess dar, in dem die Stufen der Planung, Realisation und Kontrolle mehrmals durchlaufen werden. Der kybernetische Prozess der Entwicklung eines kommunalen Abwassermanagements ist in Abbildung 3.1 dargestellt.

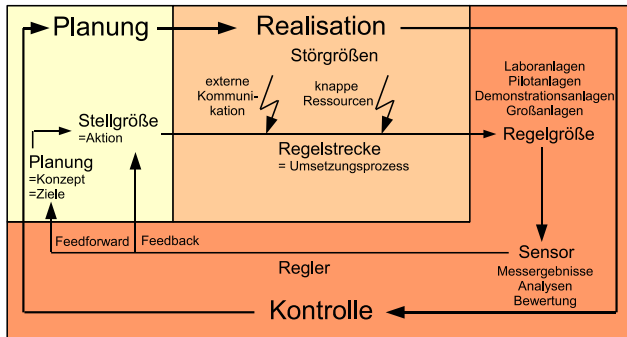


Abbildung 3.1: Kybernetischer Prozess der Entwicklung eines kommunalen Abwassermanagements, in Anlehnung an [49]

Dazu wurden zunächst in einer Grobplanung die Ziele und eine Konzeptidee für ein semidezentrales Verfahren für kommunales Abwassermanagement entwickelt. Für die Umsetzung bzw. Realisierung, die Störgrößen ausgesetzt war, wurden die notwendigen Aktionen zur Planung, Bau und Betrieb der Laboranlagen, Pilotanlagen und Demonstrationsanlagen eingeleitet. Diese Anlagen dienen der Kontrolle und

3 Aufgabenstellung

Verfeinerung des entwickelten Verfahrens bzw. Abwassermanagementkonzepts. Hierbei gehen die Messergebnisse, Analysen und Bewertungen in einer Feedback- und Feedforward-Schleife wiederum in die Planung ein. Das so entwickelte Konzept ist mit seinen wesentlichen Merkmalen im Kapitel 6 erläutert.

Aus der Diskussion um alternative Wassersysteme, dargestellt in Kapitel 2, ergeben sich die folgenden Anforderungen an ein semidezentrales Abwassermanagement im Altbaubestand:

- Verbesserung des ökologischen Ist-Zustands (z. B. Treibhausgasbilanz, Energieeinsatz),
- Gute Kontrolle der Ablaufwerte,
- Hohe Qualität des gereinigten Abwassers,
- Hohe Betriebssicherheit und praktikables Störfallkonzept,
- Akzeptanz in der Bevölkerung hinsichtlich Lärm und Geruch der Anlagen sowie Kosten und Nutzerkomfort,
- Kompakte Kläranlage, insbesondere bei Platzmangel,
- Geringer Einsatz von Zusatzstoffen (z. B. Fällmittel, Fällhilfsmittel, Reinigungskemikalien) und geringe Erzeugung von Nebenprodukten (z. B. AOX),
- Geringer Wartungsaufwand,
- Wirtschaftliches Konzept hinsichtlich Investitions- und Betriebskosten inkl. Energie und
- die Akzeptanz des Konzepts beim Betreiber (z. B. ausreichende Qualifikation der Mitarbeiter).

Der Festlegung des Demonstrationsstandortes Heidelberg-Neurott liegen folgende spezielle Randbedingungen zugrunde, die im Dialog mit den Bewohnern der Siedlung sowie dem zukünftigen Betreiber, dem Abwasserzweckverband Heidelberg, erarbeitet wurden:

- Es handelt sich um einen isolierten Standort, der keine vorhandene Kanalisation aufweist und für den Handlungsbedarf durch das Umweltamt angemeldet wurde.
- Die Ablaufqualität soll mindestens dem Standard der zentralen Kläranlage der Stadt Heidelberg, also den Anforderungen an Kläranlagen der Größenklasse 5, entsprechen.
- Die getrennte Entwässerung des Regenwassers ist durch lokale Versickerung bei minimalem Versiegelungsgrad der Flächen und Nutzung als Bewässerungswasser gegeben.

- Die Schmutzwassererfassung umfasst ausschließlich häusliches Abwasser, d. h. es darf kein Regenwasser, kein Fremdwasser und kein Abwasser aus landwirtschaftlichen Betrieben in das neue Abwassersystem eingeleitet werden.
- Die vorhandene häusliche Infrastruktur mit herkömmlicher Wassernutzung bleibt erhalten.
- Es wird eine Druckkanalisation errichtet, die gegenüber einem Freispiegelkanal sowie einer Vakuumkanalisation die wirtschaftlichste Variante darstellt.
- Das ehemalige Feuerwehrgerätehaus wird auf Wunsch der Neurotter Bürger für die Kläranlage umgenutzt.

Im Einzelnen umfasst die Aufgabenstellung folgende Schritte:

1. Entwicklung und Untersuchung bestimmter Teilaspekte im Labormaßstab und der Betrieb einer Pilotanlage
2. Konzeptionierung und Planung des kommunalen Abwassermanagements in Neurott
3. Begleitung des Aufbaus der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott
4. Charakterisierung des Betriebes der Membrankläranlage durch Messungen
5. Optimierung des Betriebs der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott
6. Unterstützung der Entwicklung durch Simulation
7. Konzeptbeurteilung

Kapitel 4

Material und Methoden

Im Folgenden sind die Versuchsanlagen für die Experimente im Technikumsmaßstab sowie die Planung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott dargestellt. Das Kapitel beginnt mit der Darstellung des Rotationsscheibenfilters als zentrales Element in allen Anlagen. Danach folgt die Darstellung der einzelnen Anlagen. Abbildung 4.1 zeigt eine Übersicht über die entwickelten und betriebenen Anlagen dieser Arbeit. Die Ergebnisse wurden entsprechend der in der Aufgabenstellung im Kapitel 3 beschriebenen Vorgehensweise für die Entwicklung des Konzepts verwendet.

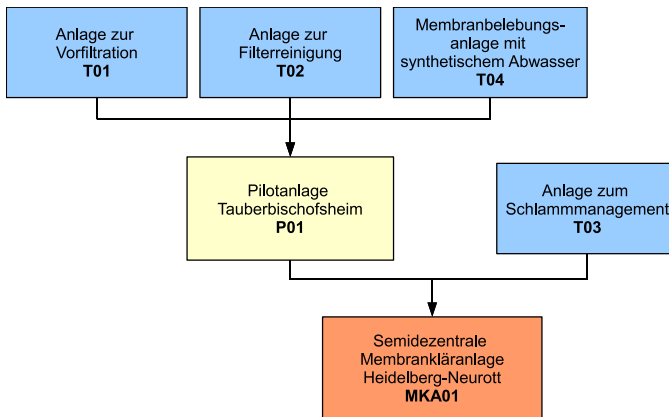


Abbildung 4.1: Übersicht der entwickelten und untersuchten Anlagen

Zur Beantwortung von Teilfragestellungen wurden vier verschiedene Anlagen im Technikum aufgebaut und betrieben. Die Pilotanlage zur Gewinnung von Betriebserfahrung und Aufdeckung von Optimierungspotenzial wurde im Maßstab

4 Material und Methoden

von ca. 1:30 zur Demonstrationsanlage in Heidelberg-Neurott auf einer kommunalen Kläranlage errichtet und betrieben. Tabelle 4.1 zeigt die wesentlichen Charakteristiken der entwickelten und untersuchten Anlagen in einer Übersicht.

Tabelle 4.1: Übersicht der entwickelten und untersuchten Anlagen und Charakteristik

Nr.	Anlagenbezeichnung	Betriebsort	Filterfläche Belebung [m ²]	Untersuchungsziele
T01	Anlage zur Vorfiltration	Technikum	0,35	Stofflicher Rückhalt, Membranleistung
T02	Anlage zur Filterreinigung	Technikum	1,0	Membranreinigung
T03	Anlage zum Schlammmanagement	Technikum	0,35	Stofflicher Rückhalt, Filterleistung
T04	Membranbelebungsanlage mit synthetischem Abwasser	Technikum	0,18	Biologischer Abbau
P01	Pilotanlage	Tauberbischofsheim	3,0	Betriebserfahrung, Optimierungspotenzial
MKA01	Semidezentrale Membrankläranlage	Heidelberg-Neurott	22,2	Demonstration, Optimierungspotenzial

4.1 Dynamische Membranfiltration

Der am Fraunhofer-Institut für Grenzflächen- und Bioverfahrenstechnik (IGB) in Stuttgart entwickelte Rotationsscheibenfilter (RSF) ist ein dynamischer Membranfilter [50]. Der RSF wurde für die Filtration von Schlämmen konzipiert und wird für das kommunale Abwassermanagement in Neurott eingesetzt.

4.1.1 Aufbau und Funktionsweise des Rotationsscheibenfilters

Abbildung 4.2 zeigt ein Schema der Funktionsweise des RSF und ein Foto eines Labormoduls. Er besteht aus einem zylindrischen Gehäuse, in dem ein Stapel von Membranscheiben auf einer rotierenden Hohlwelle befestigt ist. Durch Anlegen eines Überdrucks von 0,2 bis 1,5 bar passiert das Filtrat die Trennschicht auf der Membranscheibe von außen nach innen und wird über die Hohlwelle abgezogen. Während des Filtrationsbetriebs rotieren die Scheiben mit einer Drehzahl von etwa 200 bis 800 Umdrehungen pro Minute. Durch die Rotation entsteht ein Zentrifugalkraftfeld, welches die auf der Filterscheibe haftende und deshalb mit rotierende laminare Grenzschicht, in der sich die Deckschicht aufbaut, nach außen spiralförmig abfließen lässt. Somit wird für eine ständige Deckschichterneuerung und effiziente Deckschichtkontrolle gesorgt. Abbildung 4.3 zeigt eine Filterscheibe mit Deckschicht. [51]

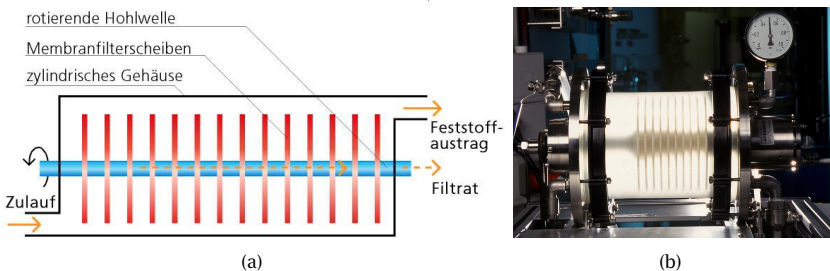


Abbildung 4.2: (a) Schema und (b) Foto eines Labormoduls des Rotationsscheibenfilters

Für die Membranen wird bevorzugt keramisches Material eingesetzt, das sich durch hohe Filtratflüsse bei gleichzeitig langen Standzeiten auszeichnet. Im Unterschied zu Polymermembranen, die je nach Betriebsweise nach 5 bis 10 Jahren ersetzt werden müssen, kann das keramische Material fast unbegrenzt lange eingesetzt werden, da es durch geeignete Reinigungsschritte wieder in den Ausgangszustand versetzt

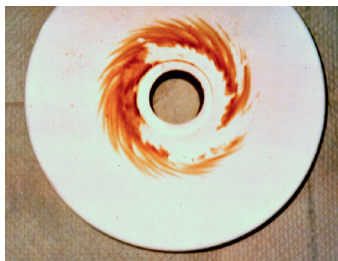


Abbildung 4.3: Filterscheibe mit Deckschicht

werden kann. Die erzielbaren Filtratflüsse entsprechen etwa denen einer herkömmlichen Cross-Flow-Filtration, wenn diese bei einer Überströmgeschwindigkeit von etwa 2,5 m/s betrieben wird.

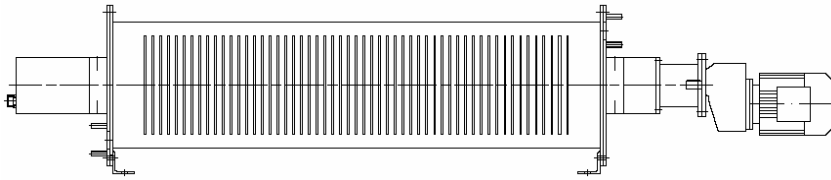
4.1.2 Aufskalierung des Rotationsscheibenfilters

Für die Experimente und Pilotanlagen wurden unterschiedliche Filtermodule verwendet, die das Upscaling des RSF vom Labormodul zum kommerziellen Filter verdeutlichen. In allen Filtern wurden die in Tabelle 4.2 dargestellten keramischen Membranen mit einer Porenweite von 0,2 μm verwendet. Während für das Labormodul in der Anlage zur Vorfiltration, der Anlage zum Schlammmanagement sowie der Membranbelebungsanlage im Technikum kleine Filterscheiben verwendet wurden, kamen sonst Filtermodule mit großen Scheiben zum Einsatz (Vgl. Tabelle 4.1).

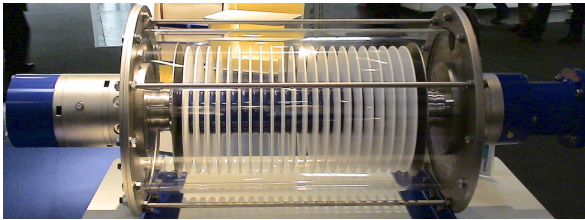
Tabelle 4.2: Größen der keramischen Aluminiumoxid-Filterscheiben der Fa. Kerafol Keramische Folien GmbH, Eschenbach

Scheibe	Außen-Durchmesser mm	Innen-Durchmesser mm	Dicke mm	Filterfläche m^2
klein	152	25,5	4,5	0,036
groß	312	91	6	0,14

Das Filtermodul der Anlage zur Filterreinigung wurde mit sieben großen Scheiben ausgerüstet und enthält ca. 1 m^2 Filterfläche. Das Filtermodul der Pilotanlage auf der Kläranlage Tauberbischofsheim wurde mit 3 m^2 Filterfläche und 21 großen Membranscheiben betrieben. Schließlich wurde das kommerzielle Filtermodul mit 53 großen Scheiben bestückt und enthält eine Filterfläche von 7,4 m^2 . Abbildung 4.4 zeigt eine Zeichnung und ein Modell des Bellmer-Fine-Filters, des von der Fa. Gebr. Bellmer GmbH, Niefern-Öschelbronn in Lizenz gefertigten kommerzielle RSF.



(a)



(b)

Abbildung 4.4: Zeichnung (a) und Modell (b) des Bellmer-Fine-Filters

4.2 Anlagen im Technikum

4.2.1 Anlage zur Vorfiltration T01

Der Versuchsaufbau zur Filtration von Rohabwasser mit dem Rotationssscheibenfilter (RSF) im Technikum des Fraunhofer IGB ist in Abbildung 4.5a dargestellt. Abbildung 4.5b zeigt ein Foto der Anlage. Mit dieser Versuchsanlage sollte die Filtration von Rohabwasser hinsichtlich Filterleistung und stofflichem Rückhalt experimentell im Technikum untersucht werden.

Aus einem gerührten, temperierten Vorlagebehälter ($V = 500\text{ l}$) wird das Rohabwasser mit einer Kreislaufpumpe (Typ: Kiesel Impeller-IP2) durch das Labormodul des RSF gepumpt. Der Volumenstrom durch den Filter wurde im Verhältnis zum Filtratvolumenstrom so hoch gewählt, dass die Aufkonzentrierung im Filter und im Vorlagebehälter als gleich angenommen werden kann. Damit wird zwar ein höherer Volumenstrom eingestellt und damit mehr Energie verbraucht, als in einem technischen Prozess nötig, es kann aber deutlich besser gemessen und stofflich bilanziert werden. Die keramischen Membranscheiben des RSF haben einen Durchmesser von $15,2\text{ cm}$. Mit einem Stapel von 10 Scheiben ergibt sich eine Filterfläche von $0,35\text{ m}^2$ mit einer nominalen Porenweite von $0,2\text{ }\mu\text{m}$. Während des Filtrationsbetriebs rotieren die Scheiben und werden alle 30 min für 30 s zur Entlüftung angehalten.

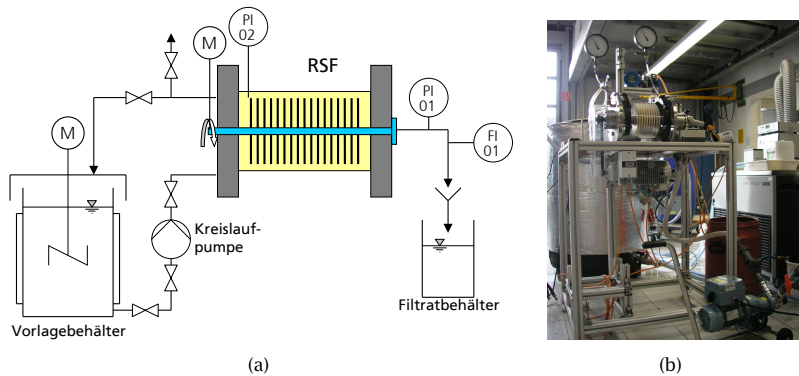


Abbildung 4.5: Versuchsaufbau der Laborexperimente zur Filtration von Rohabwasser mit dem Rotationsscheibenfilter (RSF): (a) Schema, (b) Foto der Anlage

Eventuelle Luftblasen und gebildetes Gas aus dem Schlamm werden an der Welle gesammelt und kann während der Entlüftung entweichen. Der Vordruck im RSF wird durch Androsselung im Rohwasserkreislauf erzielt. Der Druck PI-02 im RSF, der Druck PI-01 im Filtrat sowie der Filtratvolumenstrom FI-01 werden fortlaufend gemessen.

4.2.2 Anlage zur Filterreinigung T02

Zur Untersuchung der Filterreinigung wurde die in Abbildung 4.6 dargestellte Anlage T02 aufgebaut. Bei der Filtration von Abwasser und Belebtschlamm kommt es aufgrund mit der Zeit von Fouling, Biofouling und teilweise Scaling zu einer Leistungsminderung der Filtration bis hin zur Blockierung des Filtratflusses der Membran. Deshalb sollte in T02 die periodisch notwendige Filterreinigung untersucht werden. Zur Erzeugung des benutzten Zustands der Membranscheiben wurde eine Belebungsanlage im Sequencing-Batch-Verfahren (SBR) aufgebaut, die als Membranbioreaktor betrieben wurde.

Der SBR ($V = 200\text{ l}$) wurde mit Belebtschlamm einer kommunalen Kläranlage inokuliert und mit synthetischem Abwasser aus der Mediumvorlage sowie Druckluft betrieben. Eine Kreislaufpumpe (Typ: Exzentrerschnecke) sorgt für den Schlammumsatz durch den Filter während der Filtration. Das Filtermodul ist der in Abschnitt 4.1.2 beschriebene 1 m^2 -Filter, der vollautomatisch über eine Steuerung arbeitet. Das Filtrat wird gedrosselt über eine Filtratpumpe abgezogen.

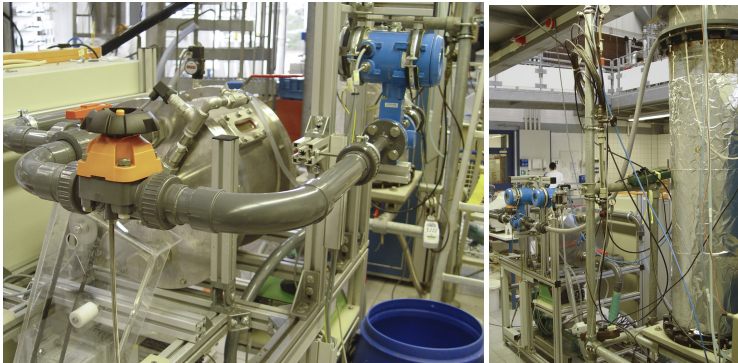
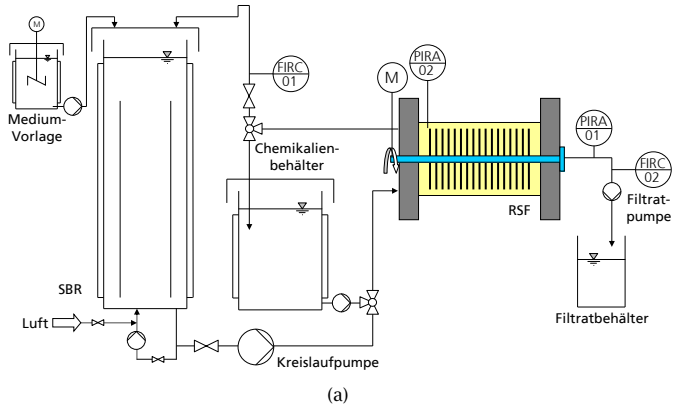
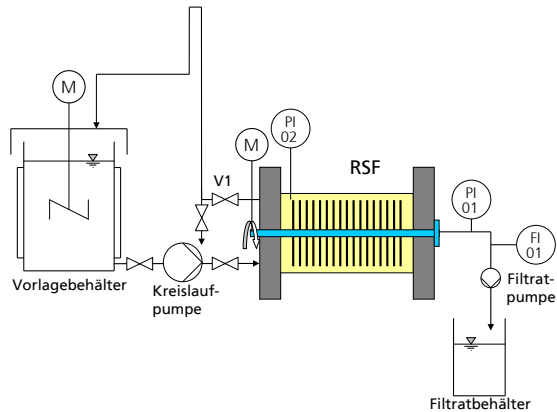


Abbildung 4.6: Versuchsaufbau zur Filterreinigung im Technikum: (a) Schema (b) Fotos der Anlage

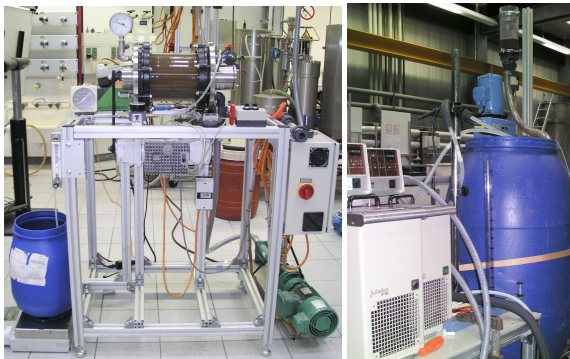
Für die chemische Reinigung ist ein Chemikalienbehälter mit Chemikalienpumpe in den Filterkreislauf integriert, der durch einfaches Umschalten aktiviert werden kann.

4.2.3 Anlage zum Schlammanagement T03

Der Versuchsaufbau für die Laborexperimente zur direkten Aufkonzentrierung des Schlammes im Membranbioreaktor ähnelt dem Aufbau zur Filtration von Rohabwasser aus Abschnitt 4.2.1. Allerdings kommt für die Einstellung des Vordrucks PI02 im Filter nicht der Einbau einer Drosselarmatur in Frage, da mit Verstopfungen bei Querschnittsverengungen zu rechnen ist. Vielmehr wurde die in Abbildung 4.7a



(a)



(b)

Abbildung 4.7: (a) Verfahrensschema der direkten Aufkonzentrierung des Schlammes im Membranbioreaktor und (b) Fotos der Anlagenteile Filter und Vorlagebehälter im Labormaßstab

dargestellte Variante mit Siphon gewählt. Abbildung 4.7b zeigt die Anlagenteile Filter und den ca. 4 Meter erhöhten Vorlagebehälter mit Siphon und Temperierung.

Zur Untersuchung des Schlammverhaltens wurde das in Abschnitt 4.1.2 und Abschnitt 4.2.1 beschriebene Filtermodul mit kleinen Filterscheiben verwendet. Der Filtratabzug wird über die Filtratpumpe gedrosselt kontinuierlich eingestellt.

Für die Experimente zur direkten Schlammaufkonzentrierung im Filter wurde die Kreislaufpumpe entfernt und das Ventil V1 geschlossen, so dass der Schlamm über den hydrostatischen Druck aus dem Vorlagebehälter in den Filter nachfließen kann.

Anhang D zeigt die Ergebnisse der Experimente in zusammengefasster Form. Die Ergebnisse der Untersuchungen in der Anlage zum Schlammmanagement wurden für die Demonstration der technischen Machbarkeit der Schlammaufkonzentrierung im RSF benötigt und flossen direkt in die Optimierung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott MKA01 ein.

4.2.4 Membranbelebungsanlage mit synthetischem Abwasser T04

Die Membranbelebungsanlage mit synthetischem Abwasser T04 ist in Abbildung 4.8a dargestellt. Die Anlage stellt die kleinste technische Realisierung der zu demonstrierenden Abwasserreinigung dar und wurde für den Test verschiedener Belastungszustände aufgebaut und vollständig automatisiert.

Das synthetische Abwasser nach DIN 38 412 wird konzentriert in einem gekühlten und durchmischten Vorlagegefäß bevorratet. Der Zulauf zur Biologie wird durch kontinuierliches Pumpen von synthetischem Abwasserkonzentrat und Leitungswasser über ein Mischgefäß in die vorgeschaltete Denitrifikation gewährleistet. Die vorgeschaltete Denitrifikation ist als Schlaufenreaktor mit einem 110-mm-Acrylschuss und einem nutzbaren Volumen von <7 Litern sowie Durchmischung mit Gasantrieb realisiert. Der Zulauf zur Denitrifikation als Abwasser-Kreislaufschlamm-Gemisch wird in den Reaktorboden gepumpt. Der Ablauf fließt im freien Gefälle der Nitrifikation zu. Der Nitrifikationsreaktor ist als Strahlschlaufenreaktor ausgeführt, besteht aus einem 110-mm-Acrylschuss mit Entgasungskopf und ist mit 15,5l Belebtschlamm gefüllt. Die eingeblasene Luft wird mit dem Kreislaufstrom aus dem Filter durch eine Düse dispergiert. Der Sauerstoffgehalt in der Nitrifikation wird über eine Regelung auf 2 mg/l eingestellt.

Ein separater Überschussschlammabzug wird nicht benötigt, da der gesamte Biomassezuwachs für die Probenahme benötigt wird. Aus dem Nitrifikationsreaktor

4 Material und Methoden

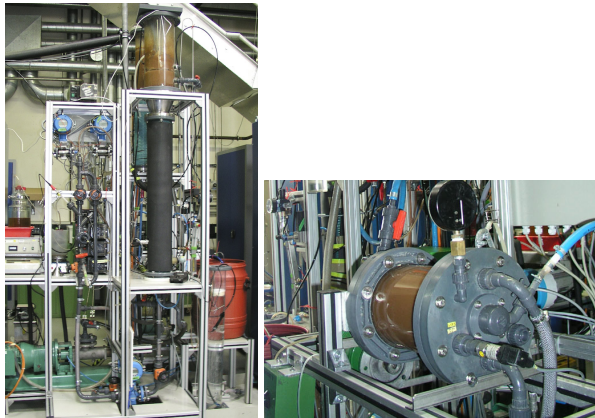
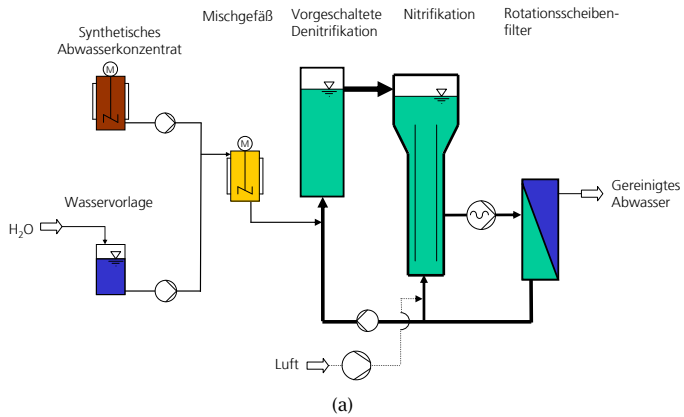


Abbildung 4.8: Membranbelebungsanlage mit synthetischem Abwasser (a) Verfahrensschema und (b) Fotos der Anlage

wird der Belebtschlamm in einen Rotations-scheibenfilter umgepumpt. Der Rotations-scheibenfilter hält die Biomasse durch eine Keramikmembran mit einem Porendurchmesser von $0,2\ \mu\text{m}$ vollständig zurück. Abbildung 4.8b zeigt zwei Fotos der beschriebenen Versuchsanlage.

4.3 Pilotanlage

Vor der großtechnischen Realisierung wurde ein Membranbioreaktor mit Rotations-scheibenfilter, wie im Technikum untersucht, als Pilotanlage auf der Kläranlage Tauberbischofsheim für ca. ein Jahr mit kommunalem Abwasser mit Industrieinfluss betrieben. Die gewonnenen Betriebserfahrungen konnten in die Detailplanung der Demonstrationsanlage MKA01 einfließen.

Die Pilotanlage besteht aus einer Vorklärung, einem vorgeschalteten Denitrifikationsreaktor und einem Strahl-Schlaufenreaktor als Nitrifikationsstufe mit Rotations-scheibenfilter zur Biomasserückhaltung. Die Nitrifikationsstufe hat ein Volumen von ca. 100l. Die Belegung stellt das Upscaling der in Abbildung 4.8a des Abschnitts 4.2.4 dargestellten Anlage dar.

Die Filtrationsfläche des Filtermoduls beträgt 3 m^2 und wird mit großen Scheiben betrieben (vgl. Abschnitt 4.1.2). Abbildung 4.9 zeigt ein Foto der Pilotanlage. Die Rohabwasserentnahme erfolgte über eine Ringleitung mit Tauchpumpe aus dem Ablauf des Sandfangs der Kläranlage Tauberbischofsheim.

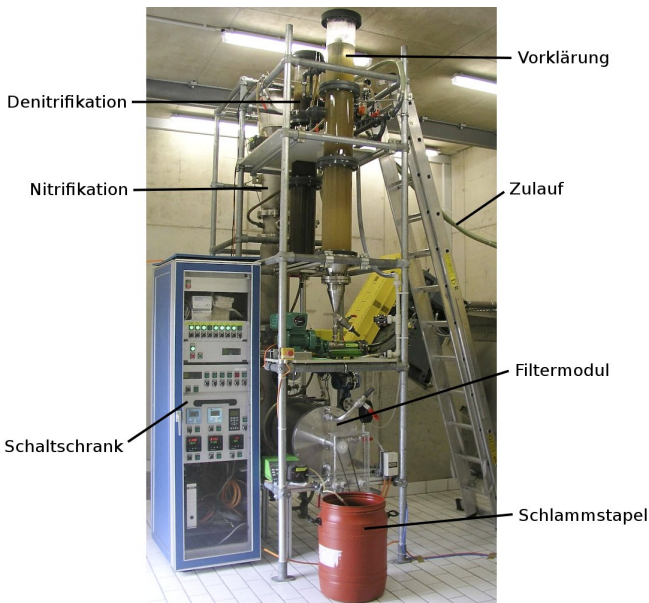
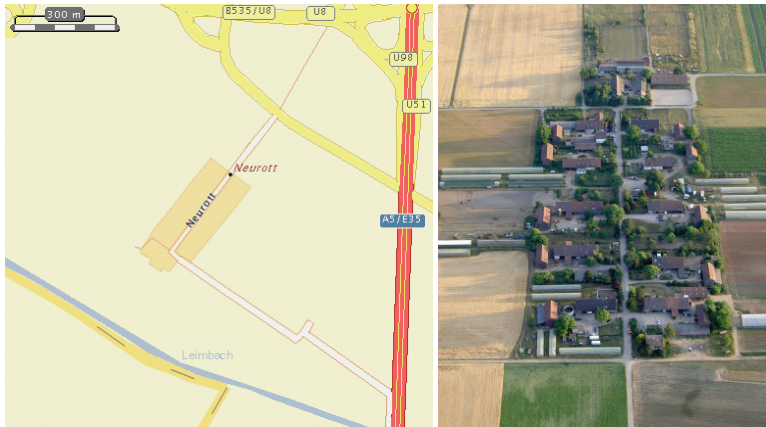


Abbildung 4.9: Foto der Pilotanlage, die auf der kommunalen Kläranlage Tauberbischofsheim betrieben wurde

4.4 Planung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott

4.4.1 Grundlagenermittlung

Die südlich von Heidelberg gelegene Siedlung Neurott wurde für die großtechnische Realisierung des semidezentralen Verfahrens für kommunales Abwassermanagement ausgewählt. Abbildung 4.10 zeigt die Siedlung mit 11 Grundstücken in isolierter Lage im Kartenausschnitt sowie im Luftbild. Neurott verfügt über eine



(a)

(b)



(c)

Abbildung 4.10: (a) Kartenausschnitt und (b) Luftaufnahme der Siedlung Heidelberg-Neurott, die im ehemaligen Feuerwehrgerätehaus (c) eine semidezentrale Membrankläranlage enthält

zentrale Trinkwasserversorgungsleitung. Die bisherige Abwasserentsorgung erfolgte in 16 abflusslosen Gruben durch Versickerung, ohne vorherige Reinigung des Abwassers. Die Entsorgung des Grubeninhalts erfolgte über die angrenzenden landwirtschaftlichen Flächen. Das Regenwasser von Dächern und versiegelten Flächen der Hofeinfahrten bzw. Dorfstraße wird versickert und nach den individuellen Bedürfnissen der Anwohner, z.B. zur Gartenbewässerung, genutzt. In der Mitte der Siedlung befindet sich ein Grundstück in kommunalem Eigentum, das mit dem ehemaligen Feuerwehrgerätehaus bebaut ist (Abbildung 4.10c). Dieses Gebäude, in unmittelbarer Nähe zur Dorf-Bebauung, soll zur Abwasserreinigung umgenutzt werden.

Neurott bewohnen ca. 60 Einwohner. Der Weiler ist von Bauernhöfen und einer Gaststätte mit zusätzlich 30 Einwohnergleichwerten² geprägt. Das häusliche Schmutzwasser soll in einer semidezentralen Membrankläranlage behandelt werden, die weder durch Regen- noch Fremdwasser beeinflusst wird. Bei einem mittleren Frischwasserverbrauch in Heidelberg von 110l/(E·d) fallen insgesamt durchschnittlich 6,6m³/d Abwasser an. Bei regem Ausflugsverkehr im Sommer kann das Abwasservolumen bis auf einen stündlichen Spitzenzufluss von 415l/h ansteigen.

Tabelle 4.3 zeigt die durchschnittlich zu erwartende Abwasserzusammensetzung der häuslichen Abwässer aus Neurott. Die einwohnerspezifischen Frachten für die organische Belastung des Abwassers und die Nährstoffe stellen langjährige Erfahrungswerte dar, auf die zurückgegriffen wurde, weil in der Siedlung Neurott wegen fehlender Kanalisation keine Daten erhoben werden konnten.

Tabelle 4.3: Erwartete Abwasserzusammensetzung in Heidelberg-Neurott mit einwohnerspezifischen Frachten im Rohabwasser nach DIN 4261 Teil 1

Parameter	Rohabwasser g/(E·d)	Ø Fracht	max. Fracht	Konz.
		bei 60 E kg/d	bei 90 E kg/d	für 110l/(E·d) mg/l
BSB ₅	60	3,6	5,4	545
CSB	120	7,2	10,8	1091
TS	70	4,2	6,3	636
TKN	11	0,66	0,99	100
P _{ges}	1,8	0,11	0,16	16

Das gereinigte Abwasser wird in den nahegelegenen Leimbach entwässert. Der Leimbach ist ein Gewässer zweiter Ordnung mit hoher organischer Vorbelastung,

² Nach ATV-A 122 sind für Gaststätten mit unterdurchschnittlicher Nutzung 1 E für 3 Plätze sowie ein Zuschlag von 1 E für 10 Sitzplätze im Freien anzusetzen.

der nicht weiter belastet werden darf. Dabei spielen die Ziele der neuen Europäischen Wasserrahmenrichtlinie³ ebenso eine Rolle wie die Nutzung des Gewässers für die Bewässerung der umliegenden Felder. Nach Meinung des Umweltamtes Heidelberg, der zuständigen unteren Wasserbehörde zur Erteilung der wasserrechtlichen Erlaubnis, soll die Leistung der Abwasserreinigung mindestens ebenso hoch sein wie bei Überleitung der Abwässer in die zentrale Kläranlage der Stadt Heidelberg (Größenklasse 5). Die sich daraus ergebenden Anforderungen an die Reinigung der häuslichen Schmutzwässer in Heidelberg-Neurott sind in Tabelle 4.4 dargestellt. Die endgültigen Einleitwerte erfordern eine rechnerische, durchschnittliche Elimination von 95 % für den CSB und 97 % des BSB₅. Die Stickstoffelimination errechnet sich zu 85 % unter Annahme einer vollständigen Nitrifikation und des Ablaufs von 2 mg/l N_{org}. Für die Einhaltung des Grenzwertes von 1 mg/l müssen 94 % des Phosphors eliminiert werden.

Tabelle 4.4: Anforderungen an die Abwasserreinigung in Heidelberg-Neurott und notwendige Elimination unter der Annahme vollständiger Nitrifikation und 2 mg/l N_{org} im Ablauf

Parameter	Rohabwasser mg/l	Einleitwerte		ø notwendige Elimination %
		Pilotphase mg/l	endgültig mg/l	
BSB ₅	545	n/a	15	97
CSB	1091	75	60	95
TKN	100	n/a	n/a	n/a
NH ₄ -N	n/a	n/a	10	n/a
N _{ges,anorg}	n/a	18	13	85
P _{ges}	16	n/a	1	94

4.4.2 Bemessung

4.4.2.1 Druckkanalisation

Bei der Erschließung der Siedlung wurde die Errichtung einer Druckkanalisation in Zusammenarbeit mit dem Abwasserzweckverband Heidelberg als die wirtschaftlichste Variante gegenüber dem Bau einer Freispiegel- oder Saugkanalisation ermittelt. Die Entwässerung der 11 Grundstücke erfolgt in Trennkanalisation mit ausschließlicher Behandlung häuslichen Abwassers ohne Regen- und Fremdwasser. Es

³ 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



Abbildung 4.11: Schematische Darstellung der Pumpwerksverteilung in der Siedlung Neurott

werden sieben Hauspumpwerke mit je 80l Schaltraum realisiert. Die Druckentwässerung benötigt keine zusätzlichen Schachtbauwerke. Die Hauspumpwerke sind mit Abdeckungen versehen, die das Eindringen von Regenwasser verhindern. Damit kann die Einleitung von Fremdwasser in die Kläranlage verhindert werden und bei der Berechnung muss kein Fremdwasser angesetzt werden.

Abbildung 4.11 stellt schematisch die Verteilung der Pumpwerke in der Siedlung dar. Prinzipiell werden durch die Anordnung der Pumpwerke die Leitungslängen optimiert. Der Freispiegelkanal auf dem jeweiligen Grundstück sowie die Verfüllung der alten Grube obliegt den Grundstückseigentümern.

4.4.2.2 Gewählter Aufbereitungsprozess

Abbildung 4.12 zeigt das entwickelte Verfahren zur semidezentralen Reinigung häuslicher Schmutzwässer in Neurott.

Das Rohabwasser wird aus einem Vorlagebehälter, der als hydraulischer Puffer dient, in die Vorklärung gepumpt. Die Funktion der Vorklärung wird nur benötigt, wenn die Vorfiltration außer Betrieb sein sollte. In der Vorfiltration wird das Rohabwasser in einen feststofffreien und kohlenstoffarmen Filtratwasserstrom aufgetrennt, der zur Weiterbehandlung in die biologische Reinigungsstufe geleitet wird.

4 Material und Methoden

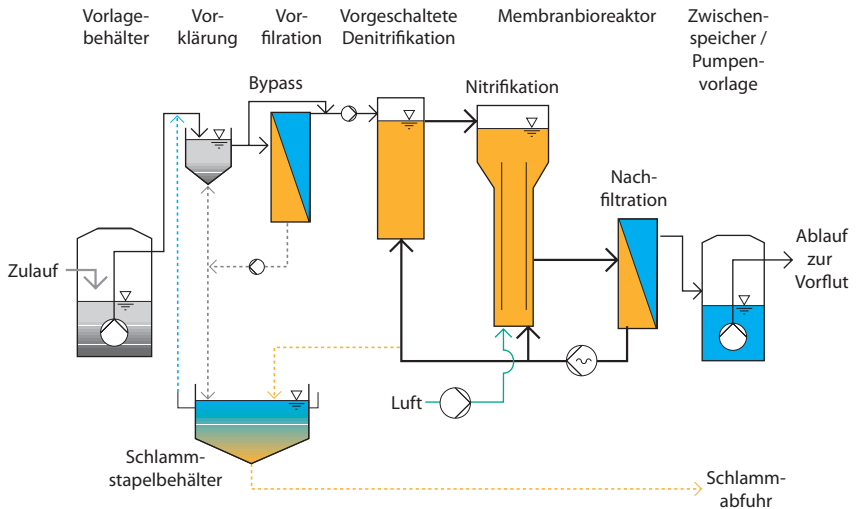


Abbildung 4.12: Verfahrensschema der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott zur semidezentralen Reinigung häuslicher Abwässer

Der feststoffreiche Konzentratwasserstrom wird nach der Sammlung als Primärslamm in die Faulung der zentralen Kläranlage Heidelberg geführt. Bei Kohlenstoffmangel für die biologische Stickstoffentfernung kann ein Teilstrom des Rohabwassers direkt aus der Vorklärung in die Denitrifikation geleitet werden. Die biologische Stickstoff- und Kohlenstoffentfernung erfolgt in einem Membranbioreaktor mit vorgeschalteter Denitrifikation. Das gereinigte Abwasser wird aus einem Sammelschacht periodisch in den nahegelegenen Bach gepumpt. Der Überschusschlamm wird in einem Behälter zwischengespeichert und in der Hochlastfaulung der zentralen Kläranlage Heidelberg behandelt.

4.4.2.3 Hydraulische Bemessung

Zum Ausgleich der Zulaufschwankungen und für eine gleichmäßige Beschickung der Membrankläranlage wird der Anlage ein Vorlagebehälter vorgeschaltet. Da die Ganglinie des Abwasseranfalls vor dem Bau der Druckentwässerung der Siedlung Neurott nicht bestimmt werden kann, wurde die Größe des Vorlagebehälters zur Membrankläranlage mit 2 m^3 festgelegt. Die Steuerung der Hauspumpwerke in Abhängigkeit vom Ausgleichsvolumen und dem Durchsatz der Filter festzulegen, ist Aufgabe des Forschungsvorhabens und der vorliegenden Arbeit.

Die Speicherkapazität der Pumpwerke und des Vorlagebehälters der Kläranlage beträgt für den Havariefall 10 m^3 , d. h. ein maximaler Tageswasseranfall. Zusätzlich werden die Füllstände der Pumpwerke über Fernüberwachung in den Bereitschaftsdienst eingegliedert, der im Notfall die Abholung durch Saugfahrzeuge, den sogenannten „rollenden Kanal“ zur zentralen Kläranlage gewährleistet.

Der Vorlagebehälter der Kläranlage erlaubt somit die hydraulische Auslegung der Filterstufen auf den mittleren Tagesdurchsatz.

Basierend auf Ergebnissen der Untersuchungen zur Filtration wurde für die Bemessung der benötigten Filterfläche ein minimaler spezifischer Filtratfluss von $25\text{ l}/(\text{m}^2\cdot\text{h})$ im Winter angenommen. Daraus ergibt sich ein Fluss pro Filter von $185\text{ l}/\text{h}$. Aus dem geforderten Behandlungsvolumenstrom von $9,9\text{ m}^3/\text{d}$ ergibt sich die Wahl von drei Filtern, deren Abmessungen $1,8\text{ m}$ Länge und $0,4\text{ m}$ Durchmesser betragen. An durchschnittlichen Tagen mit $6,6\text{ m}^3$ Abwasseranfall besteht damit genügend hydraulischer Puffer, um jeweils ein Filtermodul für die chemische Reinigung außer Betrieb zu nehmen. Die eingesetzten Filtermodule sind die in Abschnitt 4.1.2 dargestellten Bellmer-Fine-Filter.

4.4.2.4 Statische Bemessung der Belebung

Da die Belebung weder mit Fremd- noch mit Regenwasser beaufschlagt wird und der Anlage ein Misch- und Ausgleichsbehälter vorgeschaltet ist, wird für die Bemessung der Belebung auf statische Verfahren zurückgegriffen.

Für die statische Bemessung der Belebung der MKA01 nach ATV-DVWK-A 131 wurden zwei Lastfälle ermittelt. Im ersten Fall hat die Kläranlage bei vollem Biergarten im Sommer 90 EW abzarbeiten. Der zweite Lastfall betrifft den Winterbetrieb für eine Bemessungstemperatur von 10 °C bei der 60 EW Belastung zu erwarten sind (kein Biergarten, keine Saisonarbeitskräfte). Der maßgebende Lastfall ist der Winterbetrieb, dessen statische Bemessung nach ATV-DVWK-A 131 folgende Auslegungsvolumina ergibt:

- Belebungsbecken $V_{\text{BB}} = 4,6\text{ m}^3$

bestehend aus:

- Bio-P-Zone $V_{\text{BioP}} = 0,21\text{ m}^3$
- Denitrifikationszone $V_{\text{D}} = 1,3\text{ m}^3$
- Nitrifikationszone $V_{\text{N}} = 3,3\text{ m}^3$.

4 Material und Methoden

Die detaillierte Berechnung ist im Anhang A.1 abgebildet.

Tatsächlich wurden in der Ausführungsplanung folgende Volumina für die Belegung angesetzt:

- Denitrifikationszone $V_D = 0,94 \text{ m}^3$
- Nitrifikationszone $V_N = 2,67 \text{ m}^3$
- Filtervolumen $V_{\text{Filter}} = 0,6 \text{ m}^3$.

Der Bau einer Bio-P-Zone wurde zunächst nicht realisiert, da der Phosphorgrenzwert erst am Ende der Pilotphase eingehalten werden sollte (vgl. Tabelle 4.4). Bis dahin war mit genauen Messwerten und damit genaueren Auslegungsgrundlagen zu rechnen.

Zur Verifizierung der Stickstoff-Elimination wurde die Belegung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott mit den gewählten Volumina in einem Modell abgebildet. Im Modell wurde das Volumen der Filter zum Nitrifikationsvolumen addiert. Die Filterstufe repräsentiert eine ideale Nachklärung. Aufgrund des reduzierten Denitrifikationsvolumens ist der sommerliche Biergartenbetrieb mit 90 EW bei der Simulation der maßgebende Lastfall. Das in Simba 5.2 implementierte Modell ist in Abbildung 4.13 dargestellt. Zur Berechnung wurde das Activated Sludge Model No. 1 (ASM1) und der Standardparametersatz verwendet.

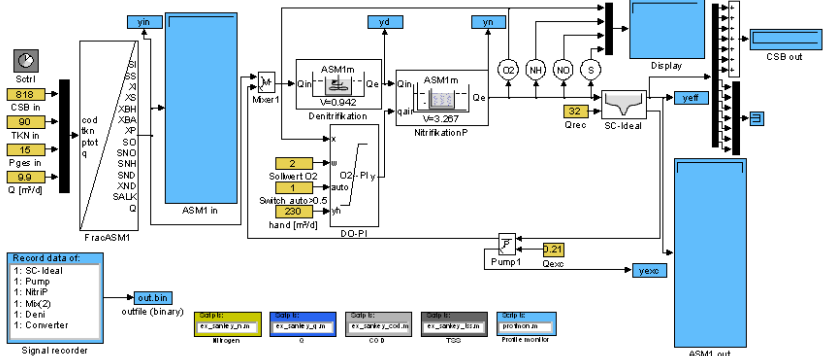


Abbildung 4.13: ASM1-Modell der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott simuliert in Simba 5.2

Die Überprüfung anhand der Simulation zeigt, dass die vorgegebenen Grenzwerte bei den bekannten Randbedingungen sicher eingehalten werden können. Deshalb wurde auf den Bau größerer Volumina verzichtet. Es wird ebenfalls deutlich, dass

ein Teil der Sicherheiten, die in der Bemessung nach ATV-DVWK-A 131 eingebaut sind, verplant werden. Die tatsächliche Verhaltensweise des Belebtschlammes in den Filtern kann erst im Betrieb der Anlage bestimmt werden, da auf der einen Seite das Volumen in den Filtern nicht belüftet ist, auf der anderen Seite die Verweilzeit sehr kurz ist. Eine ausführliche Darstellung der Ergebnisse folgt in Kapitel 5.4.1.

4.4.3 Detail- und Ausführungsplanung

Während der Detail- und Ausführungsplanung wurden die üblichen Planungsschritte gemeinsam mit dem Anlagenbauer durchgeführt. Abbildung 4.14 zeigt ein 3D-Modell der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott aus zwei Richtungen. Wichtig war die Übertragung von Know-how aus den Vorplanungen und experimentellen Voruntersuchungen an den Anlagenbauer sowie die Erarbeitung spezieller Lösungen für die zu entwickelnde Anlagengröße.

Der Aufwand für Mess-, Steuer- und Regelungstechnik wurde bewusst hoch gehalten, um die Anlage weitgehend zu automatisieren. Dies sollte zum einen die wissenschaftliche Untersuchung möglichst vieler Betriebszustände ermöglichen und zum anderen den Personalaufwand, der wesentlicher Bestandteil der Betriebskosten ist, so gering wie möglich halten.

Eine wesentliche Änderung des ursprünglichen Konzepts der Anlage ist die Zusammenlegung des Primär- und Sekundärschlammspeichers in einen einzigen Behälter, dem Dünnschlammspeicher. Dieser wird alle ein bis zwei Wochen geleert. Des Weiteren wurde eine zusätzliche Druckstufe für den Abwassertransport aus dem Vor-

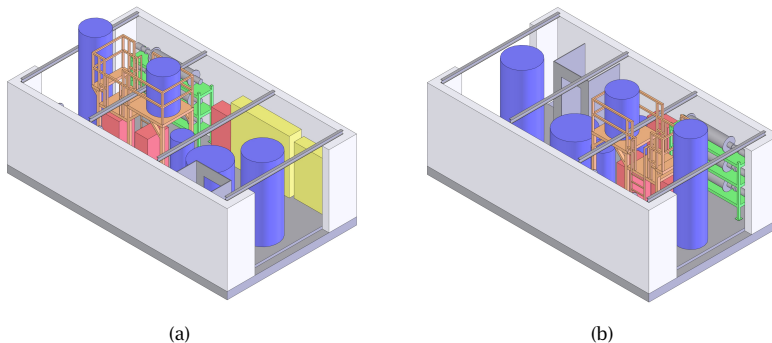


Abbildung 4.14: 3D-Modell der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott (a) aus Richtung Süden und (b) aus Richtung Norden.

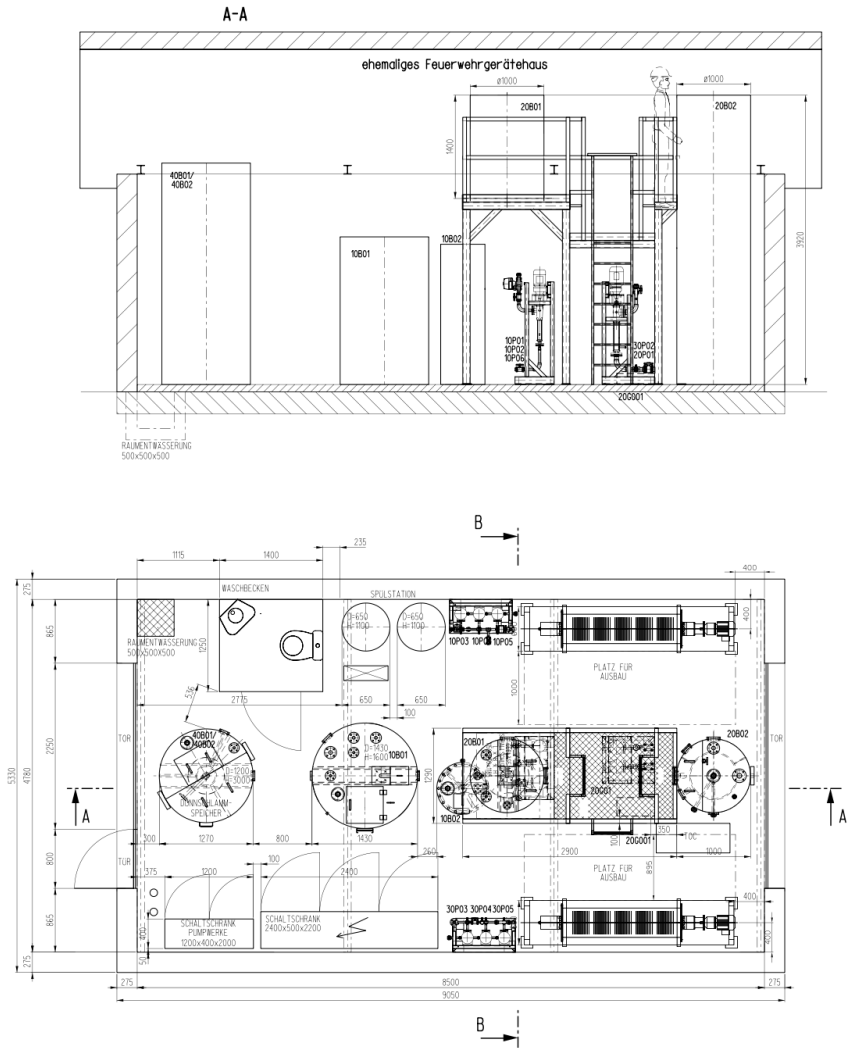


Abbildung 4.15: Aufstellungsplan Membrankläranlage Heidelberg-Neurott MKA01

lagebehälter in die Vorklä rung vom Anlagenbauer als günstiger bewertet, als den zusätzlichen baulichen Aufwand für die Herstellung der benötigten Bauhöhe.

Der Aufstellungsplan in Abbildung 4.15 präsentiert die Lösung einer geschlossenen Membranbelebungsanlage mit keramischen Membranen in externer Aufstellung. Trotz kompakter Bauweise wird deutlich, dass alle Anlagenteile leicht zugänglich bleiben. Die Verrohrung des Gebläses im Ansaugbereich erfolgte über alle Behälter. Dadurch wird sichergestellt, dass die gesamte Abluft in der Nitrifikation gereinigt wird. Die Dimensionierung der Rohrleitungen und der Rohrleitungsführung erfolgte verstopfungssicher. Den Schneidwerken der Pumpen in den Hauspumpwerken kommt dabei die zentrale Rolle der Zerkleinerung der Feststoffe zu. Die Leitungsführung ist für die Minimierung von Verzopfungen wichtig.

4.5 Charakterisierung der semidezentralen Abwasserreinigung

Die Charakterisierung der semidezentralen Abwasserreinigung in Neurott sowie der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott erfolgte anhand der im Verfahrensfießbild (Abbildung B.1) dargestellten Messstellen und Probenahmestellen.

Die Probenahme und Konservierung der Proben erfolgte auf Grundlage der einschlägigen DIN-Normen und ATV-DVWK-Arbeitsblätter. Die Analyse der Proben erfolgte entweder direkt vor Ort im Feldlabor bzw. nach Konservierung im Labor mit den Küvettentestsystem der Fa. Hach-Lange. Die Bestimmung der Belebtschlammkonzentration wurde mit dem Moisture Analyzer Sartorius MA 30 durchgeführt und regelmäßig mit der Methode nach DIN 38414-2 abgeglichen.

Für die Messkampagnen standen zwei automatische Probenehmer Typ TP 1 der Fa. MAXX für die zeitgesteuerte Probenahme von qualifizierten Stichproben in der Vorlage 10B01 und im Anlagenablauf zur Verfügung. Weiterhin verfügte die Anlage über folgende Online-Analytik zur Bestimmung qualitativer Abwasserparameter:

- TOC-Online-Analysator: DIMATOC 2000, Fa. Dimatec
- Ammonium-Online-Analysator: 05/2006–05/2007 EVITA INLINE 4150 NH₄-N-Transmitter (0,6–20 mg/l NH₄-N) Fa. Danfoss; 05/2007–03/2008 Amtax sc, MB1 (0,05–20 mg/l NH₄-N), Fa. Hach-Lange
- Phosphor-Online-Analysator: 05/2006–05/2007 EVITA INLINE 4150 PO₄-P-Transmitter (0,05–6 mg/l), Fa. Danfoss; 05/2007–03/2008 Phosphax sc MB1 (0,05–15 mg/l PO₄-P), Fa. Hach-Lange
- NO_x-Online-Sonde: Nitratax plus Sonde 2 mm
- Feststoff-Sonde: Solitax inline sc

4 Material und Methoden

- Messumformer und Auswerteeinheit: 1 Stk. USC 7000 Messumformer, Fa. Danfoss; 1 Stk. LANGE SC 1000 Sondenmodul, Fa. Hach-Lange
- pH-Wert: Orbisint CPS11D, Fa. Endress+Hauser
- Gelöstsauerstoff: Oxymax W COS41, Fa. Endress+Hauser
- Messumformer: 2 Stk. Liquisys M CPM223, Fa. Endress+Hauser

Kapitel 5

Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

5.1 Voruntersuchungen im Technikum

Im Folgenden sind die Ergebnisse der Untersuchungen im Technikumsmaßstab dargestellt, die wesentliche Fragen zur Gestaltung und Auslegung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott klären sollen.

5.1.1 Experimente zur Vorfiltration

Im Technikum wurde Rohabwasser filtriert, um die Auslegung der Vorfiltration festzulegen und Daten über den Stoffrückhalt zu gewinnen. Kommunales Abwasser wird in der mechanischen Vorbehandlung bisher nur mit Rechen und Sieben, die wesentlich größere Porenweiten aufweisen als in der Membrantechnik eingesetzt, behandelt. Es liegen daher noch keine Erfahrungen und Daten vor.

In der in Kapitel 4.2.1 beschriebenen Anlage T01 wurden insgesamt fünf Filtrationen im Batch durchgeführt. Für die Dauer von 60–70 Stunden wurde Rohabwasser aus dem Ablauf des Sandfangs der Kläranlage Tauberbischofsheim, einer kommunalen Kläranlage mit Mischkanalisation und Einfluss aus der Lebensmittelindustrie, filtriert. Abbildung 5.1a zeigt exemplarisch die Filterleistung für eine Filtration bei 0,4 bar und 449 U/min. Trotz tiefer Temperatur von 10 °C pendelt sich der spezifische Filtratfluss bei 30 l/(m²·h) ein. Erst bei sehr hoher Aufkonzentrierung ist eine Abnahme des Filtratflusses zu beobachten.

Zur Kontrolle wurden die Temperatur im Zulauf und der Trockenrückstand (TR) im Ablauf des Filters sowie im Filtrat gemessen. Die TR im Filtrat ist über die gesamte Versuchsdauer konstant und repräsentiert die im klaren Filtrat enthaltenen gelösten Stoffe, die beim Eindampfen zurückbleiben (i. d. R. Salze). Der konstante Verlauf der TR im Filtrat zeigt weiterhin, dass sich die aufkonzentrierten Feststoffe

5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

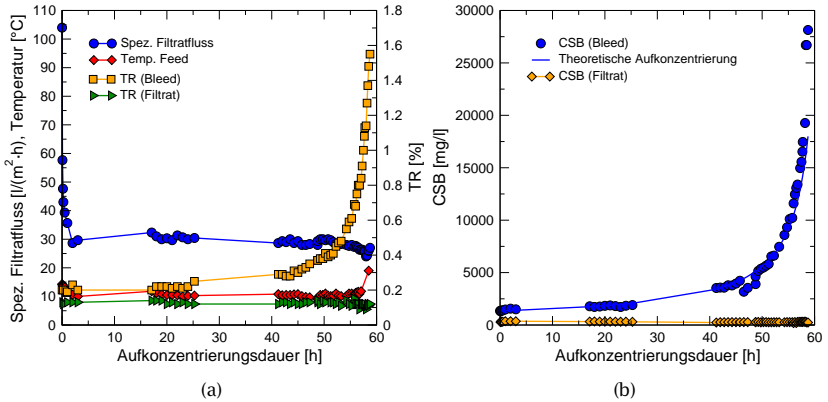


Abbildung 5.1: Ausgewählte Ergebnisse der Experimente zur Vorfiltration (a) Filterleistung des Rotationsscheibensfilters bei Filtration von Rohabwasser mit 0,4 bar und 449 U/min, (b) Aufkonzentrierung des partikulären CSB bei der Filtration von (a)

im Filter über den gesamten Versuchsverlauf nicht verändern, zerfallen und gelöste Stoffe ins Filtrat abgeben. Die Differenz aus TR im Bleed und TR im Filtrat bildet eine rechnerische Trockensubstanz (TS), welche die zurückgehaltenen Feststoffe im Filter repräsentiert. Da mit steigender Aufkonzentrierung im Filter der Einfluss der Salze abnimmt und die TR im Filtrat konstant ist, kann die Aufkonzentrierung der Feststoffe gut anhand des Verlaufs der TR im Bleed nachvollzogen werden.

Abbildung 5.1b zeigt die Aufkonzentrierung des partikulären CSB bei der Filtration von Rohabwasser. Die Konzentration des gelösten CSB im Filtrat bleibt während der Filtrationsdauer annähernd konstant. Das heißt, dass kein CSB aus den Feststoffen während der Filtration in Lösung geht. Die Aufkonzentrierung kann als stabil angesehen werden. Das zeigt sich ebenso anhand der mit der Anfangskonzentration und den Ausgangsvolumina berechneten Aufkonzentrierung im Vergleich zu den gemessenen Werten im Bleed (theoretische Aufkonzentrierung).

Die Ergebnisse der stofflichen Beurteilung sind in Tabelle 5.1 zusammengefasst. Die erzielten Rückhaltungen der einzelnen Parameter sind als prozentuale Reduktion in der fünften Spalte „Reduktion“ aufgeführt. Ziel der Betrachtung ist die Abschätzung der zu erwartenden Schmutzkonzentrationen im Ablauf der Vorfiltration, um die benötigte Leistung der Belebtschlammbiologie zu ermitteln.

Dazu wurden zunächst die einwohnerspezifischen Frachten nach DIN EN 4261 Teil 1 mit dem mittleren Frischwasserverbrauch der Stadt Heidelberg von

Tabelle 5.1: Berechnete, erwartete Schmutzkonzentrationen in mechanisch vorbehandeltem Abwasser durch Vorklärung ($\tau=0,5-1$ h) nach ATV-DVWK A 198 und Vorfiltration mit einwohnerspezifischen Frachten nach DIN 4261 Teil 1

Parameter	Rohabwasser		Vorklärung	Reduktion	Vorfiltration
	g/(E·d)	mg/l	mg/l	%	mg/l
BSB ₅	60	545	409	~ 80	109
CSB	120	1091	818	80	164
TS	70	636	318	100	0
TKN	11	100	90	10	90
P	1,8	16,4	14,9	~ 50	8

1101/(E·d), ohne Berücksichtigung des Regen- und Fremdwassers (vgl. Kapitel 4.4.2.1), multipliziert. Nach ATV-DVWK-A 198 werden in einer Vorklärung die Abwasserinhaltsstoffe wie in Tabelle 5.1 angegeben reduziert. Die Experimente zur Filtration von Rohabwasser haben eine rechnerische Reduktion ergeben, die in der letzten Spalte der Tabelle angegeben ist. Dabei ist eine deutliche Verschiebung des CSB:N-Verhältnisses zu beobachten. Während im Rohabwasser mit CSB:TKN von 1091:100 mg/l noch ein Verhältnis von ca. 11 zu erwarten ist, sinkt das Verhältnis nach der Vorklärung mit 818:90 mg/l auf ca. 9 und nach der Vorfiltration mit nur noch 164:90 mg/l sogar auf unter 2 ab. Für die Stickstoffelimination mit vorgeschalteter Denitrifikation und einem geforderten Stickstoffablaufwert von 13 mg/l würde beim Betrieb der Anlage mit Vorklärung ein CSB:N_{red.}-Verhältnis von 10,6 und für die Variante mit Vorfiltration von 2,1 zur Verfügung stehen.

Nach Teichmann [52] und ATV-DVWK-A 131 wird für die Stickstoffentfernung mit vorgeschalteter Denitrifikation ein CSB:N_{red.}-Verhältnis von mindestens 13 gefordert. In Abhängigkeit vom Denitrifikationsvolumen-Belebungsbeckenvolumen würde für die MKA01 ein CSB:N_{red.}-Verhältnis von mindestens 16 benötigt. Andere Autoren wie beispielsweise Henze et al. [53] schlagen typische Verhältnisse im Abwasser für CSB:N von 8–12 und niedrige Verhältnisse für CSB:N von 6–8 vor. Für die Ausführung einer Kläranlage mit Vorfiltration wird daher die Installation eines Bypasses zur Einstellung des C:N-Verhältnisses in der Biologie vorgesehen.

5.1.2 Membranreinigung in der Technikumsanlage

In der zu konzipierenden Membrankläranlage MKA01 sollen keramische Membranen sowohl in der Vorfiltration als auch für die Trennung des Belebtschlamm-Wasser-Gemischs zum Einsatz kommen. Bisher sind in der kommunalen Abwasserreinigung großtechnisch nur Kunststoffe als Membranmaterialien zum Einsatz gelangt. Erfahrungen über Reinigungsintervalle, Reinigungszeiten oder zu verwendende Chemikalien stammen daher nur aus dem Labor bzw. industriellen Anwendungen.

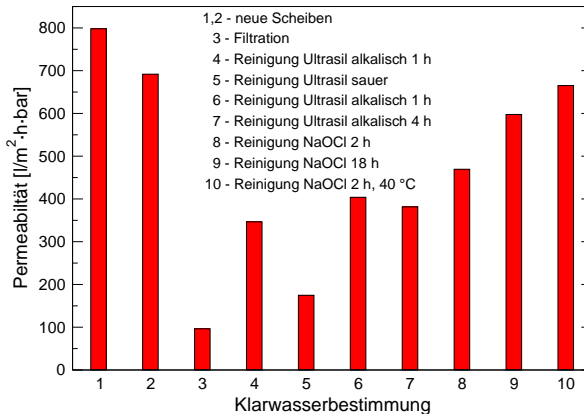


Abbildung 5.2: Ergebnisse der Klarwasserbestimmung der Experimente zur Membranreinigung

Mit der Anlage zur Filterreinigung T02, dargestellt in Kapitel 4.2.2, sind Experimente zur Reinigung der keramischen Membranscheiben durchgeführt worden. Die Experimente zur Reinigung der keramischen Membranen nach einer Filtration von Belebtschlamm zeigen positive Ergebnisse. Abbildung 5.2 zeigt die fabrikneuen Scheiben mit Wasserflüssen von $\sim 800 \text{ l}/(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot \text{bar})$. Ein anfänglicher Permeabilitätsverlust wurde bei vielen Membranen beobachtet (Klarwasserbestimmung 2). Die Reinigungen mit alkalischem Ultrasil und NaOCl wirken gut gegen die überwiegend organischen Verschmutzungen, die nach der Filtration von Belebtschlamm die Klarwasserpermeabilität auf unter $100 \text{ l}/(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot \text{bar})$ absinken ließen. Lange Einwirkzeit und hohe Temperatur wirken sich positiv auf das Reinigungsergebnis aus. Die Verringerung der Permeabilität durch eine saure Reinigung (Klarwasserbestimmung 5) wurde durch Partikelablösungen im Waschkreislauf hervorgerufen.

Die tatsächliche Reinigungsstrategie ist abhängig von der tatsächlichen Verschmut-

zung der Membran. Dazu zählen Verschmutzungsart und Verschmutzungsgeschwindigkeit, die wiederum auch durch die tatsächliche Betriebsweise der Membran bestimmt wird. Eine endgültige Reinigungsstrategie für die MKA01 kann also erst im Betrieb der Anlage entwickelt und angepasst werden (vgl. Kapitel 5.3.7). Die Reinigungsstrategie im Betrieb sollte so intensiv wie nötig und so wenig aufwendig wie möglich sein um ein gewünschtes Reinigungsziel zu erreichen. In den Voruntersuchungen wurde gezeigt mit wieviel Aufwand welches Reinigungsergebnis erzielt werden kann.

5.1.3 Filtration von Belebtschlamm

Mit den gewonnenen Erfahrungen zur Reinigung der Membranen bis zur Ausgangspermeabilität können jetzt Experimente zur Standzeitverlängerung zwischen den Hauptreinigungen (intensive cleaning) durchgeführt werden. Die Vergleichbarkeit zwischen den Filtrationen ist gegeben, wenn die Membranen bei Filtrationsbeginn die gleiche Permeabilität aufweisen. Die Filtrationen mit Belebtschlamm wurden mit der Anlage zur Filterreinigung T02, dargestellt in Kapitel 4.2.2, durchgeführt.

Die in Abbildung 5.3 dargestellten Ergebnisse stammen von drei Filtrationen bei $50 \text{ l}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ und $450 \text{ U}/\text{min}$. Alle Filtrationen wurde ohne Rückspülung durchgeführt. Alle 30 Minuten wurde der Filter für eine Dauer von 30 s zur Entlüftung angehalten (Filtration ohne Hilfsmittel). Eine Verlängerung der Standzeit der Membranen

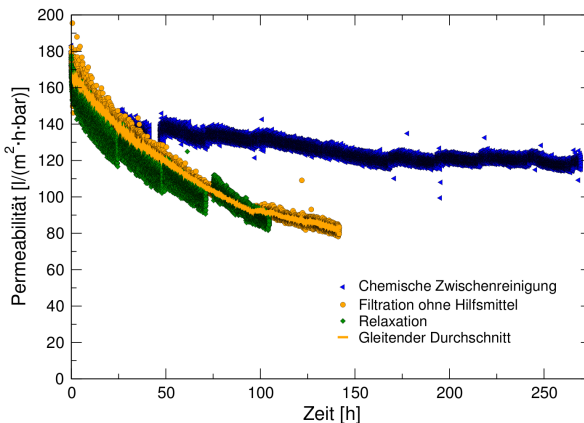


Abbildung 5.3: Ergebnisse der Filtration von Belebtschlamm

durch Relaxation, d. h. ein täglicher Stillstand der Filtration für vier Stunden, konnte nicht erreicht werden. Eine tägliche chemische Zwischenreinigung mit 200 ppm NaOCl für 3 Minuten im rückwärtigen Filtratstrom lässt die Permeabilität auch nach 250 Betriebsstunden nicht unter $120\text{l}/(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot \text{bar})$ fallen.

Das heißt, dass bei der Durchführung von chemischen Zwischenreinigungen der Auslegungsfluss deutlich erhöht werden kann. Dies reduziert die auszulegende Filterfläche wesentlich und damit direkt die Investitionskosten der Membrananlage. Auf der anderen Seite werden die Betriebskosten durch zusätzliche Chemikalien- und Personalkosten erhöht. Die Umweltbelastung wird durch zusätzliche Chemikalien und ihre Zerfallsprodukte (Desinfektionsnebenprodukte) belastet. Der Einfluss auf den Nettofluss und damit die zu installierende Membranfläche ist bei der getesteten betriebsweise $< 1\%$.

Für semidezentrale Anlagen ist der Einsatz von chemischen Zwischenreinigungen zu vermeiden, da diese Anlagen mit möglichst geringer Wartung auskommen sollen. Die momentan am Markt erhältlichen Niederdruckmembransysteme sind jedoch alle mit Polymermembranen ausgestattet, die ohne chemische Zwischenreinigung mit den üblicherweise ausgelegten Flüssen nicht auskommen.

5.1.4 Membranbioreaktor mit synthetischem Abwasser

Zur Untersuchung der Leistungsfähigkeit der Membranbiologie über den Abbau der gelösten Abwasserbestandteile, wie sie in der Großanlage zu erwarten sind, wurde ein Membranbioreaktor im Technikumsmaßstab mit synthetischem Abwasser T04 betrieben. Der Versuchsaufbau ist in Kapitel 4.2.4 dargestellt.

Abbildung 5.4 zeigt die Stickstoffkonzentrationen im Zu- und Ablauf der Versuchsanlage über einen Zeitraum von 2 Monaten. Die Verweilzeit in der Nitrifikation lag zwischen 4 und 14 Stunden. Die Messungen im Filtrat lagen unabhängig von den eingestellten Verweilzeiten und dem Rücklaufstrom unter $0,05\text{ mg/l}$ Ammoniumstickstoff. Damit kann man die Nitrifikation unter den gewählten Bedingungen bei einer Temperatur von ca. $20\text{ }^\circ\text{C}$, 2 mg/l gelöstem Sauerstoff und einer Belebtschlammkonzentration von 0,5 bis 1% TR bei Umsätzen von über 99% als vollständig betrachten. Der in den meisten Kläranlagen geltende Grenzwert von 10 mg/l wird um mehr als eine Zehnerpotenz unterschritten. Die Zulaufstickstoffkonzentration von $30\text{--}40\text{ mg/l}$ wurde vor der Auswahl des Demonstrationsstandortes in Anlehnung an den durchschnittlichen Kläranlagenzulauf gewählt. Wichtig für die Untersuchungen war die nahezu vollständige Nitrifikation zur Untersuchung der Denitrifikation.

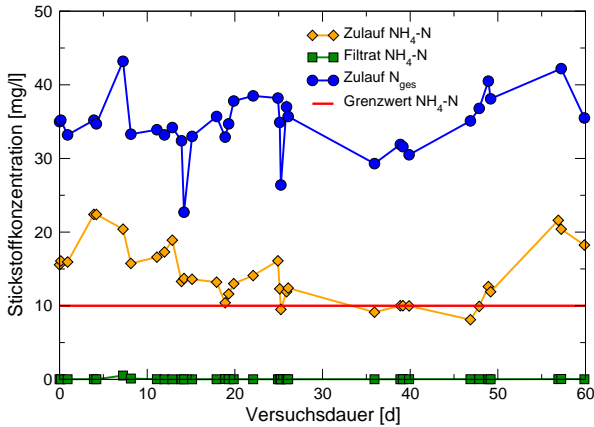


Abbildung 5.4: Ergebnisse der Stickstoffelimination bei der Nitrifikation in der Technikumsanlage

Eine optimierte Betriebsweise der Denitrifikation kann durch Variation des Rücklaufverhältnisses zwischen hydraulischem Zulauf und Kreislaufwasserführung erreicht werden. Dabei ändert sich die hydraulische Verweilzeit im Denitrifikationsreaktor und somit die Zeit, die den Mikroorganismen zum Abbau von Nitrat zu elementarem Stickstoff zur Verfügung steht. In den hier beschriebenen Experimenten wurde die hydraulische Verweilzeit in der Denitrifikation von 9–73 Minuten durch Änderungen des hydraulischen Zulaufs und des Rücklaufverhältnisses variiert. Die verwendeten Betriebsparameter sind in Tabelle 5.2 dargestellt.

In Abbildung 5.5 ist der Nitratstickstoffumsatz in Abhängigkeit von der mittleren

Tabelle 5.2: Betriebsparameter der Technikumsanlage T04

Zulauf	Rücklauf- verhältnis	Verweilzeit Denitrifikation
l/h	-	min
1,6	2,4	73
1,8	3,3	51
1,8	5,5	34
3,6	3,3	26
1,8	7,7	25
5,3	3,3	17
5,0	7,4	9

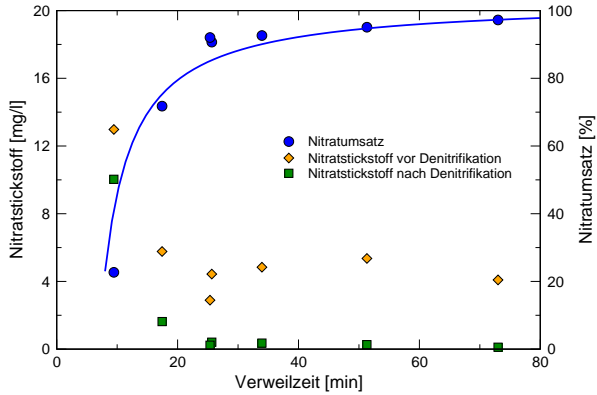


Abbildung 5.5: Nitratkonzentration und -umsatz der Denitrifikation über der Verweilzeit

hydraulischen Verweilzeit im Denitrifikationsreaktor dargestellt. Dieser errechnet sich aus der gemessenen Zulauf- und Ablaufkonzentration der Denitrifikation an Nitratstickstoff. Die hohe Zulaufkonzentration an Nitrat bei niedrigen Verweilzeiten ergibt sich aus den dafür eingestellten höchsten hydraulischen Belastungen der Anlage. Schon nach weniger als einer halben Stunde Verweilzeit werden sehr hohe Nitratumsätze erreicht. Während bei niedrigen Verweilzeiten niedrige Umsätze erreicht werden, steigen diese mit der Verweilzeit rasch an, um auf hohem Niveau ab über 95 % zu sättigen. Dabei müssen als wesentliche Einflussfaktoren auf den Umsatz nicht nur die Verweilzeit und die Biomassekonzentration im System berücksichtigt werden [54], sondern vor allem die Einflüsse auf die Leistungsfähigkeit der Mikroorganismen Beachtung finden. Wichtige Einflussfaktoren sind neben der Temperatur das aufwuchsfähige Reaktorwandfläche/Volumen-Verhältnis, das beim Upscaling in den technischen Maßstab beachtet werden muss, und die biologische Aktivität hemmende Faktoren wie z. B. gelöster Sauerstoff in der Denitrifikation.

Die Ergebnisse des Betriebs eines Membranbioreaktors mit synthetischem Abwasser fanden bei der Auslegung der Biologie der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott beispielsweise insofern Berücksichtigung, als dass der maximale Rücklaufstrom aus der Nitrifikation in die Denitrifikation immer eine minimale Verweilzeit von 20 Minuten gewährleistet.

5.2 Betrieb der Pilotanlage

Vor der großtechnischen Realisierung wurde der in Kapitel 4.3 beschriebene Membranbioreaktor mit Rotationsscheibenfilter, wie im Technikum untersucht, als Pilotanlage P01 auf der Kläranlage Tauberbischofsheim für ca. ein Jahr mit kommunalem Abwasser mit Industrieinfluss betrieben.

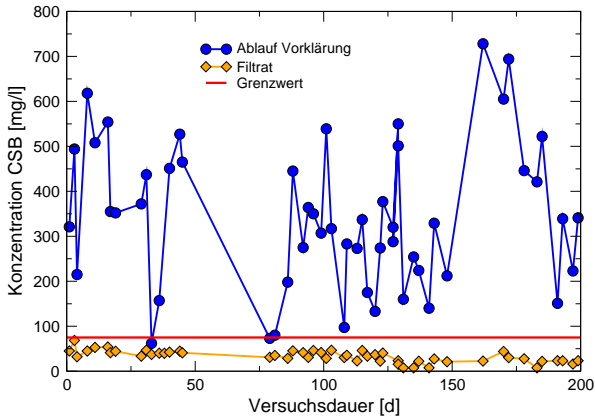


Abbildung 5.6: Ergebnisse der CSB-Entfernung der Pilotanlage, dargestellt als CSB-Konzentrationen im Zu- und Ablauf der Biologie

Am Rotationsscheibenfilter traten während des Betriebs der Pilotanlage keine technischen Schwierigkeiten auf. An der Pilotanlage gab es, bedingt durch den Maßstab, Probleme mit Verstopfungen von Schläuchen. Abgesehen von Betriebsstörungen, war die Reinigungsleistung der Pilotanlage sehr gut. Der CSB im Zulauf zur Pilotanlage lag bis über 1000 mg/l. Exemplarisch zeigt Abbildung 5.6 die Zulauf- und Ablaufkonzentrationen der Biologie der Pilotanlage für den CSB über einen Zeitraum von 200 Tagen. Trotz starker Schwankungen der Zulaufwerte lagen die Ablaufwerte des CSB immer unter 50 mg/l. Der CSB-Abbau lag damit typisch über 90%, der Grenzwert von 75 mg/l wurde eingehalten. Der hier nicht dargestellte Stickstoffabbau lag über 70%.⁴

⁴ Die Leistung des entwickelten Konzepts in Bezug auf Stickstoff- und Phosphorelimination sind detailliert anhand der MKA01 im Folgenden dargestellt. Der Schwerpunkt des Betriebs der Pilotanlage lag in der Generierung von Betriebserfahrungen.

5.3 Großtechnische Realisierung

5.3.1 Membrankläranlage Heidelberg-Neurott

Die Membrankläranlage Heidelberg-Neurott (MKA01) wurde im Rahmen dieser Arbeit konzipiert und ausgelegt. Die Installation der Anlage erfolgte von Juni bis September 2005. Am 15. September 2005 nahm die Kläranlage den Betrieb auf und im Dezember wurde sie nach Anschluss von sechs der sieben Pumpwerke feierlich eröffnet. In Heidelberg-Neurott steht somit die erste semidezentrale Membrankläranlage mit Rotationsscheibenfiltern. Die Anlage wurde mit Bellmer-Fine-Filtern (BFF) ausgerüstet. Der BFF ist der von der Firma Gebrüder Bellmer, Niefern-Öschelbronn, in Lizenz gefertigte Rotationsscheibenfilter. Der Anlagenbau wurde von der Firma Eisenmann, Holzgerlingen, realisiert.

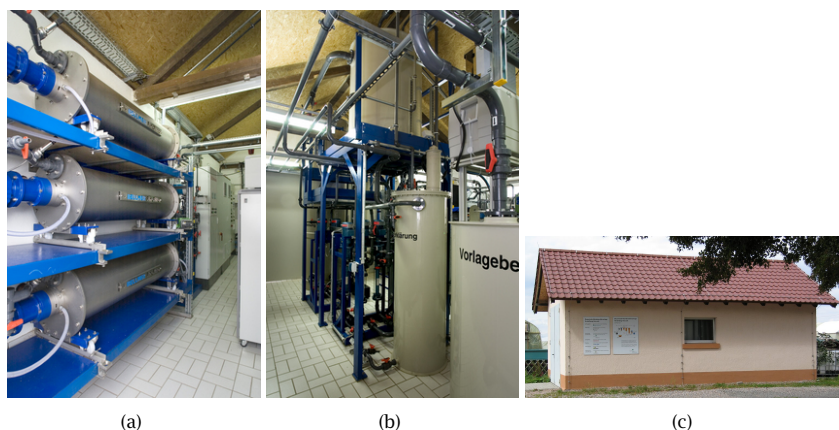


Abbildung 5.7: Ansichten der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott: (a) Filterstufe zur Abtrennung des Belebtschlammes. (b) Die geschlossene Bauweise verhindert das Austreten von Aerosolen. (c) Die gesamte Technik der Anlage ist im ehemaligen Feuerwehrgerätehaus untergebracht.

Abbildung 5.7 zeigt Fotos der Demonstrationsanlage MKA01 in Heidelberg-Neurott. Für die Charakterisierung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott und Darstellung und Bewertung ihrer Leistung wurde als Messzeitraum das Jahr 2006 gewählt. Zusätzliche Messergebnisse aus dem Jahr 2007 ergänzen die Betrachtungen und sind als solche gekennzeichnet. Die Ergebnisdarstellung beginnt mit der Ermittlung der tatsächlichen Zulaufbelastung zur Anlage. Danach wird die Leistung der biologischen Abwasserreinigung anhand der Ablaufwerte und Eliminationsgrade

dargestellt. Die für die Gesamtbeurteilung zusätzlich notwendigen Informationen zur Anlagengröße, Hydraulik und Schlammbeschaffenheit sowie -verweilzeit sind in den Abschnitten 4.4.2.4, 5.3.2 und 5.3.6 dargestellt. Das detaillierte Verfahrensschema befindet sich in Abbildung B.1 in Anhang B. Im Messzeitraum 2006 wurde die MKA01 ohne Vorfiltration mit Vorklärung und Bypass betrieben.

5.3.2 Ermittlung der Zulaufbelastung

Die größte Unsicherheit bei der Konzepterstellung und Planung bestand in der Vorhersage des Abwasseraufkommens, dessen zeitlichen Anfalls und der unterschiedlichen Konzentrationen der Abwasserinhaltsstoffe. Die Ergebnisse sind im Folgenden dargestellt.

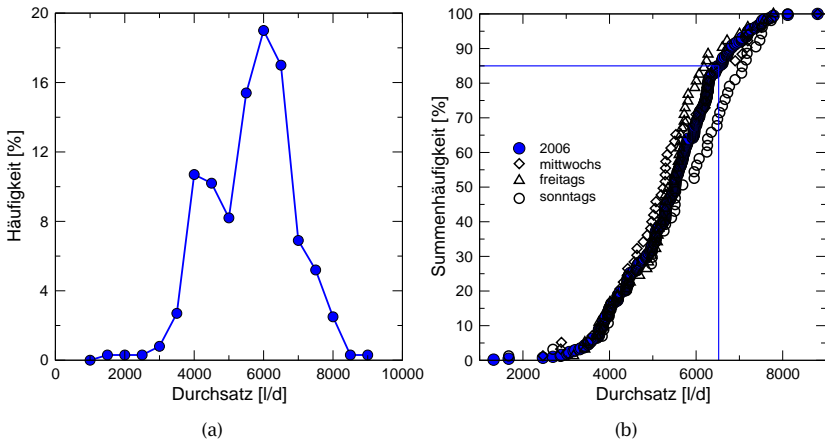


Abbildung 5.8: (a) Dichtefunktion und (b) Summenverteilung des Durchsatzes der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott in 2006

In Abbildung 5.8 sind Dichtefunktion und Summenverteilung des Durchsatzes durch die Membrankläranlage Heidelberg-Neurott im Jahr 2006 dargestellt. Für die Ermittlung der Dichtefunktion wurde eine Klassenbreite von 500 l/d gewählt. Die Dichtefunktion weist zwei ausgeprägte Maxima um 4000 l/d und um 6000 l/d auf, wobei die häufigsten Tagesdurchsätze um 6000 l/d liegen. Betrachtet man die Summenverteilung der Tagesdurchsätze so wird deutlich, dass 90% aller Tagesdurchsätze über 3000 l/d und unter 8000 l/d betragen. Das 85-Perzentil liegt bei 6522 l/d.

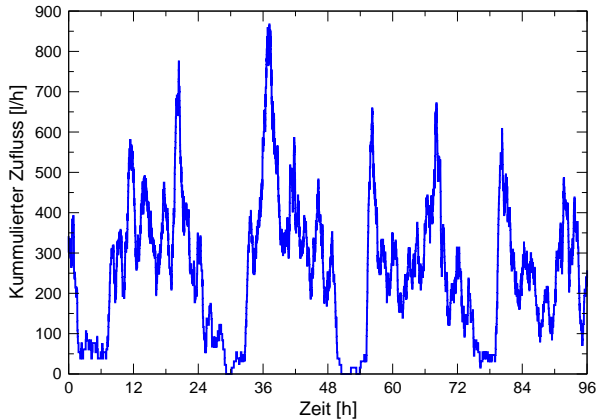


Abbildung 5.9: Typische Zulaufganglinie der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott über vier Tage im Jahr 2006, Beginn: 21 Uhr

In einem kleinen Entwässerungsgebiet sind starke Schwankungen der Zuläufe zu erwarten. Abbildung 5.9 zeigt exemplarisch die kumulierten Zuflüsse zu den Pumpwerken über 4 Tage. Die Nächte, das heißt die Zeit von 0–5 Uhr oder bis 6 Uhr, markieren typische Schwachlastzeiten mit 0–20% des durchschnittlichen Zuflusses. Während des Tages gibt es typischerweise zwei ausgeprägte Spitzenzuflüsse, der Erste am Vormittag und der Zweite am Abend.

Der Vorlagebehälter mit ca. 2 m³ Volumen und die Pumpwerke puffern die Zulaufschwankungen zum großen Teil ab. Die vollständige Abarbeitung des Zuflusses erfolgt über die Variation des Durchsatzes durch die Anlage. Betrachtet man die Tagesdurchschnitte der bearbeiteten Abwassermenge, so fällt sonntags signifikant mehr Abwasser an als an durchschnittlichen Tagen. Abbildung 5.8b zeigt weiterhin, dass freitags und teilweise mittwochs weniger Abwasser als an durchschnittlichen Tagen anfällt. Insgesamt gesehen sind diese Schwankungen aber gering, vor allem im Vergleich zu Kläranlagen mit Mischwasserzufluss.

Die Auslegung der Anlage erfolgte, wie in Kapitel 4.4.2.3 beschrieben, auf einen durchschnittlichen Tagesdurchsatz von 6 600 l/d und einen maximalen Zufluss von 9 900 l/d. Der maximale Tagesdurchsatz wurde 2006 nicht erreicht. Der mittlere Tagesdurchsatz wurde sehr präzise prognostiziert, wobei zu beachten ist, dass Pumpwerk 1 erst im Juni 2006 angeschlossen wurde.

Die stoffliche Zulaufbelastung zur Membrankläranlage Heidelberg-Neurott wird bei allen Begehungen durch Stichproben des Vorlagebehälters 10B01 dokumentiert. Ta-

Tabelle 5.3: Stichprobenmessungen der Abwasserzusammensetzung in Heidelberg-Neurott im Vergleich zu den erwarteten Konzentrationen (vgl. Tabelle 4.3) im Zeitraum Januar-Dezember 2006

Parameter	CSB mg/l	N _{ges} mg/l	NH ₄ -N mg/l	PO ₄ -P mg/l
Minimum	420	87,5	63,3	4,0
Maximum	2414	170,0	152,0	63,0
Median	1074	131,0	109,0	17,0
Mittelwert	1076	131,9	109,6	18,8
Erwartet	1091	100	n/a	16
Messungen	76	60	86	72

belle 5.3 fast die Messungen der Parameter Ammoniumstickstoff, Gesamtstickstoff nach Laton, CSB und Orthophosphat im Jahr 2006 zusammen. Da Median und Mittelwert bei allen Parametern sehr dicht beieinander liegen, handelt es sich annähernd um normalverteilte Werte. Die geringsten Schwankungen zwischen minimalem und maximalem Wert weist Stickstoff mit einem Faktor von ca. 2–2,5 auf. Weiterhin kommen ca. 85% des gesamten Stickstoffs in Form von Ammonium auf der Kläranlage an. Der CSB schwankt um den Faktor sechs. Die größten Schwankungen gibt es beim Phosphat mit bis zu Faktor 16.

Im Vergleich zu den erwarteten Konzentrationen aus Tabelle 4.3 im Kapitel 4.4.1 liegen die mittleren Konzentrationen für CSB und Phosphat sehr dicht beieinander. Die mittlere Stickstoffbelastung liegt um ca. 30% höher als erwartet.

In Abbildung 5.10 sind die Zuläufe der Nährstoffparameter im Jahr 2006 als Konzentrationen sowie als Frachten dargestellt. Der Verlauf der Konzentrationen (Abbildung 5.10a) weist keine ausgeprägten jahreszeitlichen Schwankungen auf. Besonders die Phosphor- und Stickstoffkonzentrationen liegen nach dem Misch- und Ausgleichsbehälter 10B01 übers Jahr stets im gleichen Bereich. Im August und September wurden relativ niedrige CSB-Konzentrationen von 500–1 000 mg/l gemessen, die sonst im Bereich zwischen 1 000–1 500 mg/l liegen.

Die in Abbildung 5.10b dargestellten Frachten wurden aus den Stichprobenmessungen und dem zugehörigen täglichen Abwasserstrom berechnet. Auf die zusätzliche Messung von Tagesmischproben wurde verzichtet, da die Konzentrationsänderung im Ablauf des Misch- und Ausgleichsbehälters in der Regel nur gering ausfällt, wie im Folgenden noch gezeigt wird. Die Anlage musste in 2006 eine relativ konstante Phosphorfracht von ca. 0,1 kg/d verarbeiten. Die CSB-Fracht lag in der Regel zwischen 4–6 kg/d, weist jedoch große Schwankungen bis 2 kg/d im unteren Bereich und bis ca. 11 kg/d in der Spitze auf. Ein signifikanter Jahresgang kann für den CSB

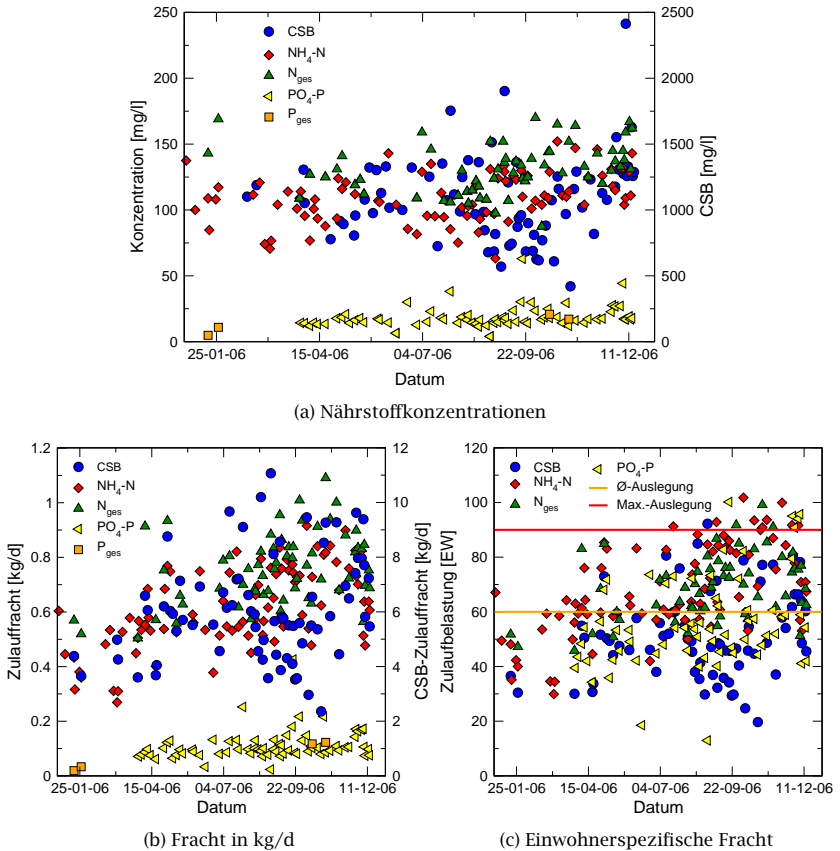


Abbildung 5.10: Zulaufkonzentrationen, Zulaufmengen und einwohnerspezifische Zulaufmengen in 2006

nicht beobachtet werden. Die Stickstofffracht im Zulauf zur Anlage nahm 2006 von ca. 0,5 kg/d auf ca. 0,8 kg/d zu.

Eine Erklärung für die steigenden Stickstoffwerte könnte im Anstieg der angeschlossenen Einwohner liegen. Im Juni 2006 hat das letzte Hauspumpwerk seinen Betrieb aufgenommen, während alle anderen Pumpwerke in den ersten zwei Betriebsmonaten der Anlage im Herbst 2005 angeschlossen wurden. Eine weitere Erklärung für die höhere Stickstofffracht im Sommer und Herbst ist der Einsatz von Saisonarbeitern in den zwei landwirtschaftlichen Betrieben der Siedlung. Diese Hypothese wird durch den deutlichen Abfall der Stickstofffracht im November und Dezember

gestützt, eine statistische Absicherung ist jedoch erst nach Beobachtung weiterer Jahrgänge möglich.

Die Verteilung der einwohnerspezifischen Zulauffrachten der Nährstoffe in 2006 ist in Abbildung 5.10c dargestellt. Damit werden im Wesentlichen die Ergebnisse der vorhergehenden Betrachtung gestützt. Die hohen einwohnerspezifischen Phosphatfrachten, die besonders häufig im November und Dezember 2006 gemessen wurden, resultieren aus den Experimenten zur Schlammwasserrückführung (vgl. Kapitel 5.3.6). Auffallend sind die niedrigen einwohnerspezifischen Frachten für CSB im Vergleich zu Stickstoff, die meist unter 50 EW liegen und erst gegen Jahresende wieder ansteigen. Die durchschnittlich bemessene Fracht von 60 EW wird von Stickstoff ab Juni fast immer überschritten. Die maximale Bemessungsfracht von 90 EW wird von Stickstoff im dritten Quartal 2006 regelmäßig überschritten.

Zusätzlich zu den routinemäßigen Stichprobenmessungen wurde von Dezember 2005 bis Februar 2006 eine Messkampagne gestartet. Dazu wurden sowohl die einzelnen Pumpwerke als auch der Vorlagebehälter 10B01 beprobt. Abbildung 5.11 zeigt zum einen die Belastung mit Kohlenstoff-, Stickstoff- und Phosphorverbindungen der verschiedenen Pumpwerke zum gleichen Zeitpunkt. Zum anderen sind vier exemplarische Zeitpunkte dargestellt. Sowohl die Konzentration als auch die Verhältnisse der Konzentration der Abwasserinhaltsstoffe schwanken sehr stark. Die Skalierung der Primär- und Sekundärordinaten ist so gewählt, dass sich ein CSB:N-Verhältnis von vier darstellt. Pumpwerk 5 liefert ein deutlich günstigeres CSB:N-Verhältnis durch hohe CSB-Konzentrationen als alle anderen Pumpwerke. Der Einfluss der Abwasserzusammensetzung von Pumpwerk 2 auf die Gesamtzusammensetzung ist am größten, da von diesem Pumpwerk das meiste Abwasser produziert wird. Mit mehr als doppelt so hohem Gesamtstickstoffeintrag im Vergleich zum Ammoniumstickstoff an den Tagen (c) und (d) sind die Einträge organischen Stickstoffs signifikant höher als die anderer Pumpwerke. Da die Gaststätte als Haupteinleiter des Pumpwerks 2 bekannt ist, kann der Ursprung des organischen Stickstoffs beispielsweise in Proteinen aus der Küche vermutet werden.⁵ An Ruhetagen der Gaststätte oder bei wenig Besuch gleicht das Stickstoffverhältnis dem anderer Pumpwerke.

Im nächsten Schritt wurde, dargestellt in Abbildung 5.12, stündlich eine qualifizierte Stichprobe über einen ganzen Tag im Vorlagebehälter 10B01 gezogen. Die Stickstoffkonzentration liegt über den ganzen Tag gleichmäßig um 100 mg/l Ammoniumstickstoff und um 120 mg/l Gesamtstickstoff. Der Phosphorgehalt des Ab-

⁵ Diese Hypothese wird gestützt durch die Auswertung von 0,45 µm-filtrierte Proben, die diesen organischen Stickstoff nicht mehr enthalten. Nichthydrolysiertes Harnstoff ist v.a. bei kaltem Wetter eine weitere Quelle für organischen Stickstoff.

5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

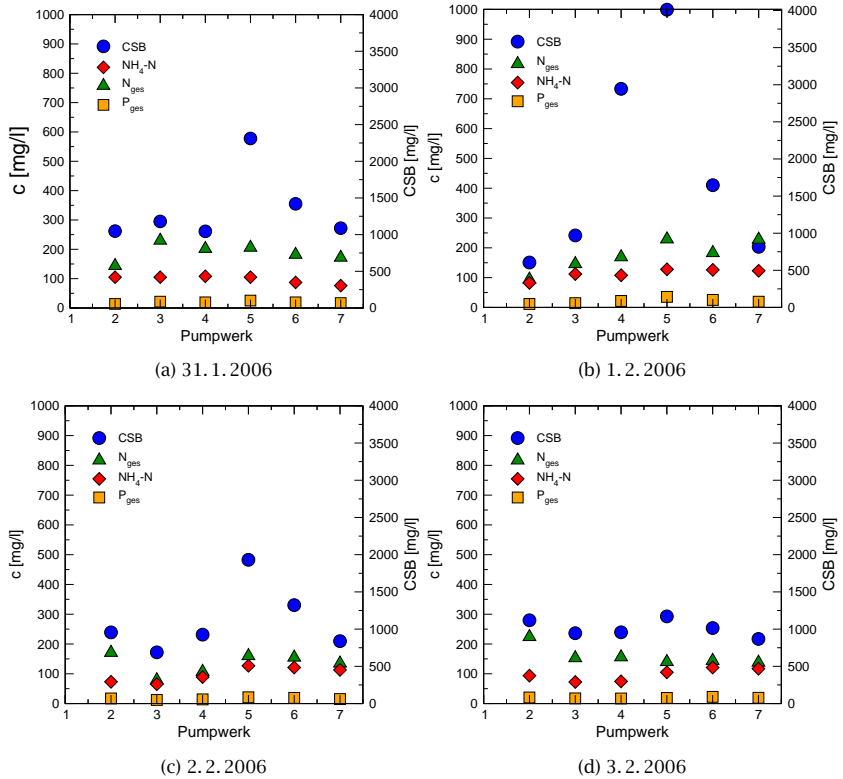


Abbildung 5.11: Zulaufkonzentrationen der Pumpwerke zu verschiedenen Zeitpunkten

wassers lag an diesem Tag der Messung mit um 50 mg/l Gesamtphosphor sehr hoch. Die Kohlenstoffverbindungen, gemessen als CSB, zeigen als einzige analysierte Stoffgruppe einen Tagesgang mit einem Maximum von fast 1 200 mg/l und einem Minimum von 850 mg/l.

Als längster zusammenhängender Messzyklus während der Messkampagne wurde eine Woche gewählt. Abbildung 5.13 stellt die qualifizierten stündlichen Stichproben aus dem Vorlagebehälter 10B01 über den Zeitraum einer Woche beginnend Ende Januar 2006 dar. Die Konzentration des Gesamtphosphors liegt in dieser Woche um 20 mg/l. Auch für die Stickstoffkonzentration ergeben sich keine ausgeprägten Tagesgänge. Dies bedeutet jedoch nicht, dass die Stickstoffkonzentrationen über die Zeit konstant sind. Die Konzentration des Ammoniumstickstoffs

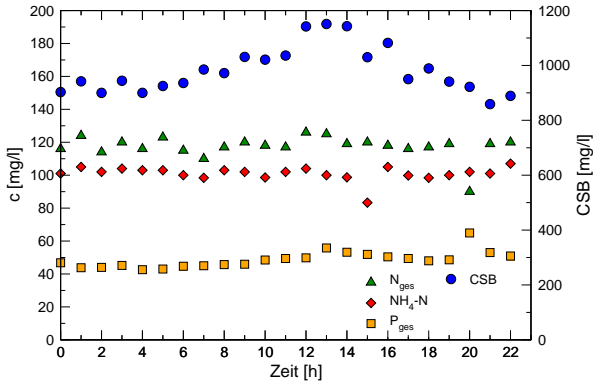


Abbildung 5.12: Zulaufkonzentrationen über einen Tag im Dezember 2005

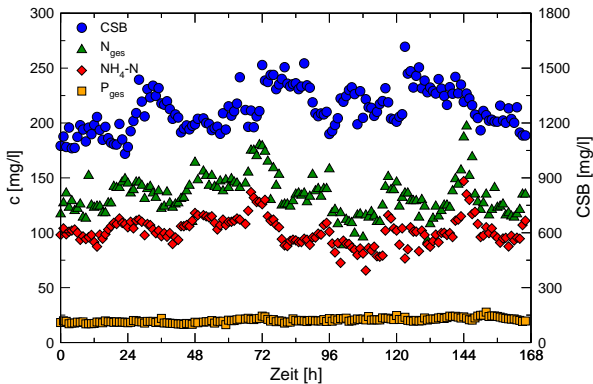


Abbildung 5.13: Zulaufkonzentrationen über eine Woche im Januar/Februar 2006

schwankt zwischen 75 mg/l und 125 mg/l und variiert damit deutlich um den Mittelwert. Einen dem Ammoniumstickstoff sehr ähnlichen Verlauf weist die Gesamtstickstoffkonzentration auf. Begründet werden kann der Verlauf zum einen aus dem hohen Anteil des Ammoniumstickstoffs am Gesamtstickstoffanteil und zum anderen aus dem relativ konstanten Verhältnis zwischen organischem Stickstoff und Ammoniumstickstoff im Zulauf während der Messungen. Die Gesamtstickstoffkonzentration liegt nicht unter 100 mg/l und steigt in zwei Spitzen bis auf über 180 mg/l an. Der Verlauf der CSB-Konzentration folgt über der Woche nicht dem Verlauf der Stickstoff-Konzentration. Durch ein Aufeinandertreffen von niedrigen CSB-Konzentrationen und Stickstoffspitzen kann sich das CSB:N-Verhältnis

5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

ungünstig verschieben. Der CSB-Konzentrationsbereich liegt mit 1 000–1 500 mg/l deutlich enger als die Unterschiede zwischen den einzelnen Pumpwerken.

Insgesamt gelingt die Vergleichmäßigung der Abwasserinhaltsstoffe sehr gut im Hinblick auf die Spitzenzuläufe der einzelnen Stoffgruppen und das Nährstoffgemisch. Unterstrichen wird diese Aussage bei der Betrachtung der Frachten, gezeigt in Abbildung 5.14. Die Nährstoffe Kohlenstoff, Stickstoff und Phosphor liegen gleichmäßig im Bereich zwischen 45 und 55 EW. Die Mittelwerte für die Kohlenstoff- und Phosphorfracht liegen bei 45 bzw. 48 EW mit einer Standardabweichung von 4,0 bzw. 4,1 EW. Lediglich die Stickstofffracht liegt teilweise darüber. Hier beträgt der Mittelwert 52,2 EW und die Standardabweichung 7,7 EW.

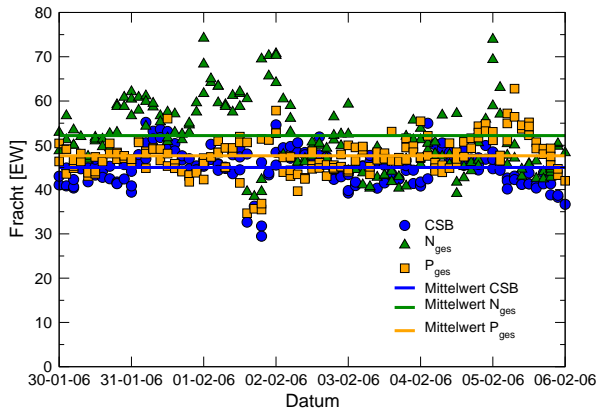


Abbildung 5.14: Spezifische Einwohnerfracht über eine Woche im Januar/Februar 2006

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die hydraulische Belastung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott sehr präzise prognostiziert wurde. Die maximale hydraulische Belastung wurde bisher nicht erreicht. Die hydraulischen Schwankungen können mit dem installierten Misch- und Ausgleichsvolumen sehr gut ausgeglichen werden. Die stoffliche Belastung der Parameter CSB und Phosphor sind ebenfalls sehr präzise prognostiziert, während die Stickstofffracht mit bis zu 90 EW auch über längere Zeiträume über der durchschnittlich dimensionierten Belastung liegt.

5.3.3 Leistung der biologischen Abwasserreinigung

Die Leistung der biologischen Abwasserreinigung wird im Folgenden zunächst mit der Analyse der Ablaufwerte dargestellt. Danach erfolgt die Bestimmung des Eliminationsgrads der Nährstoffe. Hierbei wird der Abscheidegrad in der Vorklärung und die Trennschärfe der Filtration zur Belebtschlammabtrennung einbezogen, obwohl diese strenggenommen mechanische Verfahren der Abwasserreinigung und nicht biologische Abwasserreinigungsverfahren darstellen. Diese Vorgehensweise wurde gewählt, da die biologische Abwasserreinigung ohne diese mechanischen Verfahrensschritte nicht funktioniert und die automatische Probenahme nur nach der Schlammabtrennung sinnvoll und im Vorlagebehälter möglich war. Der Ablauf der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott wird über Online-Messungen der Parameter TOC, $\text{NO}_x\text{-N}$, $\text{NH}_4\text{-N}$ sowie $\text{PO}_4\text{-P}$ überwacht. Des Weiteren wurden Stichproben im Labor gemessen (vgl. Kapitel 4.5).

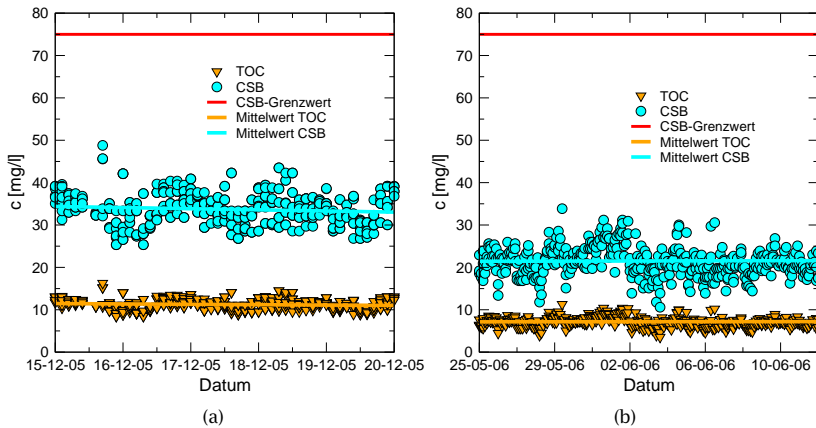


Abbildung 5.15: Online-TOC- und CSB-Ablaufkonzentration der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott (a) im Dezember 2005 und (b) im Mai/Juni 2006

Die TOC-Online-Messung wurde phasenweise durchgeführt, da die Betreuung des Geräts sehr aufwändig ist. Zwei exemplarische Ergebnisse der TOC-Messung sind in Abbildung 5.15 dargestellt. Der TOC liegt typischerweise bei ca. 10 mg/l. Der CSB errechnet sich mit einem Faktor von drei und liegt typischerweise zwischen 20 und 40 mg/l. Diese konstant tiefen Werte können, bei ausreichender Belüftung, quasi unabhängig von den Zulaufwerten erreicht werden, da Schlammabtrieb technologisch ausgeschlossen ist. Der Grenzwert von 75 mg/l CSB wird deutlich unterschritten.

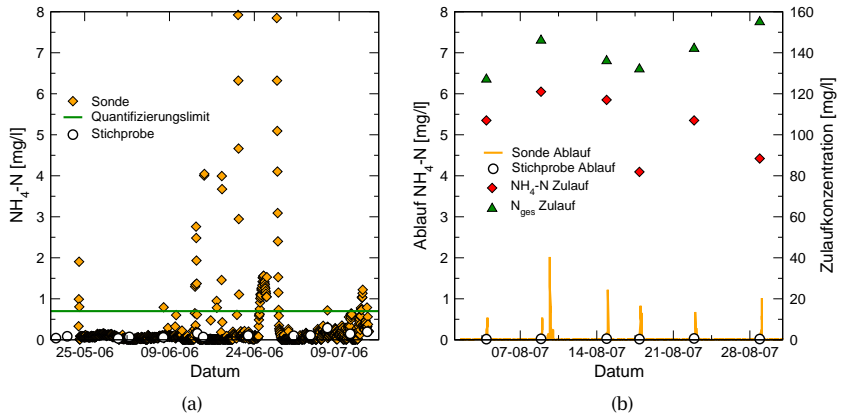


Abbildung 5.16: Online-Messung der Ammoniumkonzentration im Ablauf der Membrankläranlage Heidelberg Neurott (a) Mai/Juli 2006 (b) im August 2007

Die Stickstoffelimination beginnt mit der Nitrifikation, deren Ergebnisse in Abbildung 5.16 dargestellt sind. Abbildung 5.16a zeigt die Ammoniumablaufkonzentration im Mai/Juli 2006 sowie das Quantifizierungslimit der Online-Sonde. Die Messwerte liegen in der Regel unterhalb des Quantifizierungslimits wie die Vergleichsmessungen der Stichproben bestätigen. Bei den kurzzeitig aufgetretenen Spitzen konnte nicht zwischen echten Messwerten und Messartefakten nach der automatischen Kalibrierung des Geräts unterschieden werden. Trotzdem wird deutlich, dass die Nitrifikation nahezu vollständig über den gesamten Messzeitraum verläuft. In Abbildung 5.16b sind die mit der neuen Sonde gemessenen Ablaufwerte für Ammonium im August 2007 dargestellt. Die konstant tiefen Ablaufwerte für Ammonium und damit fast vollständigen Umsätze des Zulaufstickstoffs auch bei hohen Konzentrationen konnten bestätigt werden. Die kleinen, kurzzeitigen Spitzen wurden durch die Aufkonzentrierung des Schlamms im Filter zur konzentrierten Abtrennung des Belebtschlammes erzeugt (vergleiche Kapitel 5.3.6). Die kurze Spitze von 2 mg/l Ammoniumstickstoff am 9. August wurde durch den Start der Anlage nach einem zwölfstündigen Stillstand hervorgerufen.

Die Elimination des gebildeten Nitrats wird über den Kreislaufwasserstrom aus der Nitrifikation in die Denitrifikation geregelt. Die Online-Messung im Ablauf der Anlage überwacht die Einhaltung des Sollwerts von 10 mg/l. Abbildung 5.17a stellt die Ablaufwerte für die Summe aus Nitrat und Nitrit im Sommer 2006 über 100 Tage dar. Die Werte liegen typischerweise bei 5–12 mg/l, in Kohlenstoffmangelsituationen auch darüber. Abbildung 5.17b zeigt die Abhängigkeit des Online-Messwertes

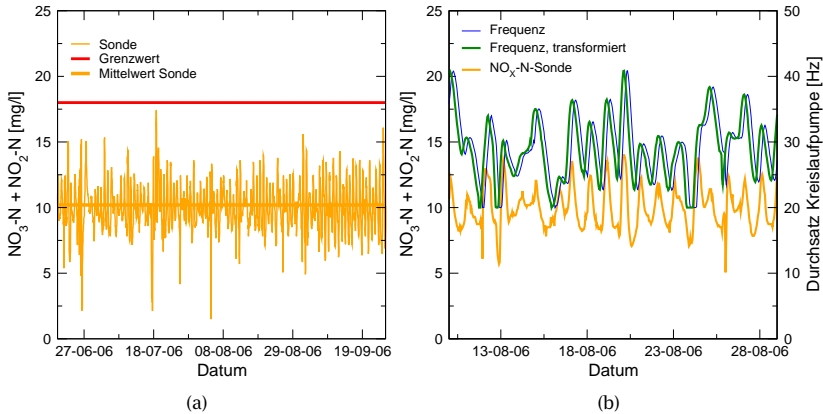


Abbildung 5.17: Onlinemessung Nitrat im Ablauf der Membrankläranlage (a) während 100 Tagen im Sommer 2006 und (b) in Abhängigkeit vom Kreislaufwasser

vom Durchsatz der Kreislaufwasserpumpe. Im dargestellten Zeitraum wird der Ablaufwert von 10 mg/l gut ausgegelt.

Auch wenn von der Behörde nicht explizit gefordert, findet durch die Membranfiltrationsstufe eine Keimreduktion statt, die zur Einhaltung der EU-Badegewässerrichtlinie führt. Allerdings birgt der zwar tiefe, aber im Abwasser immer vorhandene, organische Restgehalt die Gefahr der Rückverkeimung des gereinigten Abwassers. Sollte dies unerwünscht sein und tatsächlich Abwasser mit Badegewässerqualität benötigt werden, muss die Rückverkeimung durch technische Maßnahmen, wie z. B. ein geschlossenes Leitungssystem und geschlossene Behälter, Luftfilter an der Be- und Entlüftung oder durch regelmäßige chemische Desinfektion, unterbunden werden.

In der folgenden Tabelle 5.4 sind die mittleren Ablaufwerte der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott für die einzelnen Parameter sowie die Elimination dargestellt. Im Mittel lag der CSB-Ablauf bei 35 mg/l und wurde um ca. 97% reduziert, wobei weniger als die Hälfte des Grenzwertes ausgeschöpft wurde. Das Ammonium wurde in 2006 um 99,9% reduziert. Der Ablauf lag mit sehr niedrigen 0,13 mg/l ungefähr eine Zehnerpotenz unter dem Grenzwert. Der Gesamtstickstoff wurde im Mittel um 91% reduziert. Der Grenzwert von 18 mg/l gilt für den gesamten anorganischen Stickstoff, der mit weniger als 9 mg/l zur Hälfte ausgeschöpft wird. Die mittlere Phosphorkonzentration im Ablauf der Anlage lag ohne weiterführende Maßnahmen bei 5,6 mg/l. Dies entspricht einer mittleren Elimination von 67%.

Tabelle 5.4: Mittlere Ablaufkonzentrationen der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott ermittelt aus den Stichprobenmessungen in 2006 und der Eliminationsgrad

Parameter	Ablauf mg/l	Messungen Anzahl	Grenzwert mg/l	Zulauf mg/l	Mittlere Elimination %
CSB	35	102	75	1074	96,7
NH ₄ -N	0,13	119	10	109	99,9
NO ₃ -N	8,7	119	n/a	n/a	n/a
NO ₂ -N	0,13	119	n/a	n/a	n/a
N _{ges,anorg}	9,0	119	18	n/a	n/a
N _{ges}	11,8	66	n/a	131	91,0
PO ₄ -P	5,6	80	n/a	17	67,1

Für die Reduktion des Phosphorgehalts sind zunächst keine weiterführenden Maßnahmen geplant. Dennoch findet durch das Wachstum der Biomasse und Adsorptionsvorgänge eine Reduktion des Phosphatgehalts im Abwasser statt. Detaillierte Untersuchungen zur Phosphorelimination werden im Kapitel 5.3.5 behandelt.

In allen Parametern erzielt die Anlage sehr gute Ablaufkonzentrationen sowie sehr hohe Eliminationsraten. Damit die zeitweiligen Limitierungen der Stickstoffelimination durch Kohlenstoffmangel in der Denitrifikation nicht zu Grenzwertüberschreitungen führen, kann zum einen eine Erhöhung des Grenzwertes auf 25 mg/l erfolgen. Dieser erhöhte Grenzwert kann bei Anlagen angesetzt werden, die dabei mindestens 70% der anorganischen Stickstofffracht reduzieren. Zum anderen kann auch technisch die Dosierung einer externen Kohlenstoffquelle in Erwägung gezogen werden. Dadurch würden zwar die Betriebskosten erhöht, aber auch die Umwelt proportional entlastet.

5.3.4 Kritische Belastungssituation

Die Gelegenheit zur Testung der kritischen Belastungssituation der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott bot sich am Wochenende vom 30.06.–01.07.2007, denn es sollte das 70jährige Jubiläum der Bauernsiedlung Neurott öffentlich gefeiert werden. Die Dorfbewohner baten darum, einen öffentlichen Toilettenwagen mit WC und Waschbecken in ein Pumpwerk der Membrankläranlage entwässern zu dürfen.⁶ Die Prognosen für die Anzahl der Bewirtungsgäste wurden stark vom Wetter abhängig gemacht und mit maximal 400 Gästen angegeben. Das Fest startete am

⁶ Das Fest fand auf dem Vorplatz der Kläranlage statt. Als Attraktion wurde die Kläranlage auf Anregung der Dorfbewohner mit Führungen der breiten Öffentlichkeit vorgestellt.

Samstag, 30. Juni um 17 Uhr. Der Tag klang mit Tanz aus und wurde am Sonntag, 1. Juli ab 10 Uhr bis in den frühen Abend fortgeführt.

Die Schwierigkeit lag in der Prognose der hydraulischen Belastung und der Belastung der Biologie der Kläranlage. Der Vorfluter stellt kein ökologisch wertvolles Gewässer dar, da es ein stark vorbelastetes Gewässer ist und nicht durch ein Naturschutzgebiet fließt. Trotzdem sollte eine zusätzliche Belastung des Gewässers, über die Grenzwerte für Nährstoffe hinaus, vermieden werden. Die wesentlichen Strategien in der Vorbereitung bestanden darin, bis zum Festbeginn alle Speicher abzuarbeiten, um maximale hydraulische Kapazitäten zur Verfügung zu stellen und wenn diese, auch bei maximalem Anlagendurchsatz, nicht ausreichen sollten, Tankwagen zur Überleitung ins Hauptklärwerk in Bereitschaft zu halten.

Bei sommerlich warmem Ausflugswetter waren sowohl das Festzelt als auch die Gaststätte während der Festzeiten gut besucht. Dementsprechend wurde im Pumpwerk 2 für die Gaststätte und im Pumpwerk 3 mit dem Toilettenwagen mehr als doppelt soviel Abwasser erzeugt wie in den anderen Pumpwerken (vgl. Abbildung 5.18a). Aus Abbildung 5.18b wird ersichtlich, dass das Abwasser aus Pumpwerk 3 im Wesentlichen auf die Festgäste zurückzuführen ist, denn die verdichteten Pumpzeiten liegen genau zu den Festzeiten.

In Abbildung 5.18c sind die Füllstände der Pumpwerke sowie des Vorlagebehälters der Kläranlage und der Durchsatz durch die Anlage dargestellt. Am Samstag morgen waren alle Pumpwerke und der Vorlagebehälter auf minimalem Füllstand. Der Anlagendurchsatz fiel auf unter 300 l/h. Schon am Vormittag war ein deutlicher Anstieg des Füllstands im Vorlagebehälter zu beobachten, so dass durch händisches Eingreifen der Anlagendurchsatz ab Mittag auf maximalem stündlichen Durchsatz nach Auslegung lief. Ab Mitternacht wurde die Anlage mit deutlich geringerem Durchsatz betrieben, da der Stickstoffablaufwert der Ammonium-Online-Messung zu steigen begann. Bis zum Morgen des zweiten Festtages waren die Füllstände der Pumpwerke wieder auf das normale Niveau gesunken, der Vorlagebehälter aber immer noch voll. Im Tagesverlauf stiegen die Füllstände in den Pumpwerken stetig an, obwohl die Kläranlage ca. 80–90 % der stündlichen maximalen hydraulischen Kapazität bearbeitete. Nach Festende wurde zunächst die stoffliche Belastung der Anlage durch zeitweise Abschaltung des Zulaufs und Ablaufs zur Kläranlage (Batchbetrieb) abgebaut. Dadurch gab es insgesamt am 2. Juli, dem ersten Tag nach Festende, noch keine Entlastung der Pumpwerke. Die Speicher der Pumpwerke und Vorlagebehälter wurden erst im Laufe des 3. Juli geleert.

In Abbildung 5.19 ist der Durchsatz der Anlage vom Festsamstag bis Montag dargestellt. Die maximale hydraulische Auslegung der Anlage in Höhe von 413 l/h wurde über einen halben Tag gefahren, ohne Anstiege der Differenzdrücke der Filter über

5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

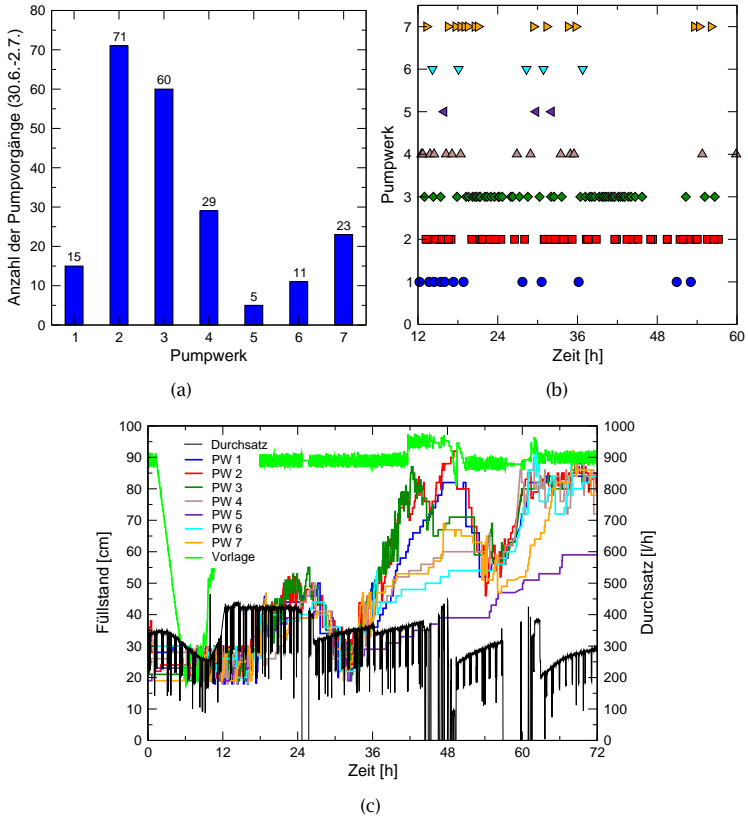


Abbildung 5.18: Hydraulische Zulaufcharakteristik für die kritische Belastungssituation am Festwochenende (a) Pumpvorgänge der einzelnen Pumpwerke über der Zeit, (b) zeitlicher Ablauf der Pumpvorgänge, (c) Füllstände der Pumpwerke und Vorlagebehälter sowie Anlagendurchsatz, Beginn: 30.06.2007, 0 Uhr

den normalen Ganglinienverlauf hinaus zu beobachten. Der hohe Abwasseranfall über das gesamte Wochenende wurde trotz hoher Ausgangsver Verschmutzung der Filter sehr gut bewältigt, denn die letzte chemische Reinigung fand im Dezember des Vorjahres statt.

Zusammenfassend kann für die hydraulische Belastung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott während des Festwochenendes festgehalten werden, dass der

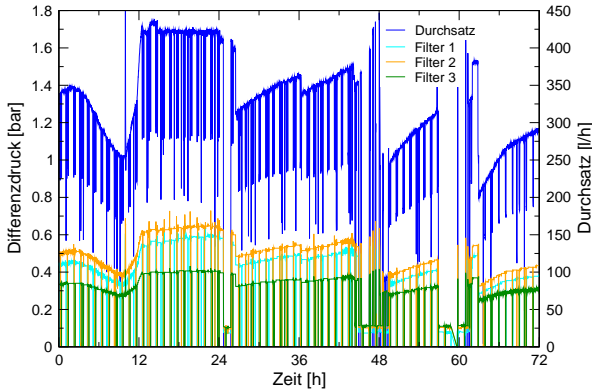


Abbildung 5.19: Durchsatz und Differenzdruck der Nachfiltration für die maximale Belastung, Beginn: 30.06.2007, 0 Uhr

ausgelegte Spitzendurchsatz keine Probleme bereitet hat. Die Filter haben zuverlässig mit einem maximalen Filtratfluss von ca. $191/(m^2 \cdot h)$ gearbeitet trotz mehr als sechsmonatigem Betrieb ohne chemische Reinigung. Die Größe der Speicher ist ausreichend dimensioniert.

Eine Messkampagne mit stündlichen qualifizierten Stichproben aus dem Zulauf und Ablauf der Kläranlage sollte Aufschluss über Belastung und Eliminationsleistung der Anlage geben. Die automatische Probenahme im Zulauf erfolgte aus dem gerührten Vorlagebehälter 10B01. Der automatische Probenehmer im Ablauf der Anlage ist direkt in die Ablaufleitung angeschlossen (vgl. Abbildung B.1 in Anhang B). In Abbildung 5.20a ist die einwohnerspezifische Zulaufbelastung am Festwochenende dargestellt. Während zu Festbeginn die Nährstoffbelastung schon ca. 30% über der Dimensionierung lag, wurde im weiteren Verlauf zusätzlich die Ausgewogenheit der Nährstoffe aufgehoben. Die Phosphorbelastung liegt ab Festsonntag ungefähr bei der durch die durchgezogene Linie gekennzeichneten Bemessungsbelastung von 90 EW. Die CSB-Belastung liegt mit ca. 80 EW leicht darunter. Die Stickstoffbelastung steigt zunächst bis auf ca. 170 EW an. Dies entspricht nahezu einer Verdopplung der maximalen Auslegungsbelastung. Ab Sonntag fällt die Stickstoffbelastung leicht, um bis Montag nach Ende des Festes auf ca. 110 EW bei ca. 20% über der maximalen Auslegungsbelastung zu stagnieren. Die stundenweise deutlich niedrigeren Belastungen zeigen die Zeiten im Batchbetrieb, der zur Entlastung der Anlage gefahren wurde. Die Absenkung der CSB- und Phosphorbelastung kann z. B. damit erklärt werden, dass die Reinigungs- und Küchenarbeiten in den Häusern während des Festes ruhten. Die Dorfbewohner nahmen selbstverständlich ebenfalls

5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

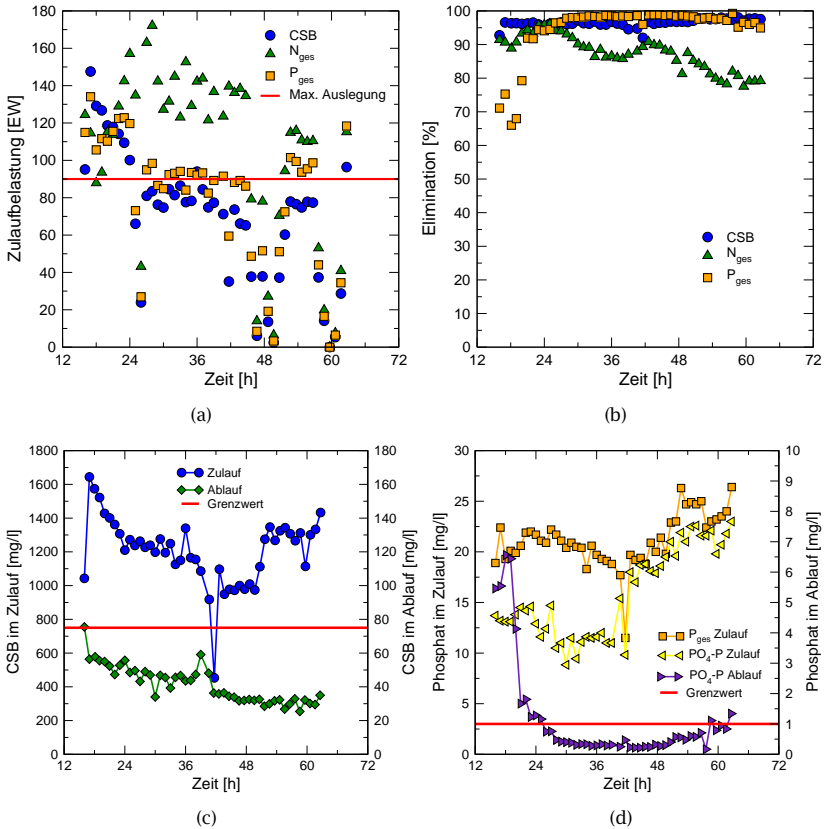


Abbildung 5.20: Nährstoffbelastung und Elimination für den kritischen Lastfall am Festwochenende mit (a) einwohnerspezifische Zulaufbelastung, (b) Elimination der Nährstoffe, (c) CSB sowie (d) Phosphor im Zulauf und Ablauf der Anlage, Beginn: 30.06.2007, 12 Uhr bei 12 Stunden

am Fest teil und die Grauwässer aus dem Festzelt wurden in einen separaten Speicher abgelassen und später entsorgt.

Abbildung 5.20b zeigt, dass die Biologie trotz der hohen Belastung mit Nährstoffen während der gesamten Zeit sehr hohe Eliminationsgrade für CSB, Stickstoff und Phosphor erreicht. Der CSB wird im Mittel zu über 95% eliminiert. Die Phosphorelimination steigt ohne Zugabe von Fällmittel von 70% auf über 95% an. Die

Stickstoffelimination fällt von ca. 90% auf 80%, liegt aber immer deutlich über 70% Stickstoffabbau, dem gesetzlich festgelegten Mindestumsatz.

Die Betrachtung der Konzentrationen beginnt mit dem in Abbildung 5.20c dargestellten homogenisierten CSB im Zulauf und Ablauf der Anlage. Die Zulaufkonzentration fällt im Wesentlichen im Laufe des Festes von ca. 1600 mg/l auf ca. 1000 mg/l CSB und pendelt sich nach Festende auf ca. 1300 mg/l ein. Die Ablaufkonzentration fällt von unter 60 mg/l auf ca. 30 mg/l. Der mit der durchgezogenen Linie gekennzeichnete Grenzwert von 75 mg/l ist immer eingehalten.

Die Gesamtposphorkonzentration im Zulauf zur Anlage während des Festes beträgt zwischen 20–22 mg/l und steigt nach Festende etwas an. Aus Abbildung 5.20d geht hervor, dass der gelöste Phosphor während des Festes nur ungefähr die Hälfte der Gesamtposphorkonzentration ausmacht und erst ab Sonntagnachmittag einen sehr hohen Anteil von 80–100% erreicht. Es wird vermutet, dass die Verweilzeit in den Pumpwerken so kurz war, dass Hydrolysereaktionen, instabile Komplexverbindungen o. ä. Phosphat erst nach längerer Verweilzeit wieder in Lösung gebracht haben. Der Phosphatablaufwert fällt am Samstagabend von 13 mg/l auf deutlich unter 1 mg/l. Die Anlage soll zukünftig den mit der durchgezogenen Linie gekennzeichneten Grenzwert von 1 mg/l einhalten. Im weiteren Verlauf bleibt der Wert tief mit einem Anstieg auf ca. 2 mg/l.

Ein detailliertes Bild der Stickstoffelimination für den kritischen Belastungsfall zeigt Abbildung 5.21–5.23. In Abbildung 5.21 sind die Zulaufkonzentrationen für

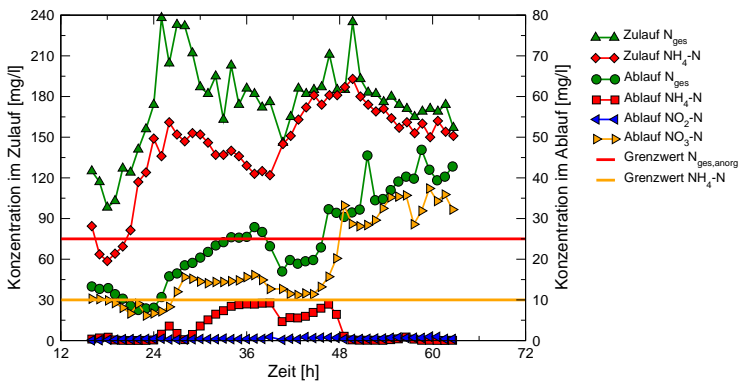


Abbildung 5.21: Stickstoffelimination für die kritische Belastungssituation am Festwochenende mit Zulauf und Ablaufkonzentrationen der Stickstoffverbindungen aus der qualifizierten Stichprobe, Beginn: 30.06.2007, 12 Uhr bei 12 Stunden

5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

Gesamtstickstoff nach Laton und Ammoniumstickstoff sowie im Ablauf zusätzlich für Nitrit- und Nitratstickstoff des Messprogramms aufgetragen. Der Gesamtstickstoff im Zulauf steigt von ca. 120 mg/l auf 240 mg/l am Abend des Festsamstags an und fällt danach wieder leicht auf ca. 180 mg/l. Die im Vergleich zur Bemessung aus Tabelle 4.3 von 100 mg/l TKN sehr hoch ausfallenden Konzentrationen werden auch nach Festende nur langsam durch das zufließende Wasser verdünnt. Analog zum Phosphor ist zu Beginn der Messung bis Mittag des Festsonntags ein deutlich höherer Anteil organisch gebundenen Stickstoffs im Vorlagebehälter zu beobachten. Danach liegt der zulaufende Stickstoff im Wesentlichen in Form von Ammonium vor. Die insgesamt viel zu hohe Stickstofffracht fängt am Samstagabend an, auf den Ablauf durchzuschlagen. Die Begrenzung des Durchsatzes bewirkt die Einhaltung des Ammoniumstickstoffablaufwertes in Höhe von 10 mg/l, der im Diagramm durch die untere durchgezogene Linie gekennzeichnet ist. Der Nitritstickstoff ist über den gesamten Zeitraum sehr tief. Der Nitratstickstoff steigt ebenfalls mit Anstieg der Stickstoffbelastung an und stabilisiert sich bei ca. 16 mg/l. Erst Sonntagnacht nach Festende steigt der Nitratstickstoff auf Werte über 30 mg/l deutlich an und fällt bis Montag Mittag auch nicht wieder ab. Damit gilt auch bei Anwendung der 70%-Stickstoffabbau-Regel der erhöhte Grenzwert von 25 mg/l, der durch die obere durchgezogene Linie gekennzeichnet ist, als zeitweise überschritten. Der Gesamtstickstoff repräsentiert im Wesentlichen die Summe der anorganischen Stickstoffverbindungen.

Eine Ursache für den Anstieg der Ammoniumkonzentration im Ablauf der Anlage ist aus Abbildung 5.22 ersichtlich. Bei Sauerstoffkonzentrationen im Reaktorkopf

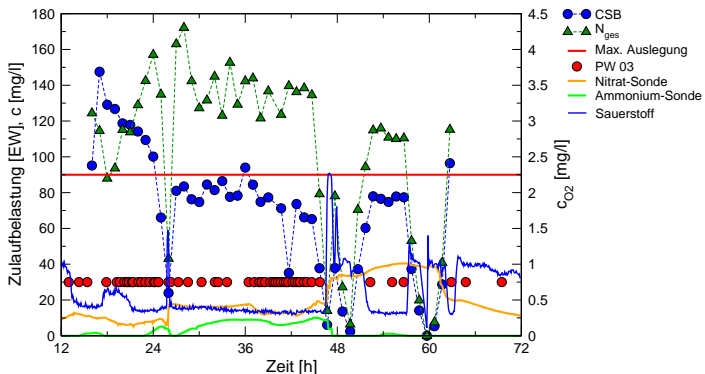


Abbildung 5.22: Stickstoffelimination für die kritische Belastungssituation am Festwochenende mit Online-Stickstoffmessungen, Beginn: 30.06.2007, 12 Uhr bei 12 Stunden

von deutlich unter 0,5 mg/l kann Ammonium nicht mehr vollständig umgesetzt werden. Der verlängerte Batchbetrieb am Sonntagabend brachte die notwendige Entlastung für den Ammoniumablaufwert, der danach wieder sicher eingehalten werden konnte. Allerdings führte die Absenkung des Ammoniumstickstoffablaufwertes durch Batchbetrieb gleichzeitig zum Anstieg des Nitratablaufwertes und damit zur Überschreitung des Grenzwertes. Dafür zeichnen sich im wesentlichen drei Effekte verantwortlich, die in den folgenden Abbildungen verdeutlicht sind.

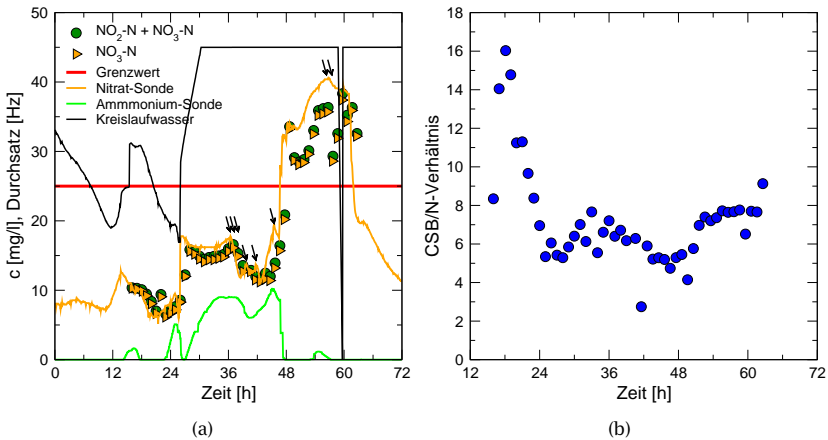


Abbildung 5.23: Stickstoffelimination für die kritische Belastungssituation am Festwochenende mit (a) Zulaufbelastung und Ablauf im Vergleich und (b) CSB:N-Verhältnis im Zulauf der Anlage, Beginn: 30.06.2007, 0 Uhr bei 0 Stunden

Zum ersten wird das Kreislaufwasser zur Versorgung der Denitrifikation mit Nitratstickstoff durch einen Regler auf 10 mg/l Nitrat- und Nitritstickstoff im Ablauf der Anlage geregelt. Das Kreislaufwasser in Abbildung 5.23a erreicht vor Mittag des Festsonntags das Maximum, während am Festsamstag der Regelbereich noch ausreichte. Der zweite und dritte Effekt hängen mit den von den heterotrophen Mikroorganismen benötigten Kohlenstoffverbindungen für die Denitrifikation zusammen. Das Volumen der Denitrifikation und damit die mittlere Schlammverweilzeit können bei maximalem Kreislaufwasserstrom kurzfristig nicht geändert werden. Eine weitere Erhöhung des Kreislaufwassers und damit Verkürzung der hydraulischen Verweilzeit in der Denitrifikation auf unter 20 Minuten bezogen auf den Gesamtvolumenstrom ist nicht sinnvoll (vgl. Abbildung 5.5 in Kapitel 5.1.4). Damit können die Mikroorganismen nur die Kohlenstoffverbindungen konsumieren, die in limitierter Menge vorliegen. Aus diesem Grund wurde zu den in Abbildung 5.23a mit schwarzen Pfeilen gekennzeichneten Zeitpunkten insgesamt 2 kg Glucose als

zusätzliche schnell verfügbare Kohlenstoffquelle in die Denitrifikation zugegeben. Der Effekt auf den Nitrat-Ablaufwert ist offensichtlich, aber nicht lang anhaltend, da die Dosierung nicht kontinuierlich erfolgte.

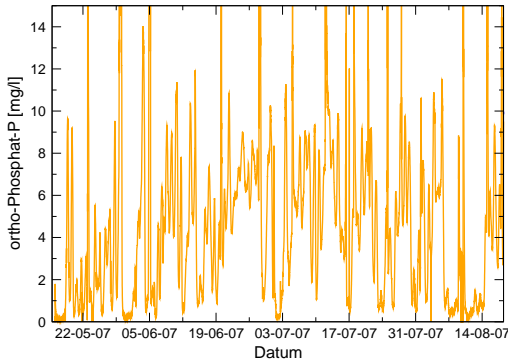
Die Auswertung des CSB:N-Verhältnisses in Abbildung 5.23b bestätigt die Vermutung fehlender Kohlenstoffverbindungen. Während zu Beginn des Festes ein CSB:N-Verhältnis von 16 vorliegt, fällt dieses im Laufe des Festes bis auf den Wert von 5 ab. Danach verharrt das CSB:N-Verhältnis auf niedrigem Niveau von 5-8. Für eine ausreichende Denitrifikation wird im Lehrbuch (vgl. Teichmann [52], S. 304) bei einem Verhältnis V_D/V_{BB} von 0,2 und deutlich längeren Verweilzeiten in der Denitrifikation ein CSB:N_{red.}-Verhältnis von mindestens 16 gefordert. Da die Messung im Zulauf zur Vorklärung stattfand, muss in der Denitrifikation mit einem noch schlechteren CSB:N-Verhältnis gerechnet werden.

Insgesamt hat die kritische Belastung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott gezeigt, dass die Anlage die zusätzliche Belastung sehr gut bewältigt hat. Unter bestimmten Bedingungen bzw. mit einfachen Maßnahmen können wesentlich höhere Belastungen verarbeitet werden, als die Auslegung vorsieht. Zur einfachen Erhöhung der Nitrifikationskapazität können die Erhöhung der Gebläseleistung bzw. die Verbesserung des Sauerstoffeintrags beitragen. Diese Maßnahmen wurden im Rahmen der Optimierung der Anlage auch baulich realisiert. Zur Verbesserung der Denitrifikationsleistung wird die Dosierung einer externen Kohlenstoffquelle vorgeschlagen.

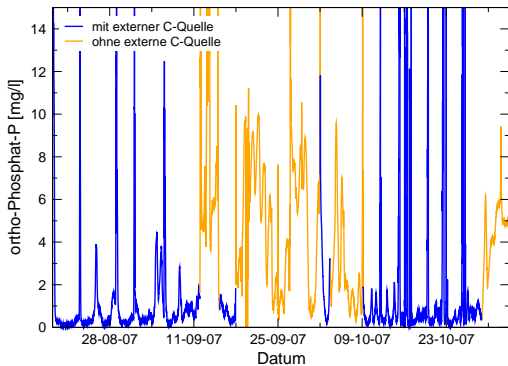
5.3.5 Biologische Phosphorelimination

Für den Betrieb der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott war während der Pilotphase kein Grenzwert für Phosphat vorgesehen. Deshalb wurde die Anlage zunächst auch ohne Maßnahmen zur Phosphorelimination betrieben und das Studium der biologischen Phosphorelimination ermöglicht.

Die Online-Analyse des Phosphatablaufwertes der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott (Messstelle QIRC-391z in Abbildung B.1) ist seit Mai 2007 möglich, nachdem der EVITA Transmitter gegen den Phosphax-Analysator ausgetauscht wurde. Abbildung 5.24a zeigt die ortho-Phosphatkonzentration im Ablauf der Anlage von Mai bis August 2007 im Messintervall von 10 Minuten. Die Phosphatkonzentration im Ablauf unterliegt großen Schwankungen. Dabei können tageweise relativ hohe Ablaufkonzentrationen auftreten aber auch sehr niedrige mit unter 1 mg/l. Die mittlere Phosphatablaufkonzentration liegt bei 4 mg/l.



(a) ohne externe C-Quelle



(b) mit externer C-Quelle

Abbildung 5.24: Ablaufwerte der Online-Messung des ortho-Phosphats der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott mit und ohne Dosierung einer externen Kohlenstoffquelle im Jahr 2007

Eine geregelte Dosierung von Glucose (Traubenzucker) bzw. Saccharose (Haushaltszucker) als externe Kohlenstoffquelle in die Denitrifikation der Anlage bewirkt eine deutliche Absenkung der Phosphorablaufkonzentration wie in Abbildung 5.24b dargestellt ist. Die Wahl der Kohlenstoffquelle erfolgte aufgrund von Verfügbarkeit, Wirtschaftlichkeit und Handhabbarkeit. Von Mitte August bis Mitte September 2007 sowie von Mitte bis Ende Oktober 2007 wurde die externe Kohlenstoffquelle regelmäßig dosiert. Die hell dargestellten Konzentrationen im Diagramm wurden ohne Dosierung einer externen Kohlenstoffquelle z. B. während der Filterreinigung gemessen. Bei Aussetzen der C-Quelle-Dosierung reagiert die Biologie spontan mit er-

höhten Ablaufkonzentrationen an Phosphat. Während der C-Quelle-Dosierung gibt es ebenfalls in regelmäßigen Abständen hohe Phosphatspitzen im Ablauf der Anlage. Diese sind im Wesentlichen durch erhöhte Zulaufkonzentrationen aus der Rückführung von Schlammwasser des Dünnschlammspeichers sowie Phosphatrücklöseprozessen während der Eindickung des Überschussschlammes im Nachfilter 3 verursacht (vgl. Kapitel 5.3.6)

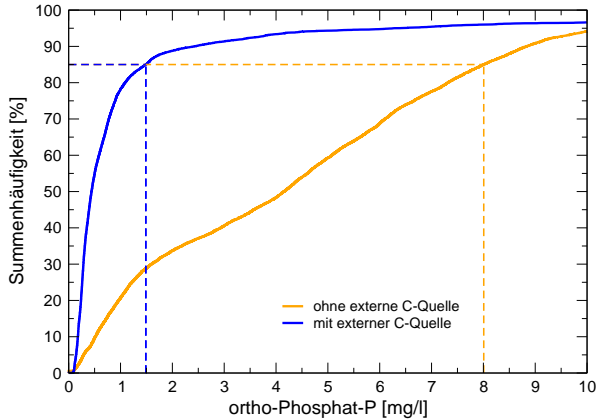


Abbildung 5.25: Summenhäufigkeit der ortho-Phosphatablaufwerte mit und ohne Dosierung einer externen Kohlenstoffquelle auf der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott

Die statistische Auswertung der Online-Messung in Abbildung 5.25 stellt die Summenhäufigkeit der ortho-Phosphat-Ablaufkonzentration für die Zeiträume mit und ohne Dosierung einer externen Kohlenstoffquelle dar. Während das 85-Perzentil der Phosphatablaufkonzentration für die Zeit ohne Dosierung einer externen Kohlenstoffquelle bei 8 mg/l liegt, werden mit Zugabe von Zucker in 85 % der Fälle weniger als 1,5 mg/l ins Gewässer abgeleitet. Der Median ohne Zuckerzugabe beträgt 4,2 mg/l $\text{PO}_4\text{-P}$ und der Median mit Zuckerwasserzugabe 0,4 mg/l $\text{PO}_4\text{-P}$.

Die hohe Schwankungsbreite der Phosphatablaufwerte trotz Zuckerwasserzugabe hat mehrere Ursachen. Zum einen werden durch die momentane Betriebsweise der Anlage, wie oben erläutert, regelmäßige Zulaufspitzen erzeugt. Zum zweiten ist, wie in Abbildung 5.26 erkennbar, der Regler der Zuckerwasserdosierung noch nicht optimiert. Die maximale Dosiermenge von 200–500 mg/l CSB bezogen auf den Anlagenzulauf entspricht einer Aufstockung um 10–40% bezogen auf den mittleren Zulauf an CSB. Damit ist es drittens denkbar, dass die maximale Dosiermenge des externen Kohlenstoffs noch zu erhöhen ist.

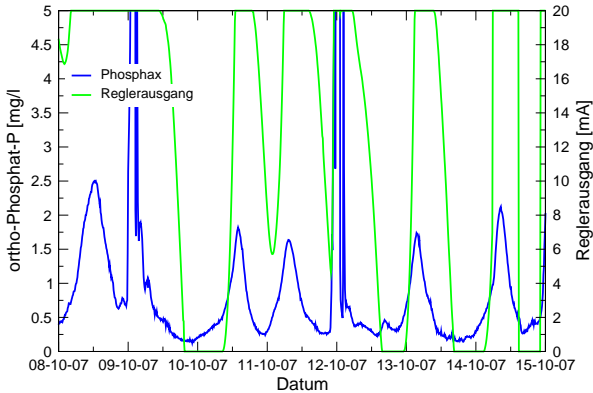


Abbildung 5.26: Geregelte Dosierung der C-Quelle

Betrachtet man den zu entfernenden Phosphor in Höhe von 15–25 mg/l $\text{PO}_4\text{-P}$ im Zulauf zur Anlage, so kann durch Inkorporation in die Biomasse ca. 1/3 aus dem Abwasser entfernt werden.⁷ Die verbleibenden 2/3, das heißt 10–16,7 mg/l müssten im Ablauf der Anlage zu finden sein. Aus den Abbildungen 5.24 und 5.25 geht hervor, dass schon ohne und besonders mit Dosierung leicht verfügbarer organischer Kohlenstoffverbindungen die Entfernung des ortho-Phosphat deutlich höher liegt.

In Kombination mit der biologischen Abwasserreinigung sind verschiedene Verfahren zur Phosphorelimination bekannt. Außer durch Fällungsreaktionen bei Zugabe von Eisen- oder Aluminiumsalzen kann das Phosphat über die vermehrte biologische Phosphorelimination entfernt werden. Dazu bedarf es nach dem Stand des Wissens der Aufkonzentrierung von Mikroorganismen, die unter anaeroben Milieubedingungen wachsen können, indem sie unter aeroben Bedingungen Phosphatspeicher anlegen. Diese Phosphatspeicher können bei Anwesenheit von leicht verfügbarem CSB für das Mikroorganismenwachstum verwendet werden (vgl. [52, 55, 56]).

Sowohl im Mittel als auch in der Bilanz über einen langen Zeitraum kann festgestellt werden, dass die Biologie der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott eine erhöhte biologische Phosphorelimination leistet. Beispielhaft ist in Abbildung 5.27a die Phosphorbilanz über die Wasserphase der Gesamtanlage mit drei Bilanzen ohne Dosierung einer externen Kohlenstoffquelle und der letzten Bilanz während der

⁷ Lt. ATV-DVWK A-131 und Teichmann [52] wird 1 mg/l P für 166–200 mg/l CSB-Abbau benötigt.

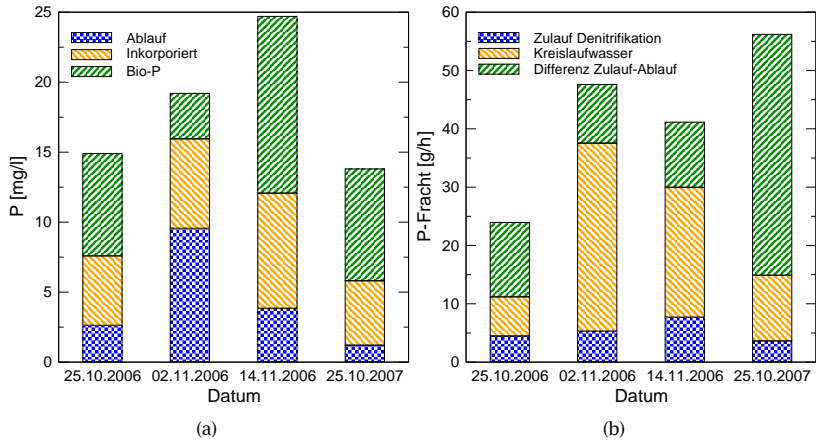


Abbildung 5.27: Phosphorbilanz der Wasserphase der (a) Gesamtanlage und (b) mit Bilanzraum Denitrifikation

Dosierung einer externen Kohlenstoffquelle dargestellt. Die Gesamthöhe der Säulen stellt den Gesamtphosphorzulauf zur Biologie dar. Das unterste Segment repräsentiert den Ablauf. Das oberste Segment stellt den nicht durch Ablauf oder „normale“ Inkorporation erklärbar biologisch eliminierten Anteil Phosphor dar. Da die Membrankläranlage Heidelberg-Neurott nicht über eine gesonderte anaerobe Zone mit einer Verweilzeit von 0,5–1 Stunde verfügt, stellt sich die Frage, wie die biologische Phosphorelimination funktioniert.

Die Phosphor-Bilanz der wässrigen Phase um die Denitrifikation zeigt Abbildung 5.27b. Auch ohne Beachtung des Biomassewachstums, also des inkorporierten Phosphors, wird in der Denitrifikation deutlich mehr Phosphor abgegeben als zufließt und zwar in Abhängigkeit vom vorhandenen Kohlenstoff. Messungen in der Denitrifikation haben gezeigt, dass der Schlaufenreaktor als voll durchmischt angesehen werden kann. In Abbildung 5.29 sind die analysierten Nährstoffe an zwölf Orten im Bilanzraum der Denitrifikation, die in Abbildung 5.28 dargestellt sind, aufgetragen. Die starken Schwankungen des CSBs und des Gesamtstickstoffs können auf Messungenauigkeiten zurückgeführt werden. Die Nitratablaufkonzentration der Denitrifikation und damit auch im Reaktor liegt in der Regel unter 1 mg/l. Die Nitratfracht ist, wie in Kapitel 5.3.3 beschrieben, stets hoch. Dadurch ergibt sich ein hoher Kreislaufwasserstrom und eine mittlere Verweilzeit von ca. 15 Minuten bezogen auf den Gesamtvolumenstrom der Denitrifikation.

Die Filter scheiden als Ort für die Anregung zur vermehrten biologischen Phosphor-

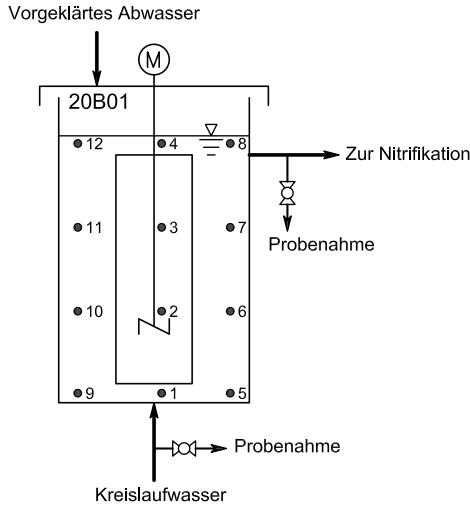


Abbildung 5.28: Schematische Darstellung der Probenahmestellen im Bilanzraum der Denitrifikation

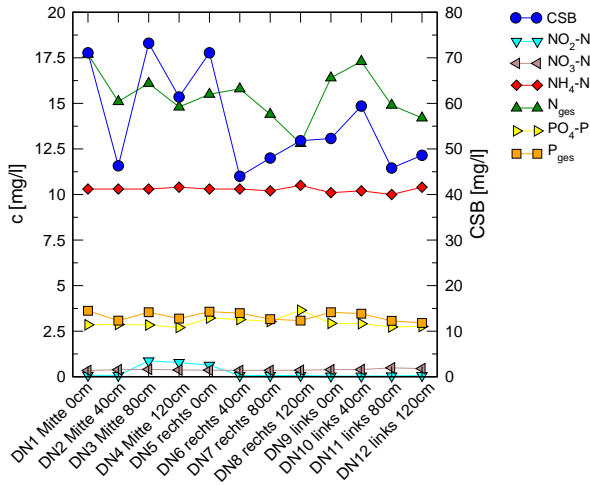


Abbildung 5.29: Ortsaufgelöste Analyse der Nährstoffverteilung im Bilanzraum der Denitrifikation

aufnahme aus, da zum einen die Verweilzeit im Bereich von wenigen Minuten sehr kurz ist und zum anderen in der nachgeschalteten Stufe zur Nitrifikation keine leicht verfügbare Kohlenstoffquelle mehr vorhanden ist.

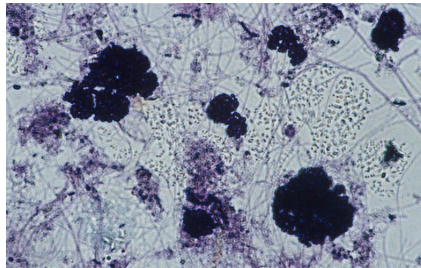


Abbildung 5.30: Polyphosphatgranula im Belebtschlamm bei 1000facher Vergrößerung

Abbildung 5.30 zeigt eine Belebtschlammprobe bei 1000facher Vergrößerung nach Färbung mit Toluidinblau. Deutlich sichtbar als dunkle Punktehaufen sind die gefärbten Polyphosphatgranula. Eine Quantifizierung des im Schlamm gebundenen Phosphors mit dieser Methode ist nicht möglich. Für die Quantifizierung kommen Phosphormessungen im Schlamm unter Gleichgewichtsbedingungen bzw. Bilanzierungen über einen langen Zeitraum in Frage.

Aufgrund der dargestellten Ergebnisse wurde die Denitrifikation als Ort für die Induktion der vermehrten biologischen Phosphorelimination identifiziert. Als Hypothese lässt sich formulieren, dass die hohe Kreislaufwasserführung zu Verweilzeiten in der Denitrifikation führen, die im Bereich der benötigten Sauerstoffmangelsituation für Bio-P-Mikroorganismen liegen. Da die Denitrifikation zwar eine hohe Fracht an Sauerstoff in Form von Nitrat (anoxisch) verarbeitet, aber die Konzentration mit weniger als 1 mg/l sehr tief liegt, kann diese Sauerstoffquelle nicht verarbeitet werden und es liegen quasi-anaerobe Verhältnisse vor.

5.3.6 Schlammmanagement

Aus baulichen Gründen wurde der im ursprünglichen Konzept vorgeschlagene getrennte Schlammstapelbehälter für Primär- und Überschussschlamm vom Anlagenbauer nicht realisiert. Stattdessen wurde das gesamte Stapelvolumen von ca. 1,8 m³ in einem Dünnschlamm Speicher realisiert. Das Abpumpen der beiden Schlämme erfolgt über zwei Pumpen, die zeitlich gesteuert sind. Die Überschussschlamm-pumpe hat einen Förderstrom von 70 l/h, bei der Primärschlamm-pumpe beträgt er 400 l/h. Ist der Dünnschlamm Speicher voll, werden beide Schlammabzüge gesperrt.

Der Dünnschlamm Speicher wird einmal pro Woche geleert und in die Hochlastfaulung der zentralen Kläranlage Heidelberg gebracht.

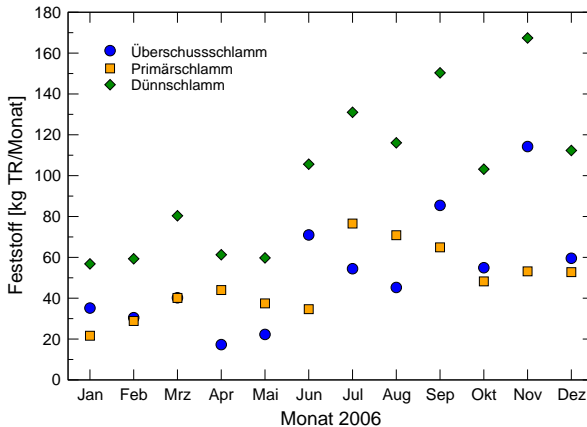


Abbildung 5.31: Feststoffanfall auf der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott für Januar bis Dezember 2006

Der in 2006 abgezogene Primärschlamm ist in Abbildung 5.31 dargestellt. Der Schlammabzug erfolgt zyklisch alle acht Stunden für eine einstellbare Zeit. Die mittlere Feststoffkonzentration wurde aus Stichproben mit 2,2% ermittelt. Die regelmäßige Kontrolle der Vorklärung auf ausreichenden Schlammabzug hat sich dabei als ein wesentlicher Faktor für die Kontrolle des Wachstums fähiger Mikroorganismen herausgestellt (Abbildung 5.32). Der Anfall an Primärschlamm unterlag während der gesamten Betriebszeit starken Schwankungen, die meist unabhängig vom Durchsatz der Anlage auftreten.⁸ Daher wird im Schlammmanagementkonzept die Installation einer Streulichtmessung vorgesehen, die den Primärschlammabzug in Abhängigkeit vom tatsächlichen Schlammmanfall regelt. Mit dem geregelten Primärschlammabzug kann gewährleistet werden, dass sowohl kein Primärschlamm in der Vorklärung liegen bleibt und vergärt als auch kein hoher Wassergehalt im Schlamm zusätzliches Stapelvolumen erforderlich macht und den Transport verteuert.

Die als Überschussschlamm entfernte Biomasse im Jahr 2006 ist ebenfalls in Abbildung 5.31 dargestellt. Im zweiten Halbjahr 2006 hat sich die entfernte Trockenmasse von durchschnittlich ca. 30 kg/Monat auf ca. 70 kg/Monat erhöht. Der Grund

⁸ Dies geht nicht aus Abbildung 5.31 hervor, da der Schlammabzug über eine feste Zeiteinstellung erfolgte.

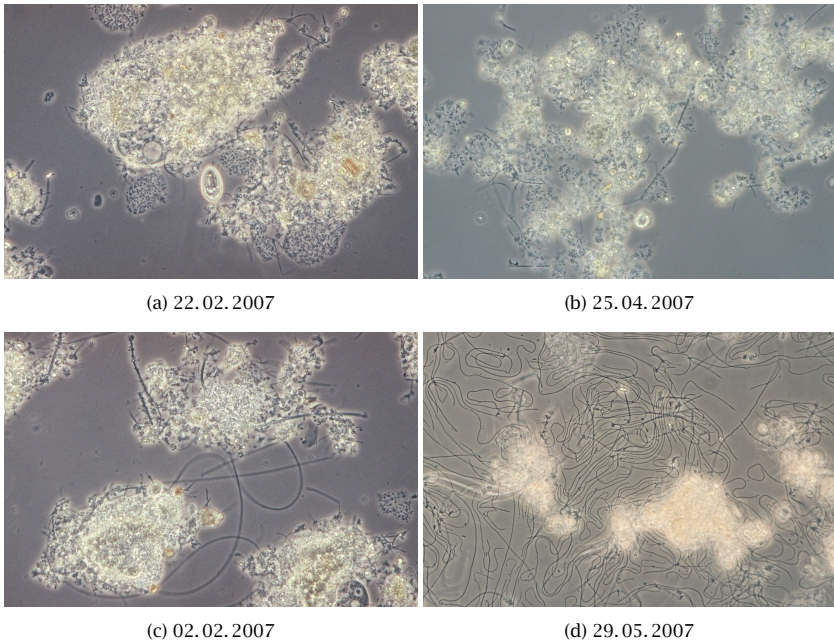


Abbildung 5.32: Lichtmikroskopische Aufnahmen der Biomasse der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott, 400fache Vergrößerung: (a) Schlammflocken mit Bakterienkolonien und Wimperntierchen, (b) Schlammflocken mit geringem Anteil fädiger Mikroorganismen, (c) Schlammflocken mit mittlerer Fädigkeit, (d) Fädige Mikroorganismen im schäumenden Belebtschlamm

für die höhere Biomasseproduktion ist in der Erhöhung der Zulaufkraft zu suchen, wie in Kapitel 5.3.2 im Abbildung 5.10c dargestellt.

Aus der Zulaufkraft und der in Abbildung 5.33a dargestellten Feststoffkonzentration ergeben sich die Schlammbelastungen in der Belebung der Anlage. In der Regel beträgt die Schlammbelastung im Jahr 2006 zwischen ca. 0,2–0,4 kg CSB/kg TS/d. Die Werte entsprechen Belebungsanlagen nach dem Stand der Technik ohne Schlammstabilisierung (vgl. Teichmann [52], S. 291ff.). Das aerobe Schlammalter und die Feststoffkonzentration in der Biologie sind für das Jahr 2006 in Abbildung 5.33b dargestellt. Die starken Schwankungen um die 15 Tage Schlammalter im ersten Quartal ergeben sich aus dem zyklischen Schlammabzug. Die Verringerung der Abzugsdauer und gleichzeitige Erhöhung der Überschussschlammabzugshäufigkeit auf ein Mal pro Stunde ab Ende März hat einen positiven Effekt auf das

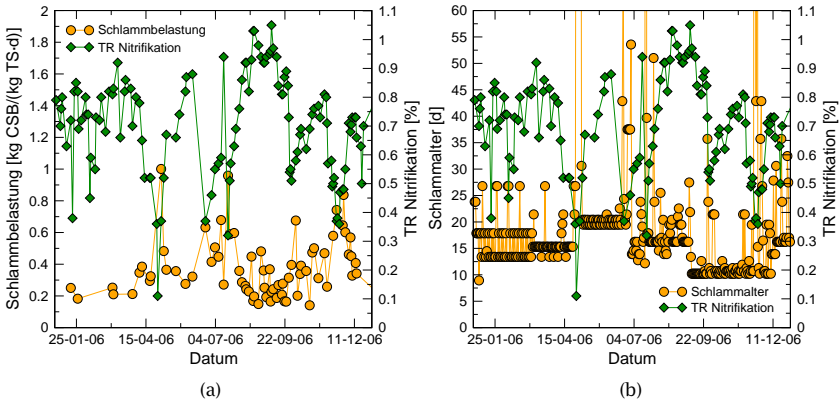


Abbildung 5.33: Schlammbelastung (a) und aerobes Schlammalter (b) sowie die Belebtschlammkonzentration der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott 2006

Schlammalter und den Füllstand der Nitrifikation und damit das Regelverhalten der Gesamtanlage. Im Zeitraum von Mai bis Anfang Juli stellte sich durch das benötigte Biomassewachstum ein deutlich höheres aerobes Schlammalter von 20 Tagen ein. Von September bis Dezember 2006 fällt das Schlammalter dagegen auf ca. 10 Tage, bedingt durch den erhöhten Überschussschlammabzug.

In den ersten Betriebsmonaten zeigte sich sehr schnell, dass hohe Schlammkonzentrationen ab 0,8% TR in der Belebung eher negative denn positive Auswirkungen auf den Betrieb der Anlage haben. Insbesondere sind der erhöhte Luftbedarf und die Bildung von Schwimmschlamm auf der Denitrifikationszone zu nennen. Gleichzeitig ist der Abbau der Abwasserinhaltsstoffe immer auch bei geringen Feststoffkonzentrationen bis 0,2% TR gelungen. Positiv wirken sich hierfür die ganzjährig gemäßigten Abwassertemperaturen im Zulauf und damit auch der Belebung der Anlage aus (vgl. Abbildung 5.34).

Der sich ergebende Zielwert für die Belebtschlammkonzentration von 6–8 g/l TR kann mit dem vorhandenen Dünnschlamm Speichervolumen nicht eingehalten werden. Für das Schlammmanagementkonzept ergeben sich zwei grundsätzliche Möglichkeiten für den zusätzlichen Schlammabzug. Zum einen kann mehr Schlamm aus der Nitrifikation abgezogen werden, indem zusätzliches Speichervolumen geschaffen wird. Dies kann entweder durch bauliche Maßnahmen erfolgen oder durch Abtrennung und Behandlung des Schlammwassers aus der Klarwasserzone im Dünnschlamm Speicher. Die Eignung der Beschaffenheit des Schlammwassers zur Mitbehandlung in der Biologie wurde experimentell im zweiten Halbjahr 2006 überprüft.

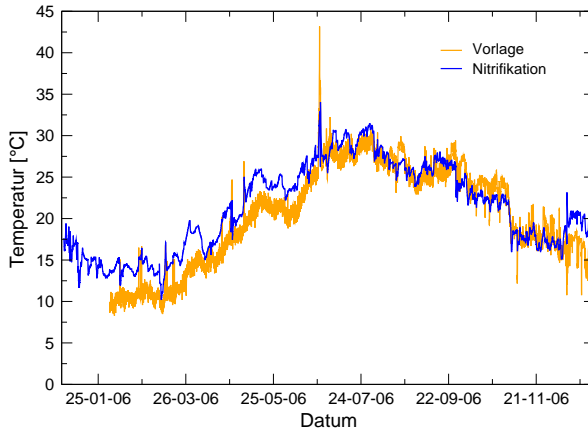


Abbildung 5.34: Temperatur im Zulauf und Belebung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott 2006

Dazu wurde das Schlammwasser aus der Klarwasserzone im Alter von 3-13 Tagen aus dem Dünnschlamm Speicher in den Vorlagebehälter der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott zurückgefahren. Die Beschaffenheit des Schlammwassers ist in Abbildung 5.35 für die Parameter CSB, Phosphat, Gesamtstickstoff, Fettsäuren und pH-Wert dargestellt. Vergleichend sind in die Diagramme die Stichproben der Zu- und Ablaufwerte aufgetragen. Für die Parameter CSB und Stickstoff kann das Schlammwasser unbedenklich rückgeführt werden, da die Werte in der Regel im Bereich der Zulaufkonzentration zur Anlage lagen bzw. für Stickstoff um den Faktor zwei darunter. Im Gegensatz dazu sind beim Phosphor deutliche Rücklöseerscheinungen zu beobachten, die das Fünffache der maximalen Zulaufkonzentration betragen können. Allerdings reichen Biomasse und Raumtemperatur nicht aus, um die Faulungsprozesse richtig in Gang zu setzen. Es werden keine Faulgase in relevanten Größenordnungen gebildet. Lediglich die Versäuerung beginnt, wie aus Abbildung 5.35d ersichtlich ist. Der pH-Wert im Schlammwasser liegt zwischen 6,2 und 7. Die maximale Konzentration an Fettsäuren beträgt ca. 0,8 g/l, hauptsächlich bestehend aus Acetat und Propionat.

Die zweite Möglichkeit zusätzlicher Feststoffentfernung besteht in der Nutzung der vorhandenen Filter zur Aufkonzentrierung. Diese bisher auf Membrankläranlagen nicht angewendete Methode bietet sich an, da der Rotationsscheibenfilter für die Filtration von Feststoffen konzipiert wurde und sehr gute Ergebnisse für die Filtration von beispielsweise Faulschlamm erzielt [57]. Umfangreiche Voruntersuchungen im Technikum, die in Anhang D beschrieben sind, haben die grundsätz-

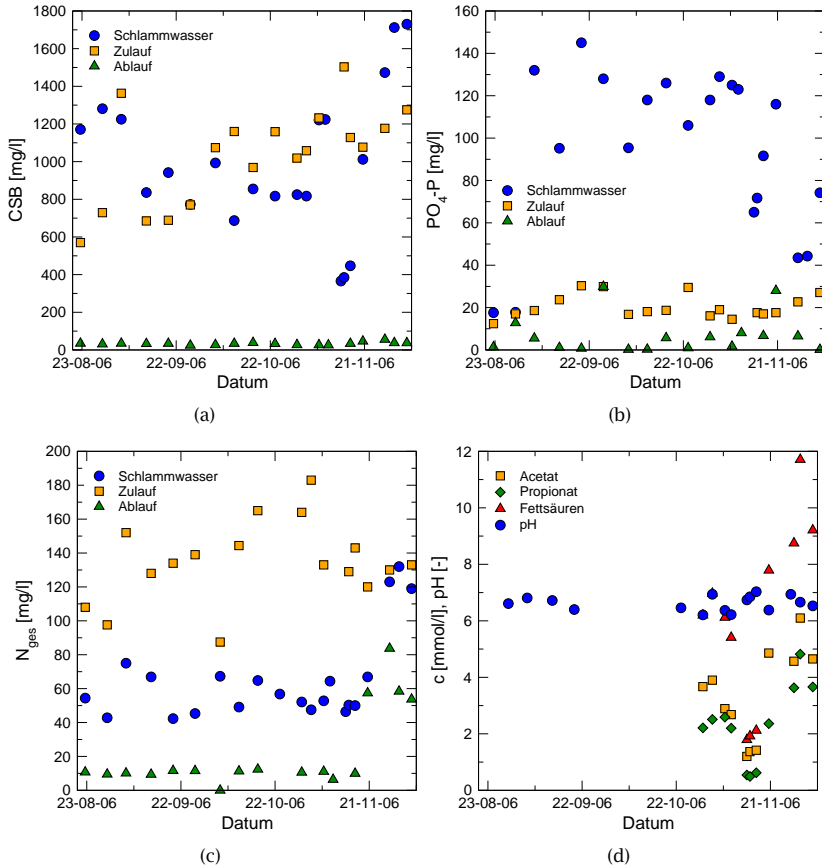


Abbildung 5.35: Beschaffenheit des Schlammwassers des Dünnschlammspeichers nach 3 bis 13 Tagen Aufenthaltszeit für (a) CSB, (b) Phosphat, (c) Gesamtstickstoff sowie (d) pH-Wert und Fettsäuren

liche Machbarkeit der Eindickung des Belebtschlammes im Filter gezeigt. Seit dem zweiten Quartal 2007 wird mit dem Filter 3 der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott im Wechsel ein oder zweimal pro Woche Belebtschlamm eingedickt und abgezogen. Dabei stellt sich heraus, dass der Schlamm bis ca. 3% TR gut fließfähig und damit pumpfähig bleibt. Bei deutlich höheren Aufkonzentrationen kann der Schlamm nicht mehr aus dem Filter abgezogen werden, wird sehr dick bis nicht mehr fließfähig und bleibt dann auch zwischen den Filterscheiben kleben. Für die

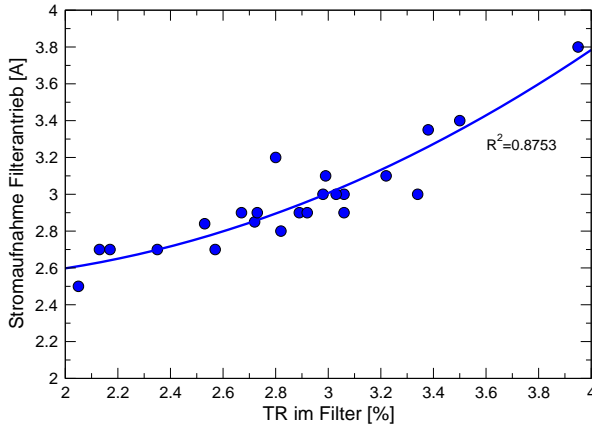


Abbildung 5.36: Korrelation zwischen Trockenrückstand im Filter und Stromaufnahme des Drehantriebs

Automatisierung der Vorgehensweise konnte ein guter Zusammenhang zwischen Feststoffkonzentration im Filter und Stromaufnahme am Filterantrieb gefunden werden (vgl. Abbildung 5.36). Bis maximal 3 A Stromaufnahme werden sinnvolle Aufkonzentrierungen um die 3% TR erreicht.

Die technische Umsetzung der Nutzung der Filter erfolgte im Rahmen der Optimierung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott. Abbildung 5.37 zeigt die Verrohrung der Filter der MKA01 vor der Optimierung. Der Überschussschlamm wurde direkt aus dem Nitrifikationsreaktor 20B02 abgezogen. Die Schlammpumpe 30P02 pumpt den Belebtschlamm mit einem Vielfachen des Filtratabzugs parallel durch alle drei Filter direkt zurück in die Nitrifikation. Durch den hohen Schlammvolumenstrom wird eine Aufkonzentrierung und schnelle Wiederbelüftung des Belebtschlammes gewährleistet.

Die vorgeschlagene und umgesetzte Automatisierung der Schlammverdickung des Überschussschlammes im Rotations Scheibenfilter auf der MKA01 erforderte den Umbau der Verrohrung und Einbau von fünf zusätzlichen Motorventilen. Das Fließbild der Filterstufe der MKA01 mit optimiertem Schlammmanagement ist in Abbildung 5.38 dargestellt. Die Überschussschlammpumpe 10P06 wurde versetzt und pumpt den eingedickten Überschussschlamm jetzt direkt aus dem Filter 30F03. Der Filter 30F02 ist redundant ausgerüstet, um bei Ausfall eines Filters weiter Überschussschlamm abziehen zu können.

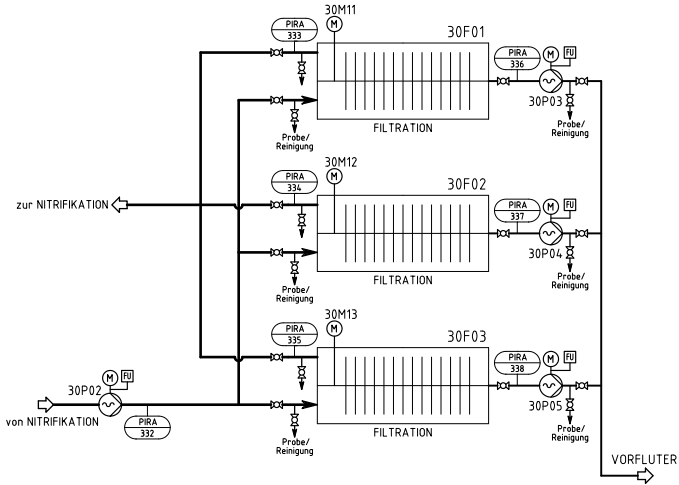


Abbildung 5.37: Verrohrung der Filterstufe der MKA01 vor der Optimierung

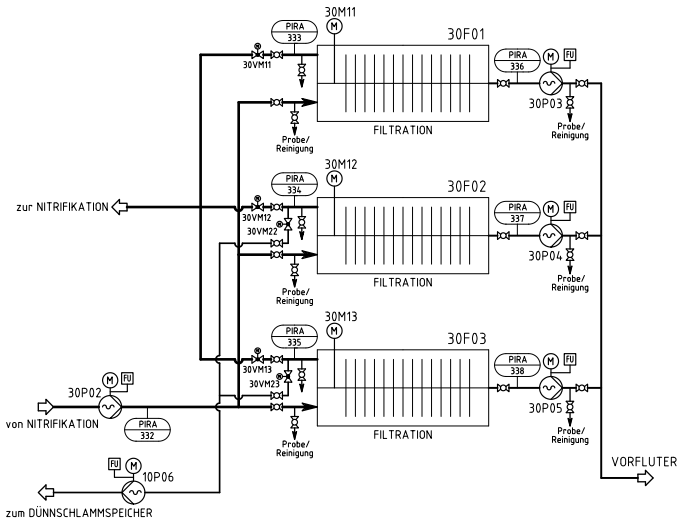


Abbildung 5.38: Fließbild der Filterstufe mit optimiertem Schlammmangement der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott

Der optimierte Schlammabzug erfolgt zeitgesteuert nach folgendem Regime:

1. Nullstellung: Pumpe 30P02 im Dauerbetrieb, Motorventile 30VM11-30VM13 sind geöffnet, Motorventile 30VM22, 30VM23 sind geschlossen, die Filtratpumpen 30P03-30P05 im gesteuerten Dauerbetrieb.
2. Überschussschlamm eindicken: Zeitintervall EINDICKEN startet, Motorventil 30VM13 wird geschlossen, Filtratpumpe 30P05 auf hohen Durchsatz geschaltet.
3. Überschussschlamm abziehen: Zeitintervall EINDICKEN ist abgelaufen, Filtratpumpe 30P05 wird gestoppt, Motorventil 30VM23 wird geöffnet, Überschussschlammpumpe 10P06 pumpt eingedickten Schlamm ab.
4. Filter spülen: Motorventil 30VM23 wird geschlossen, Motorventil 30VM13 wird geöffnet, Motorventile 30VM11, 30VM12 werden geschlossen, damit ein hoher Schlammvolumenstrom die Aufkonzentrierung aufhebt.
5. Normalbetrieb: Motorventile 30VM11, 30VM12 werden geöffnet, die Filtratpumpen 30P03-30P05 gehen wieder in gesteuerten Dauerbetrieb.

Die Überschussschlammeindickung läuft seit einem dreiviertel Jahr störungsfrei. Die zusätzliche Belastung des Filters 30F03 ist gering. Die Permeabilität kann mit einem geringfügig kürzeren Rückspülintervall auf dem Niveau der anderen beiden Filter gehalten werden.

Die Maßnahmen zur Optimierung des Schlammanagements haben zu einer Halbierung des Schlammanfalls im Dünnschlamm Speicher geführt. Es konnte auf die Rückführung von Schlammwasser als Rückbelastungsquelle für Nährstoffe auf der MKA01 verzichtet werden. Der Primärschlamm wird trotz schwankendem Anfall in ausreichender Menge rechtzeitig automatisch entfernt.

5.3.7 Leistung der Rotationsscheibenfilter

Der Rotationsscheibenfilter ist in der Nachfiltration zur Abtrennung des Abwasser-Beliebtschlamm-Gemisches seit über zwei Jahren in Betrieb. Das Betriebssystem mit den Maßnahmen zur Erhaltung der Permeabilität ist in Tabelle 5.5 dargestellt. Weitere Maßnahmen zur Erhaltung der Permeabilität sind die Auslegung unterhalb des kritischen Flusses, die Vergleichmäßigung des Zuflusses und eine Regelstrategie, die hydraulische Spitzenbelastungen vermeidet (vgl. Abschnitt 5.4).

Tabelle 5.5 zeigt, dass alle drei Filter jeweils eine Stunde filtrieren, danach für ca. 2 Minuten die Filtratpumpen und die Rotation gestoppt werden, um Gas und leichte Stoffe, die sich an der Welle sammeln, mit der Filterdurchströmung entfernen zu können. Im Rhythmus von fünf Stunden erfolgt die Rückspülung der Filter mit 2,1 l

Tabelle 5.5: Betriebsschema der Nachfiltration der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott

Betrieb:	
Filtration 3 600 s mit Rotation 35 Hz	
Entlüftungsdauer 100 s ohne Rotation	
Anfahrrampe 30 s	
Erhaltungsreinigung ohne Chemikalien:	
Betrieb 18 000 s	
Rückspülung 90–180 s bei Rotation 35 Hz	
Filtratfluss 11,5 l/m ² ·h mit 2,13 l/Filter bzw. 4,26 l/Filter	
Hauptreinigung mit Chemikalien:	
<i>1. Reinigung im Dezember 2006:</i>	<i>2. Reinigung im September 2007:</i>
Biomasse aus Filter entfernen	Biomasse aus Filter entfernen
Filter mit Wasser spülen	Filter mit Wasser spülen
24 h in 1 % NaOCl-Lösung mit Rotation 20 Hz	24 h in 1 % Ultrasil 11 (alkalisch) mit Rotation 20 Hz
24 h in 1 % Ultrasil 73 (sauer) mit Rotation 20 Hz	24 h in 1 % Ultrasil 73 (sauer) mit Rotation 20 Hz
Leistungsdaten:	
Maximale Ausbeute: 92,2 %	
Minimale Ausbeute: 91,7 %	
Maximaler Bruttofluss: 20,3 l/(m ² ·h) (30,4 l/(m ² ·h) mit 2 Filtern)	
Maximaler Nettofluss: 18,6 l/(m ² ·h) (27,9 l/(m ² ·h) mit 2 Filtern)	
Durchschnittlicher Bruttofluss: 11,3 l/(m ² ·h)	
Durchschnittlicher Nettofluss: 10,4 l/(m ² ·h)	

Filtrat für 90 Sekunden. Zwischenzeitlich wurde die Rückspülzeit kurzfristig auf 180 Sekunden erhöht, wenn der Zustand der Biologie negative Auswirkungen auf die Permeabilität zeigte. Mit diesem Zyklus konnten die Filter jeweils ungefähr ein Jahr betrieben werden, bevor die Druckdifferenz soweit angestiegen war, dass eine chemische Reinigung der Filter notwendig wurde. Die erste chemische Reinigung erfolgte im Dezember 2006 mit Natriumhypochlorit und saurem Ultrasil. Die zweite chemische Reinigung erfolgte im September 2007 mit saurem und alkalischem Ultrasil.

Die Permeabilitäten der Nachfilter 1–3 der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott und deren Vergleich in den ersten beiden Betriebsjahren sind detailliert in Abbildung 5.39 betrachtet. Filter 1 verfügte Anfang 2006 mit 140 l/(m²·h·bar) über die höchste Permeabilität (Abbildung 5.39a) und Filter 3 mit 80 l/(m²·h·bar) über die Niedrigste (Abbildung 5.39c). Dem Permeabilitätsabfall im Winter 2006 folgte

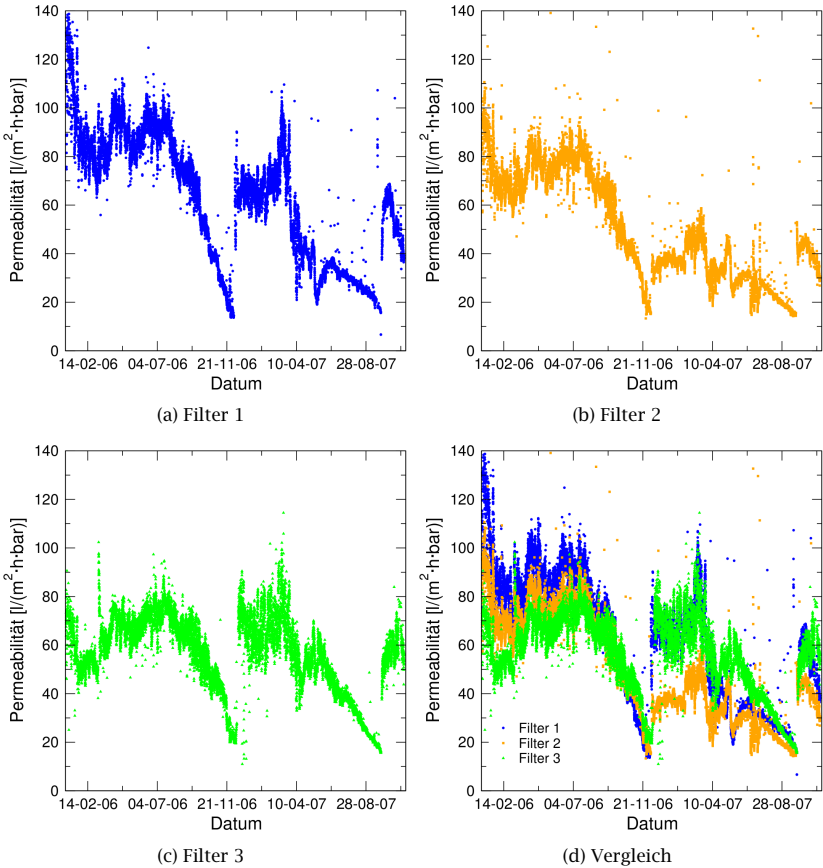


Abbildung 5.39: Permeabilitäten der Nachfilter 1-3 und deren Vergleich in den ersten beiden Betriebsjahren der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott

bei allen drei Filtern im Frühjahr 2006 ein leichter Permeabilitätsanstieg. Danach bleibt die Permeabilität auf einem Niveau von $70\text{--}90\text{ l}/(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot \text{bar})$ bis zum Spätsommer konstant. Im Herbst fällt die Permeabilität bei allen drei Filtern steil bis unter $20\text{ l}/(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot \text{bar})$ ab.

Im Dezember 2006 wurden die Filter erstmals chemisch gereinigt. Im Diagramm ist der Zeitpunkt der Reinigung deutlich am Sprung der Permeabilität erkennbar. Die chemische Reinigung im Dezember 2006 bringt für den Filter 1 und 3 einen Permeabilitätsgewinn von $50\text{ l}/(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot \text{bar})$ während der Filter 2 nur eine um ca.

101/(m²·h·bar) höhere Permeabilität aufweist als vor der chemischen Reinigung (vgl. Abbildung 5.39b). Für die chemische Reinigung aller drei Filter wurde jeweils die gleiche Prozedur angewendet. Allerdings wurden die Filter 1 und 3 mit frischer Natriumhypochlorit-Lösung gereinigt, während für Filter 2 die Lösung nach der Reinigung von Filter 1 nachgeschärft wurde. Wahrscheinlich wurde ein Teil des aktiven Chlors schon in der alten Reinigungslösung wirksam und stand nicht mehr für die Umsetzung der organischen Verschmutzung im Filter zur Verfügung. Entsprechend lag die Permeabilität des Filters 2 in 2007 deutlich unter den Werten der anderen beiden Filter, wie aus Abbildung 5.39d hervorgeht. Erstaunlich ist die Möglichkeit, den Filter 2 ein weiteres Dreivierteljahr zu betreiben, ohne chemische Reinigungsmittel zu benutzen.

Die Permeabilität der Filter 1 und 3 lag nach der ersten chemischen Reinigung vier Monate stabil bei ca. 701/(m²·h·bar), um danach im Mai stark abzufallen. Vom Permeabilitätsabfall im Mai konnte sich die Permeabilität im Filter 3 am besten erholen. Über den Sommer fällt die Permeabilität aller drei Filter in einer ähnlichen Kurve wie im Vorjahr ab, bis im September 2007 mit Permeabilitäten von unter 181/(m²·h·bar) eine zweite chemische Reinigung durchgeführt wurde. Zur Reinigung organischer Verschmutzungen kam alkalisches Ultrasil mit frischer Lösung für jeden Filter zur Anwendung. Das Ergebnis ist ein Permeabilitätsanstieg für Filter 1 und Filter 3 von ca. 401/(m²·h·bar) und für Filter 2 von ca. 201/(m²·h·bar). Damit ist insgesamt ein leichter Permeabilitätsverlust über den gesamten Zeitraum zu verzeichnen, der eine Anpassung der bisherigen Reinigungsstrategie notwendig werden lässt.

Die Permeabilität ergibt sich aus der in Abbildung 5.40a für den Filter 1 aufgetragenen transmembranen Druckdifferenz und dem Fluss. Der Fluss unterliegt täglichen Schwankungen um den Faktor zwei, die sich aus der Durchsatzsteuerung ergeben. Der Durchschnitt ist als gleitender 200-Stunden-Durchschnittswert dargestellt und liegt bei 9–15 l/m²·h. Bis Mitte 2006 wurde der tägliche Durchsatz manuell eingestellt. Seither wird der Durchsatz geregelt, wie in Kapitel 5.4.2 beschrieben. Anhand der transmembranen Druckdifferenz lässt sich der Zustand der Membranen genau beobachten. Bei hohen Permeabilitäten, das heißt sauberer Membran wie bis Mitte 2006, ist die transmembrane Druckdifferenz sehr tief um 0,1 bar. Mit zunehmendem Fouling und Scaling steigt die transmembrane Druckdifferenz und folgt gleichzeitig dem Fluss stärker nach, erkennbar an dem breiteren Band. Nach der ersten chemischen Reinigung im Dezember 2006 erreichte die Permeabilität nicht das Ausgangsniveau. Der Differenzdruck liegt im Durchschnitt bei ca. 0,18 bar mit einer größeren Abweichung als im ersten Halbjahr 2006. Die beiden starken Anstiege der Druckdifferenz im Frühjahr 2007 wurden durch stark schäumende Biomasse verursacht, die sich jeweils nach Elimination der fädigen Mikroorganismen und

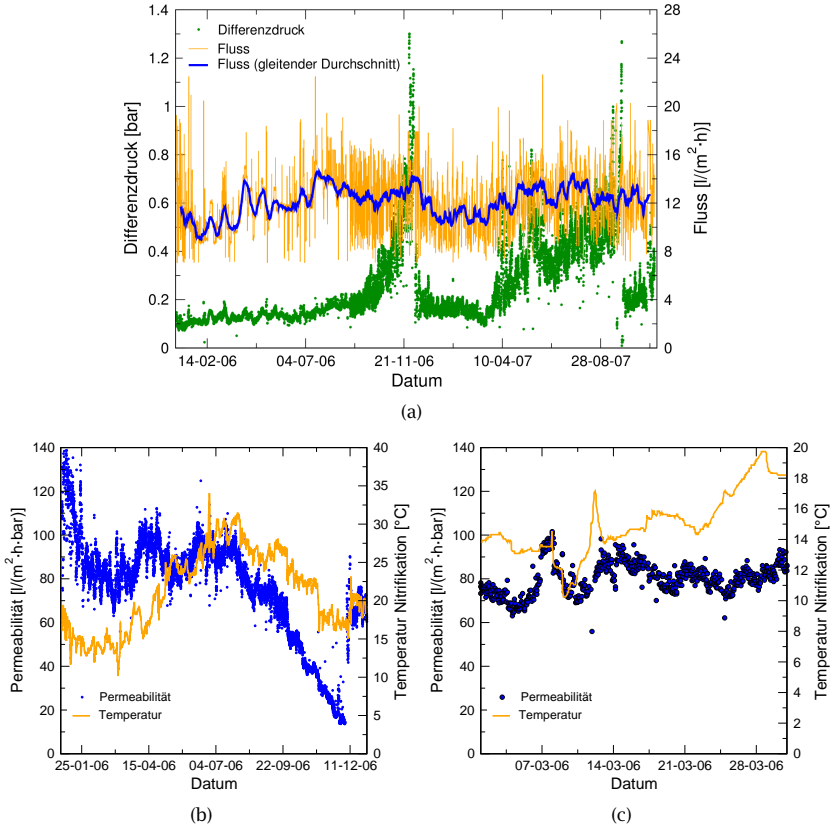


Abbildung 5.40: Die Permeabilität des Nachfilters 1 ergibt sich aus (a) Differenzdruck- und Flussganglinie und ist dargestellt im Vergleich zur Temperaturganglinie im Jahr 2006 (b) und im März 2006 (c)

Erholung des Belebtschlammes wieder deutlich gesenkt hat, ohne eine chemische Reinigung zu erfordern. Das ursprünglich tiefe Niveau wurde nicht mehr erreicht. Nach der zweiten chemischen Reinigung liegt die Druckdifferenz im Filter 1 bei durchschnittlich 0,2 bar mit ähnlichen Schwankungen wie nach der ersten Reinigung.

Zur genaueren Untersuchung der Ursachen des Permeabilitätsverlusts wird die Berechnung der Permeabilität in der Literatur häufig temperaturkompensiert ermittelt. Die Bestimmung einer Gleichung zur Temperaturkompensation erfolgt empi-

risch und ist, außer von den Materialeigenschaften, von den Filtrationseigenschaften des Mediums abhängig. Bei keramischen Membranen beschränkt sich die Temperaturabhängigkeit der Permeabilität auf die dynamische Viskosität des zu filtrierenden Mediums (vgl. Anhang A.2). Abbildung 5.40b vergleicht die Permeabilität des Filters 1 im Jahr 2006 mit der Temperatur des Belebtschlammes. In Abbildung 5.40c ist dieser Vergleich für den Monat März detailliert gezeigt. Während der Jahresgang der Permeabilität optisch meist dem Jahresgang der Temperatur zu folgen scheint, zeigt die Auflösung für den Monat März mit der größten Temperaturspanne von 10–20 °C, dass es außer der Temperatur andere wichtige Einflüsse auf den Verlauf der Permeabilität geben muss. Des Weiteren könnte der Permeabilitätsabfall ab Juni 2006 rein zufällig in die zweite Jahreshälfte fallen und damit in den Zeitraum fallender Temperaturen in der Belegung.

Abbildung 5.41 zeigt exemplarisch alle relevanten Betriebsdaten des Nachfilters 1 über einen Tag. Anhang C zeigt die Betriebsdaten als Screenshot der Datenaufzeichnung zusätzlich für die Zeitspannen drei, sechs und zwölf Stunden. Die stündlichen Filtrationspausen sind deutlich an den senkrechten Linien erkennbar. Die Rückspülung findet fünf Mal statt und ist an der negativen Drehzahl der Filtratpumpe erkennbar. Wichtig für den Betrieb der Membranen ist, dass es keine Druckstöße und plötzliche Anhebung der Filtratmenge durch überschwingende Regler etc. gibt. Aus dieser Sicht werden die Filter optimal betrieben.

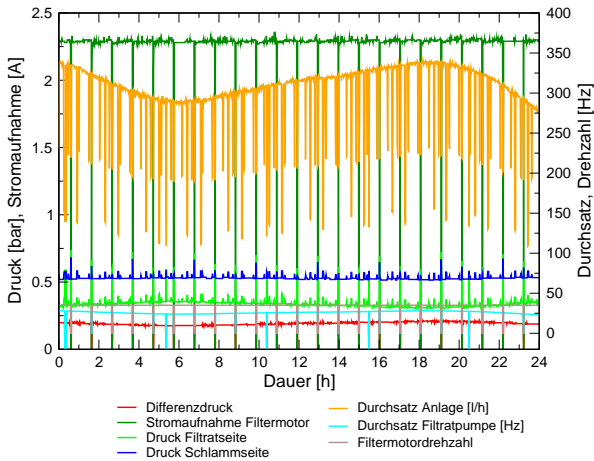


Abbildung 5.41: Betriebsdaten des Nachfilters 1 über 24 Stunden; von oben: Stromaufnahme Filtermotor, Durchsatz Anlage, Druck Schlammseite, Druck Filtratseite, Durchsatz Filtratpumpe, Differenzdruck, Filterdrehzahl

Die Leistung der Nachfilter der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott, eingebettet in das Gesamtkonzept, kann sich an den Leistungen der großen Membrankläranlagen in Deutschland messen lassen. Die installierte Membranfläche von 22,2 m² entspricht einer installierten spezifischen Membranfläche von 0,25 m²/EW.

Auf der größten kommunalen Membrankläranlage Deutschlands, der Kläranlage Nordkanal mit 80 000 EW, sind 1,06 m²/EW installiert. Die Kläranlage Mohnheim mit einer Ausbaugröße von 9700 EW erhielt eine spezifische Membranfläche von 1,3 m²/EW und die Kläranlage Markranstädt (12 000 EW) 0,7 m²/EW (vgl. [58–60]).

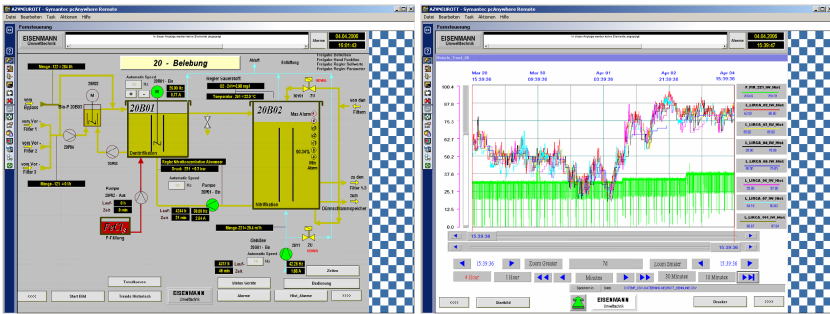
Die durchschnittliche Filtrationsleistung liegt bei den großen Kläranlagen mit 7,41/(m²·h) unter den in Neurott durchschnittlich behandelten 10,41/(m²·h) bei gleichzeitig deutlich aufwändigeren chemischen Reinigungsprozeduren. Auf allen genannten großen Kläranlagen findet wöchentlich bis zweiwöchentlich eine chemische Reinigung und zusätzlich alle 5–6 Monate eine chemische Intensivreinigung statt [61–64].

Da in Neurott nur einmal jährlich eine chemische Reinigung erfolgen muss, wird z. B. gegenüber der Membrankläranlage Nordkanal die 200fache Chemikalienmenge eingespart. Gleichzeitig wird der technische Aufwand, der Personaleinsatz und der Arbeitsschutz verbessert.

5.3.8 Prozesssteuerung

Die Prozesssteuerung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott ist vollautomatisch. Die Steuerung wurde nach dem Stand der Technik ausgeführt. Im Verfahrensfließbild (Abbildung B.1) sind alle Aktoren und Sensoren verzeichnet. Der Betrieb der Anlage erfolgt vollautomatisch über eine speicherprogrammierbare Steuerung (SPS Siemens S7). Die Entwicklung des Programms ist ein wesentlicher Baustein des semidezentralen Abwassermanagements. Abbildung 5.42a zeigt beispielhaft die Visualisierung der Belebungsstufe und Abbildung 5.42b einen Trendverlauf der Füllstände der Pumpwerke. Die Regelung des Durchsatzes ist ausführlich in Kapitel 5.4 erläutert. Daneben sind zwei weitere Regler wichtig. Zum einen die Regelung des Sauerstoffgehalts in der Nitrifikation über Sauerstoffsonde und Gebläse und zum anderen die Regelung des Kreislaufwassers über die Nitratsonde im Ablauf der Anlage.

Eine weitere wichtige Komponente ist die Fernüberwachung der Anlage. Abbildung 5.43 zeigt schematisch die Realisierung der sicheren Fernüberwachung und Fernsteuerung der Kläranlage. Auf der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott wurde ein PC installiert. Als Schnittstelle zur SPS im Schaltschrank der Kläranlage wurde auf dem PC die Prozessvisualisierung, eine Messwertdatenbank und ein



(a)

(b)

Abbildung 5.42: Visualisierung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott am Beispiel (a) des Belabungsbildes und (b) einer Trendgrafik

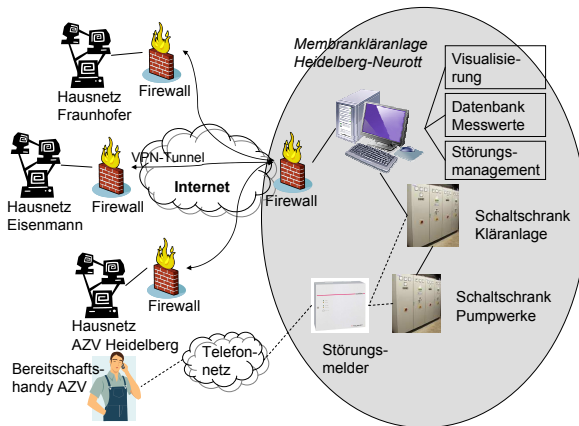


Abbildung 5.43: Schema der Fernüberwachung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott

Störungsmeldungsmanagement realisiert. Die SPS sichert den prozessstabilen Betrieb der Anlage unabhängig vom Betriebssystem Windows des PCs. Für den Zugriff auf den PC der Membrankläranlage von extern, wie z. B. einem Arbeitsplatz beim Fraunhofer IGB in Stuttgart, wurde eine sichere DSL-Internetverbindung durch VPN-Tunnel aufgebaut. Zusätzlich werden die Störungsmeldungen der Anlage über einen Störungsmelder an den Bereitschaftsdienst des Abwasserzweckverbandes Heidelberg über das Telefonnetz weitergeleitet. Damit wird selbst bei Stromausfall jederzeit die Alarmgebung gesichert.

5.3.9 Energiebedarf

Der Energiebedarf der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott setzt sich im Wesentlichen aus den Stromverbräuchen der Aggregate in den Pumpstufen, für die Rotation der Filter und für die Belüftung zusammen. Die Berechnung der Stromverbräuche erfolgte anhand der Messung von Strom und Spannung der einzelnen Aggregate. Abbildung 5.44 zeigt den täglichen Energiebedarf der Membrankläranlage Heidelberg Neurott für den Betrieb mit und ohne Vorfiltration. Während der Betrieb mit Vorfiltration einen Energiebedarf von mehr als 200 kWh/d aufweist, wird ohne Vorfiltration weniger als 150 kWh/d benötigt.

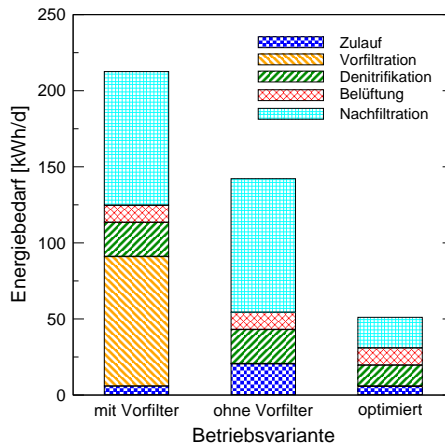


Abbildung 5.44: Täglicher Energieverbrauch der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott

Der Energiebedarf ist weitgehend unabhängig von der hydraulischen Belastung der Anlage. Dies liegt zum einen an der Ausstattung der Anlage mit Exzentrerschneckenpumpen und zum anderen an der durchsatzunabhängigen Rotation der Filter. Lediglich die stoffliche Belastung wirkt sich direkt auf den Energiebedarf der Belüftung aus, der aber nur einen geringen Anteil am Gesamtenergiebedarf aufweist. Aus der Lastunabhängigkeit folgt eine hohe Schwankung des spezifischen Energiebedarfs der Anlage. Ein energetisch effizienter Betrieb der Anlage ist nur bei Vollaustlastung gegeben.

Da der Schwerpunkt der Entwicklung auf der Demonstration der technischen Leistung des Konzeptes lag, wurde die Membrankläranlage Heidelberg-Neurott nicht energetisch optimiert. Für die Verbreitung des Konzeptes ist es wichtig, den spezi-

fischen Energiebedarf auf ein Niveau vergleichbarer Anlagen zu reduzieren. Durch einfache Maßnahmen, wie:

- die Abschaltung der Vorfiltration,
- die Verwendung energieoptimierter Pumpen (z. B. 50 % bei Kreiselpumpen) und
- Pumpstufen (z. B. keine zweimalige Abwasserhebung im Zulauf) sowie
- die Energieoptimierung der Filter auf das im Technikum erreichte Niveau (von 500-800 W/m³),

kann der Energiebedarf der Anlage gesenkt werden. Wie in Abbildung 5.44 dargestellt ist, kann der Energiebedarf mit den beispielhaft beschriebenen Maßnahmen auf 50 kWh/d gesenkt werden. Der spezifische Energiebedarf liegt dann bei ca. 200 kWh/(EW·a).

Für den Vergleich wurde die Systemgrenze direkt an am Kläranlageneingang über den gesamten Abwasserreinigungsprozess gezogen. Die Art der Kanalisation wurde nicht einbezogen, da hier Wahlfreiheit besteht. Der spezifische Energiebedarf von großen, energieoptimierten Membranbelebungsanlagen wird mit ca. 1 kWh/m³ in Abhängigkeit vom behandelten Regen- und Fremdwasser angegeben und beträgt im Trockenwetterfall das 1,5-2fache [59, 61, 65]. Die Abschätzung des spezifischen Energiebedarfs bezogen auf die Einwohnerwerte liegt bei 60-120 kWh/(EW·a) und bis 200 kWh/(EW·a) im Trockenwetterfall.

Die Errichtung einer semidezentralen Membrankläranlage nach dem Vorbild der Anlage in Heidelberg-Neurott kann unter Beachtung der vorgeschlagenen Energieoptimierungsmaßnahmen realistisch gleiche spezifische Energiebedarfe wie große, zentrale Membrankläranlagen erreichen.

5.4 Simulation der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott

Wie in Tabelle 4.4 im Kapitel 4.4.1 dargestellt, ist die notwendige Elimination der Abwasserinhaltsstoffe aufgrund der hohen Rohabwasserkonzentration und der Einleitanforderungen der Größenklasse 5 sehr hoch. Mit Hilfe von Simulationen der Prozesse der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott sollte die Auslegung rechnerisch abgesichert werden. Des Weiteren bieten Simulationen die Möglichkeit der Betriebsoptimierung und Darstellung von Betriebszuständen, die im Experiment aus Kosten- oder Sicherheitsgründen nicht durchgeführt werden können.

In dieser Arbeit wurde zunächst eine statische Simulation der biologischen Prozesse durchgeführt, die im Folgenden dargestellt ist. Anschließend wird die Entwicklung eines hydraulischen Modells zur Durchsatzsteuerung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott gezeigt. Da die hydrodynamischen Prozesse einer Kläranlage, insbesondere von Membrankläranlagen, erheblichen Einfluss auf die biologischen Prozesse haben und damit entscheidend zur Einhaltung der Grenzwerte, der Höhe der Betriebskosten und dem Wartungsaufwand beitragen, hat ein hydraulisches Modell große Bedeutung für die Entwicklung innovativer Abwasserreinigungsverfahren.

5.4.1 Simulation der biologischen Prozesse

Die statische Bemessung der Belegung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott MKA01, dargestellt in Kapitel 4.4.2.4, wird wie obenstehend erläutert anhand einer Simulation der biologischen Prozesse mit dem Activated Sludge Model No. 1 (ASM1) in Simba 5.2 überprüft.

Das implementierte Modell bildet die in der Ausführungsplanung tatsächlich festgelegten Volumina der einzelnen biologischen Aufbereitungsschritte ab. Die Volumina der Filter sind der Nitrifikation zugeordnet. Die Filterstufe selbst ist als ideale Nachklärung abgebildet. Für das ASM1 wurde der Standardparametersatz verwendet.

Abbildung 5.45 zeigt die Simulation des maßgebenden Lastfalls der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott. Verschiedene Simulationsläufe haben gezeigt, dass

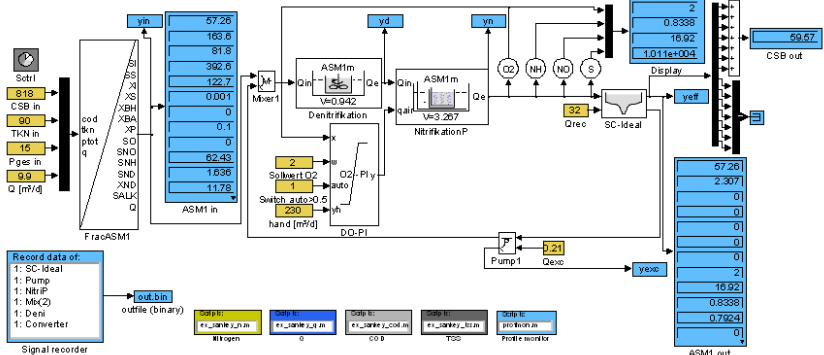


Abbildung 5.45: Maßgebender Lastfall der MKA01 implementiert in Simba 5.2

nicht die Temperatur von 10 °C im Winter, sondern die Zulaufabwassermenge mit 9,9 m³/d im Sommer bei 20 °C die schlechtesten Ablaufwerte produziert.

Die Ergebnisse der Simulation des maßgebenden Lastfalls sind in Tabelle 5.6 aufgeführt. Die Ablaufwerte betragen für Ammoniumstickstoff 0,8 mg/l und für anorganischen Gesamtstickstoff 17,8 mg/l. Die beiden Grenzwerte für Stickstoff sind auch bei maximaler Auslastung der Anlage rechnerisch einhaltbar. Der Ablauf des CSB liegt mit 60 mg/l deutlich unter den geforderten 75 mg/l. Der Parameter Phosphor kann im ASM1 nicht abgebildet werden und wurde nicht betrachtet. Die im Reaktor eingestellte Feststoffkonzentration liegt bei 10 g/l TS.

Tabelle 5.6: Betriebsparameter der Technikumsanlage

Parameter	Einheit	Zulauf	Simulierter Ablauf	Grenzwert
CSB	mg/l	818	60	75
TKN	mg/l	90	n/a	n/a
NH ₄ -N	mg/l	n/a	0,8	10
N _{ges,anorg}	mg/l	n/a	17,8	18
P _{ges}	mg/l	15	n/a	n/a
Q	l/d	9900	n/a	n/a

Die Überprüfung der statischen Bemessung zeigt, dass die Einhaltung der vorgegebenen Grenzwerte im Gleichgewichtszustand möglich ist. Es wird ebenfalls deutlich, dass ein Teil der Sicherheiten, die in der Bemessung nach ATV-DVWK-A 131 eingebaut sind, verplant wurden. Die tatsächliche Arbeitsweise des Belebtschlammes in den Filtern kann erst im Betrieb der Anlage bestimmt werden, da auf der einen Seite das Volumen in den Filtern nicht belüftet ist und auf der anderen Seite die Verweilzeit sehr kurz ist.

5.4.2 Hydraulisches Modell zur Durchsatzsteuerung

Für die hydraulische Simulation der Durchsatzsteuerung wurde zunächst das im Folgenden dargestellte Modell entwickelt. Danach erfolgte die Implementierung des hydraulischen Modells in Matlab und Simulink, dargestellt in Kapitel 5.4.3. Für die Validierung (Kapitel 5.4.4) wurde eine Untersuchung zur Generierung der experimentellen Daten auf der MKA01 über ca. eine Woche durchgeführt. Der Vergleich der experimentellen mit den simulierten Daten zeigt die Gültigkeit des entwickelten Modells. Schließlich folgt in Kapitel 5.4.5 die beispielhafte Darstellung von verschiedenen Modellanwendungen.

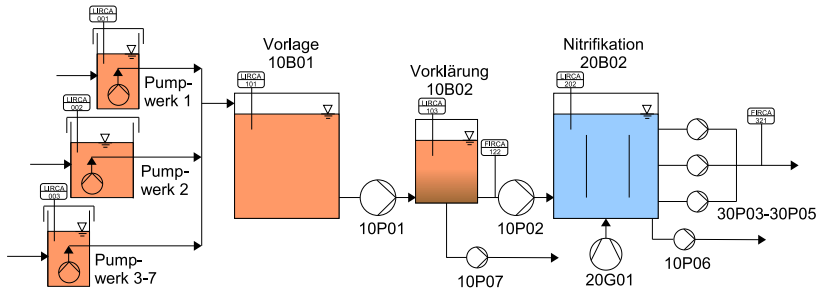


Abbildung 5.46: Schema des hydraulischen Modells des Entwässerungssystems sowie der Membrankläranlage

Abbildung 5.46 zeigt schematisch das entwickelte hydraulische Modell des Entwässerungssystems sowie der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott. Der Abstraktionsgrad im Modell wurde so hoch wie möglich gewählt und die Detaillierung so genau wie nötig gehalten damit Programmierung und Rechnung effizient gestaltet werden können. Der Zulauf aus den Häusern wird in 7 Pumpwerken gesammelt die, abgesehen von Pumpwerk 2, alle die gleiche Größe aufweisen. In Abhängigkeit vom Füllstand der Pumpwerke und dem Füllstand im Vorlagebehälter, die online gemessen werden, wird das Abwasser in die Kläranlage gepumpt. In der Anlage folgen zwei Behälter mit variablen Durchsätzen. Zunächst wird das Abwasser in die Vorklärung gepumpt, die einen Teil des Abwassers über den Primärschlamm mit der Pumpe 10P07 abgibt und zum großen Teil über die Pumpe 10P02 den Füllstand in der Nitrifikation konstant hält. In der Nitrifikation findet der Gasgehalt bei der Füllstandsänderung zusätzlich Berücksichtigung. Das gereinigte Abwasser wird über 3 Filtratpumpen 30P03-30P05 dem System entnommen, dessen Gesamtdurchsatz online erfasst wird. Der Überschussschlammabzug ist über die Pumpe 10P06 berücksichtigt.

Alle Rohrleitungen sowie die restlichen Behälter (vgl. Abbildung B.1) bleiben im Modell unberücksichtigt. Bei gefüllten Leitungen und Behältern sowie von Behältern ohne Füllstandsänderungen gibt es keine Beeinflussung des Ergebnisses. Da das zu modellierende Entwässerungssystem eine Druckkanalisation mit Rückschlagklappen im Pumpwerk darstellt und der höchste geographische Punkt im Gelände die Kläranlage darstellt, ist der entstehende Fehler gering. Die Fließgeschwindigkeit im Kanal beträgt um 1 m/s und damit die Toleranzdistanz ungefähr 20 m. Vernachlässigt wurden weiterhin Nachlauf und Anlaufverzögerung der Pumpen und die Trägheit des Wassers.

5.4.3 Implementierung des Modells

Zur Implementierung des Modells in Matlab/Simulink wurde in Anlehnung an die Funktionalitäten der MKA01 eine sinnvolle Unterteilung in die in Abbildung 5.47 dargestellten Module vorgenommen. Zusätzlich enthält die Softwarearchitektur die vorgelagerten und übergeordneten Module „Zulaufdatengenerierung“, „Einstellungen“, „Visualisierung“ und „Bilanzen“.

Im Modul „Zulaufdatengenerierung“ werden aus den Füllständen der Pumpwerke durch Differenzbildung die als Eingang ins Modell definierten Zulaufganglinien generiert und formatiert. Die zur Lösung der Differentialgleichungen benötigten Anfangswerte sowie alle Modellvariablen sind im Modul „Einstellungen“ zusammengefasst. In den Modulen „Visualisierung“ und „Bilanzen“ sind die Ausgaben und Modellkontrollen organisiert.

Zusätzlich zu den physikalischen Vorgängen muss die Steuerung der Aggregate im Modell abgebildet werden. Zu den zeitlichen Steuerungen anhand von Bedingungen sind im Modell zwei Regelkreise integriert. Abbildung 5.48a zeigt die Regelung der Filtratpumpen 30P03–30P05. Abbildung 5.48b zeigt die Regelung für den Zulauf zur Biologie über die Pumpe 10P02. Das hydraulische Regelkonzept der Anlage sieht die Anpassung des Durchsatzes durch die Membranen in Abhängigkeit vom aktuellen Abwasseranfall und der Ausnutzung der Speicherkapazität vor und sichert damit sowohl die Bearbeitung des angefallenen Abwassers als auch die

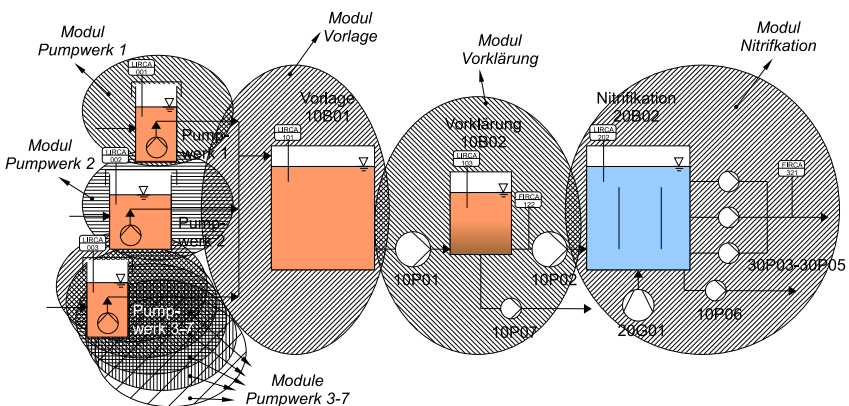


Abbildung 5.47: Aufteilung des Prozesses in Module zur Implementierung des Modells in Simulink

5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

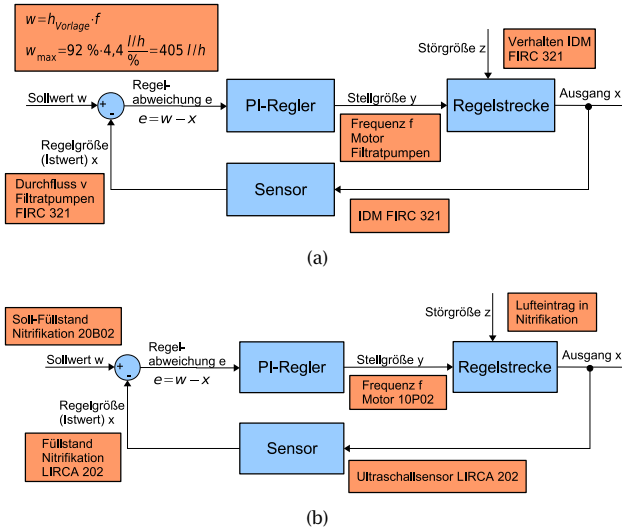


Abbildung 5.48: Durchsatzregelung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott: (a) Regler der Filtratpumpen und (b) Regler der Pumpe des Zulaufs zur Biologie

moderate Beaufschlagung der Filter. Alle anderen Pumpstufen müssen durch Nachregelung das Volumen in den Behältern konstant halten.

Abbildung 5.49 zeigt exemplarisch die Implementierung des Moduls „Vorklärung“ in Simulink. Die eingekreisten Programmteile entsprechen den Prozessschritten inklusive der Steuerung. Die Moduleingänge „Füllstand Nitrifikation“ und „Füllstand Vorlage“ sowie die Modulausgänge Durchsatz „10P01“, „10P02“ und „Füllstand Vorklärung“ sichern die Kommunikation mit den anderen Modulen des Programms.

5.4.4 Validierung des Modells

Für die Validierung des Modells wurde der Modelleingang zum Modellausgang erklärt und umgekehrt. Des Weiteren wurde im Experiment ein Testfall generiert, der den gleichen Zustand der Regler zum Beginn der Rechnung garantiert. Dazu wurden zu einem Zeitpunkt die Regler 1 und Regler 7 der Anlage zurückgesetzt und die Anlage über ca. 4,5 Tage im Automatikmodus betrieben, ohne eine zusätzliche Störung z. B. durch Wartungsarbeiten in die Regelstrecken einzubringen.

Die Abbildungen 5.50 und 5.51 zeigen die Ergebnisse der Validierung ohne Regler. Das heißt sowohl für den Anlagendurchsatz als auch den Durchsatz im Zulauf

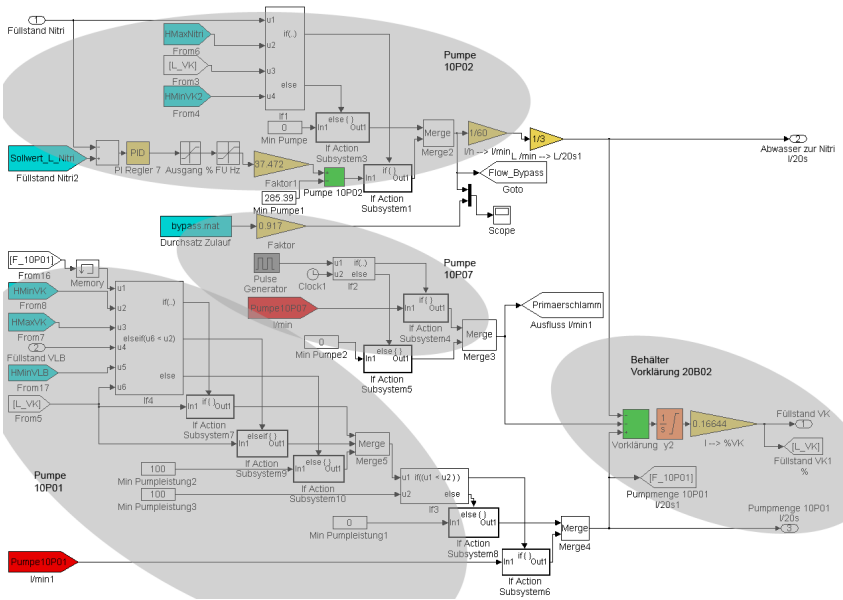
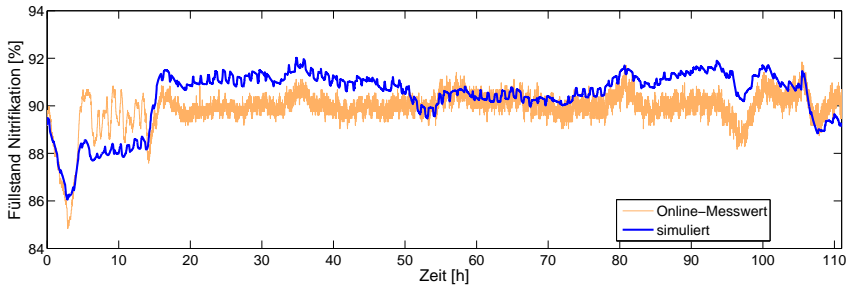


Abbildung 5.49: Modul Vorklärung implementiert in Simulink v.2006a

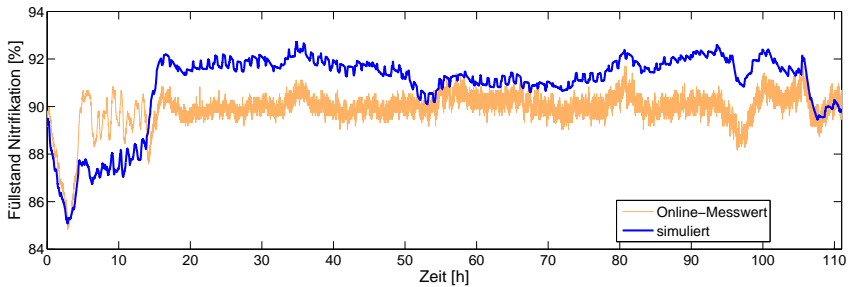
zur Biologie wurden die im Experiment ermittelten Daten dem Modell eingegeben. Die resultierenden Füllstände in der Nitrifikation und in der Vorlage sowie den Pumpwerken sind mit den gemessenen Daten in den Diagrammen dargestellt. In Abbildung 5.50b ist zusätzlich zu Abbildung 5.50a die Füllstandsänderung in der Nitrifikation durch Änderung des Gasgehalts bei unterschiedlicher Leistung des Gebläses berücksichtigt, die aus der Sauerstoffregelung resultiert.

Im Vergleich zeigt sich, dass bei der Berücksichtigung der Gasgehaltsänderung eine Spreizung der Kurve erfolgt, die beispielsweise das erste Füllstandsminimum besser erklärt. Insgesamt ist die Übereinstimmung der beiden Kurven in Abbildung 5.50b nicht besser als ohne Berücksichtigung der Gasgehaltsänderung. Das durchgeführte Experiment ist nicht geeignet, um diesen Teil des Modells zu validieren, da hier die Trägheit der Messung unberücksichtigt bleibt⁹. Insgesamt kann die Füllstandsänderung in der Nitrifikation jedoch sehr gut abgebildet werden. Dies trifft sowohl für den Verlauf als auch die absoluten Werte über eine lange Zeit von 110 Stunden zu.

⁹ Aufgrund der stark bewegten Oberfläche im Reaktor muss für die Füllstandsmessung eine lange Integrationszeit eingestellt werden.



(a) Füllstand in der Nitrifikation ohne Berücksichtigung der Gasgehaltsänderung

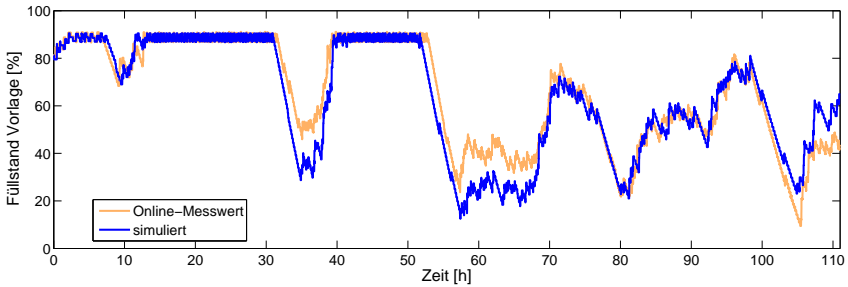


(b) Füllstand in der Nitrifikation mit Berücksichtigung der Gasgehaltsänderung

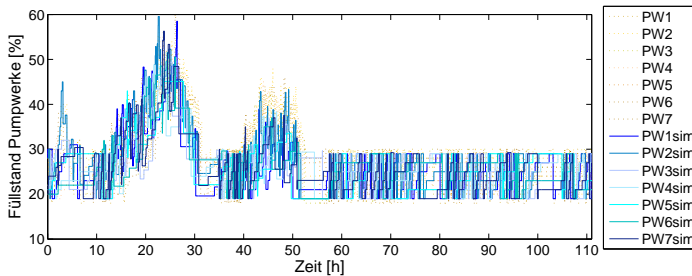
Abbildung 5.50: Validierung des Modells anhand des Füllstands der Nitrifikation ohne Regelung

Durch die Einführung eines Anpassungsfaktors für die Durchsätze im Zulauf zur Biologie (0.917) und für den Ablauf der Anlage (0.9374) konnte die in Abbildung 5.51a dargestellte gute Übereinstimmung der gemessenen und simulierten Daten des Füllstands in der Vorlage erreicht werden. Gleiches gilt für die Füllstände in den Pumpwerken, dargestellt in Abbildung 5.51b. Interessant ist hier der Verlauf der Füllstände bis ca. 50 Stunden. Die maximalen Füllstände der drei Spitzenbelastungen liegen für die gemessenen und simulierten Daten im gleichen Bereich. Dennoch ist der simulierte Füllstand in den Pumpwerken und im Vorlagebehälter zwischen 30 und 70 Stunden niedriger und nach 100 Stunden höher als der gemessene Wert.

Die Einführung der Anpassungsfaktoren hat systematische Fehler erklärt, wie sie zum Beispiel durch die Messgeräte oder Datenumwandlung hervorgerufen werden können. Die verbleibende Abweichung der Füllstände muss auf andere Ursachen zurückgeführt werden. Hierzu zählt die Genauigkeit der erhobenen Daten. Aus technischen Gründen konnten die Füllstände der 7 Pumpwerke nur als ganze



(a)

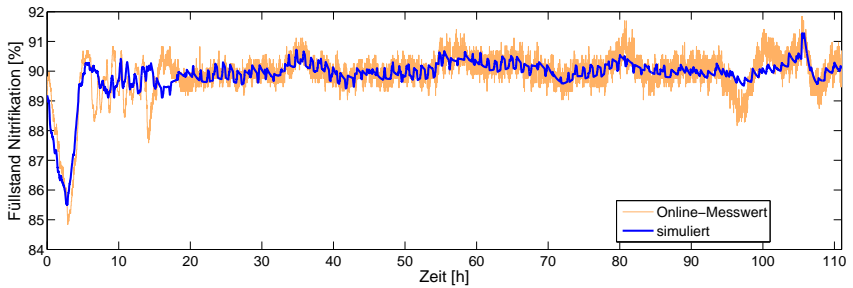


(b)

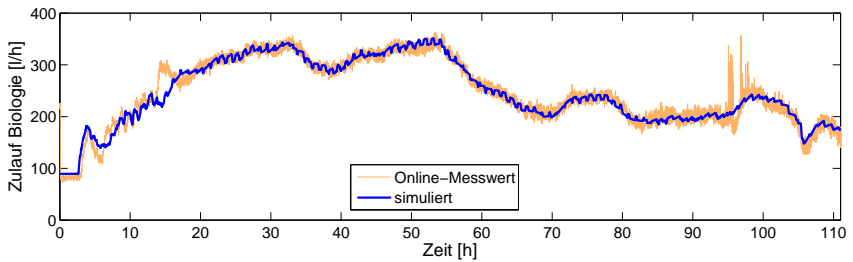
Abbildung 5.51: Validierung des Modells ohne Regler bei 91,7% des gemessenen Ab-
 laufs: Ergebnisse des (a) Füllstands in der Vorlage und (b) Füllstände der
 einzelnen Pumpwerke

Zentimeter ausgelesen werden, die Nachkommastellen wurden abgeschnitten. Das resultierende Fehlervolumen beträgt ca. 11,21 im Pumpwerk 2 und ca. 7,81 in den restlichen Pumpwerken und 1-10% vom Stundendurchsatz. Zusätzlich kann sich die Entscheidung über den nächsten Pumpvorgang im Modell von der Wirklichkeit unterscheiden. Beispielsweise können die beiden höchsten Füllstände 40,252 cm und 40,384 cm betragen. Das letztgenannte Pumpwerk hätte mit einer Genauigkeit bis in die dritte Kommastelle den höchsten Füllstand und würde abpumpen. Im Modell hätten beide Pumpwerke den gleichen Füllstand und es muss eine willkürliche, aber eindeutige Entscheidung über den nächsten Pumpvorgang getroffen werden.

In den Abbildungen 5.52 und 5.53 sind die Ergebnisse der Validierung des Modells mit der Regelung des Zulaufs zur Biologie dargestellt. Der Durchsatz der Filtratpumpen ist zur Validierung mit dem Messwert identisch. Abbildung 5.52a zeigt, dass der Modellregler den Füllstand in der Nitrifikation etwas besser auf den Sollwert einstellt als die Messwerte, aber dem Verlauf sehr gut folgt. Die gute Darstel-



(a)



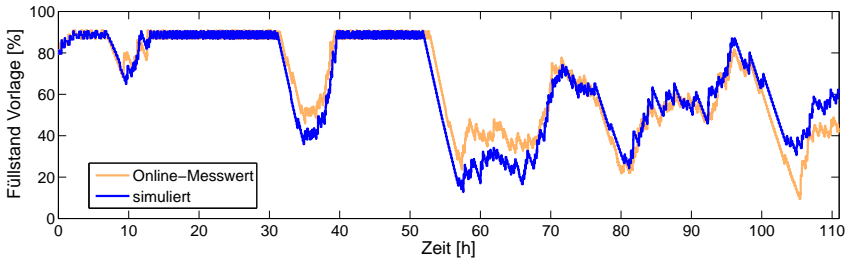
(b)

Abbildung 5.52: Validierung des Modells anhand (a) des Füllstands der Nitrifikation mit (b) Regelung des Bypass-Durchflusses

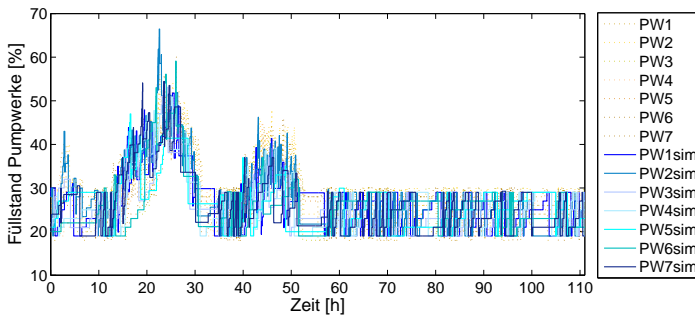
lung des Reglers im Modell wird durch den Vergleich der gemessenen und simulierten Zuläufe zur Biologie in Abbildung 5.52b bestätigt. Verbleibende Abweichungen können zum Beispiel durch die Trägheit des Wassers sowie des Nichtabreißens eines Hebbers erklärt werden.

Das Ergebnis für die Füllstände der Vorlage und der Pumpwerke ist in Abbildung 5.53 dargestellt. Die Übereinstimmung zwischen gemessenen und simulierten Daten ist sehr gut und unterscheidet sich im Wesentlichen nicht von Abbildung 5.51.

In Abbildung 5.54 ist die Validierung des Gesamtmodells dargestellt. Der Regler der Filtratpumpen wurde im Simulationslauf aktiviert und im Vergleich zu den gemessenen Daten in Abbildung 5.54a dargestellt. Dabei ähneln sich die Verläufe der beiden Kurven sehr. Die verbleibende Abweichung resultiert zum Teil aus dem niedrigeren Füllstand der Vorlage vor allem zwischen 30 und 70 Stunden. Für die exakte Validierung des Reglers muss die Regelstrecke zum Beispiel durch Bestimmung der Sprungantwort bestimmt werden.



(a)



(b)

Abbildung 5.53: Validierung des Modells anhand des Füllstands der Nitrifikation mit Regelung des Bypass-Durchfluss: Ergebnisse des (a) Füllstands in der Vorlage und (b) Füllstände der einzelnen Pumpwerke

Zur Quantifizierung der Abweichung zwischen Modellierung und Messwerten wurde die in Abbildung 5.55 dargestellte Abweichung der kumulierten behandelten Abwassermenge im Modell gegenüber den gemessenen Daten dargestellt. Die Abweichung beträgt über 110 Stunden nie mehr als 2,5%. Lediglich in der ersten Stunde ist die Abweichung aufgrund einer geringen zeitlichen Verschiebung von Filterstillstands- und Filterrückspülzeiten zu verzeichnen. Da eine vollständige Übereinstimmung zwischen Modell und Messwerten nie erreicht werden kann, ist der Bestimmung der Abbildungsgenauigkeit für die Einschätzung der Vorhersagegenauigkeit eines Modells besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Die ermittelte Abweichung zwischen Modell und Messwerten muss bei der Bewertung der Vorhersageergebnisse berücksichtigt werden.

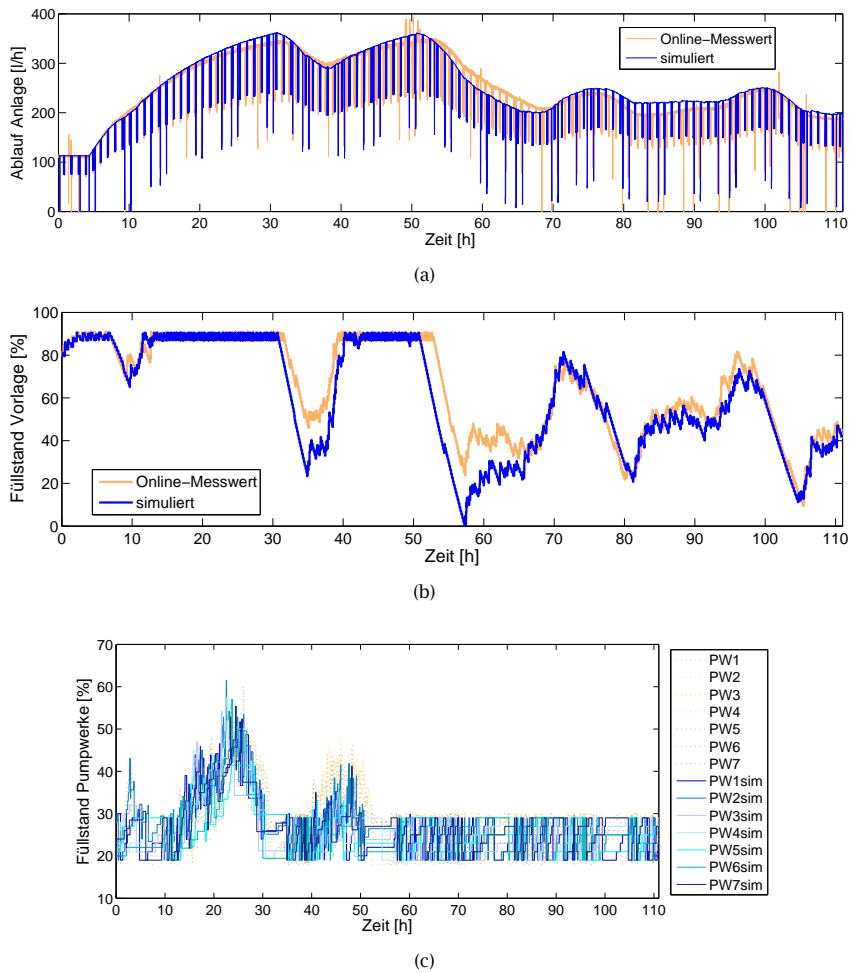


Abbildung 5.54: Ergebnisse der Validierung des Modells mit beiden Durchflussregelungen: (a) Ablauf der Anlage, (b) Füllstand der Vorlage und (c) Füllstand in den Pumpwerken

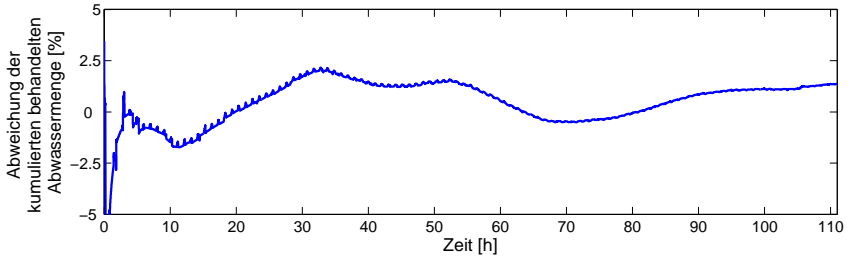


Abbildung 5.55: Abweichung der kumulierten behandelten Abwassermenge der simulierten gegen die gemessenen Daten

5.4.5 Modellanwendungen

Für die Nutzung des Modells ergeben sich die verschiedensten Anwendungen. Grundsätzlich können diese in Betriebsanwendungen und Planungsanwendungen unterschieden werden. Dabei kann das Modell für Betriebsanwendungen im laufenden Betrieb benutzt werden, um beispielsweise Parametereinstellungen der Regler zu überprüfen oder eine Änderung der Betriebsweise der Filter vorzunehmen. Beispielfhaft ist im Folgenden das Studium von Spitzenzuflüssen dargestellt.

Die Abbildungen 5.56-5.59 zeigen vier Beispiele für Spitzenzuflüsse, die auf der Anlage beobachtet werden konnten. Die Beispiele unterscheiden sich bezüglich des zusätzlichen Abwasseraufkommens, der Dauer des Spitzenzuflusses und der Aus-

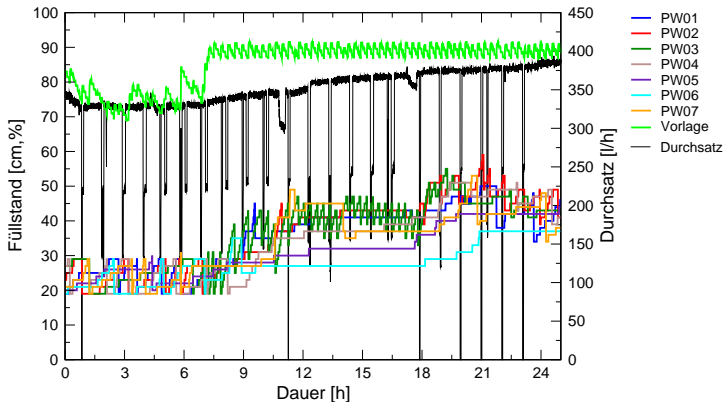


Abbildung 5.56: Füllstand Pumpwerk 3 und Vorlage sowie Anlagendurchsatz mit Spitzenzufluss $Q=189\text{ l/h}$, $t=12,2\text{ h}$; von oben: Vorlage, Durchsatz, PW01-07

5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

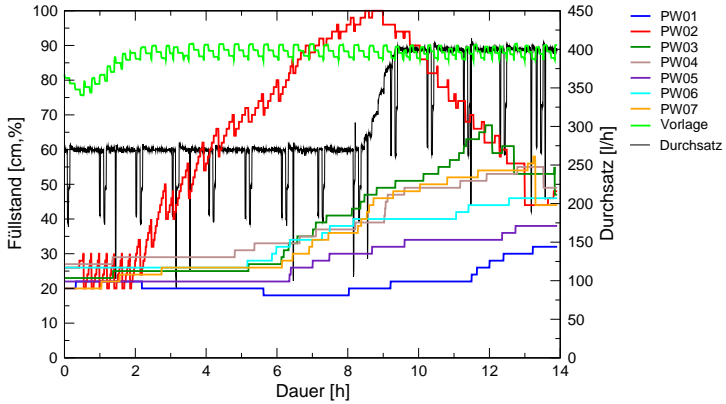


Abbildung 5.57: Füllstand Pumpwerk 2 und Vorlage sowie Anlagendurchsatz mit Spitzenzufluss $Q=3581/h$, $t=8,28$ h; von oben: Vorlage, Durchsatz, PW01-07

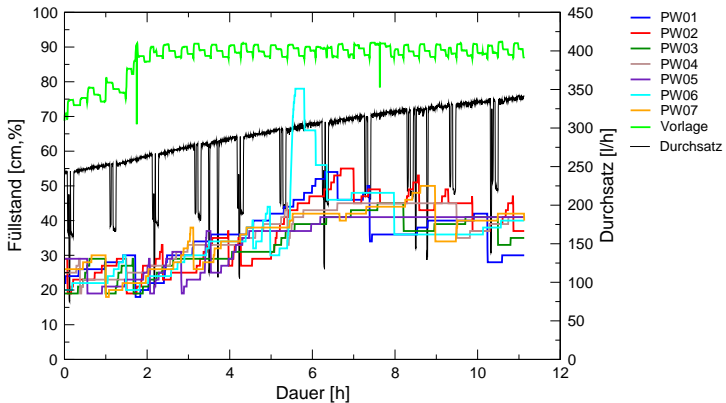


Abbildung 5.58: Füllstand Pumpwerk 6 und Vorlage sowie Anlagendurchsatz mit Spitzenzufluss $Q=20501/h$, $t=13$ min; von oben: Vorlage, Durchsatz, PW

wirkungen auf Durchsatz und Speicher der Kläranlage. Nach Rücksprache mit den Bewohnern der Siedlung Neurott handelt es sich dabei um Funktionsprobleme bei Toilettenspülungen, Waschmaschinen oder Ähnlichem.

Abbildung 5.56 zeigt einen zusätzlichen Zufluss von ca. 1901/h über einen halben Tag. Da der Anlagendurchsatz schon auf ein hohes Niveau geregelt war und sich in den Nachtstunden aus den restlichen Pumpwerken wenig Zufluss ergab, erhöhte sich der Füllstand in den Pumpwerken nur leicht auf einen unkritischen Bereich

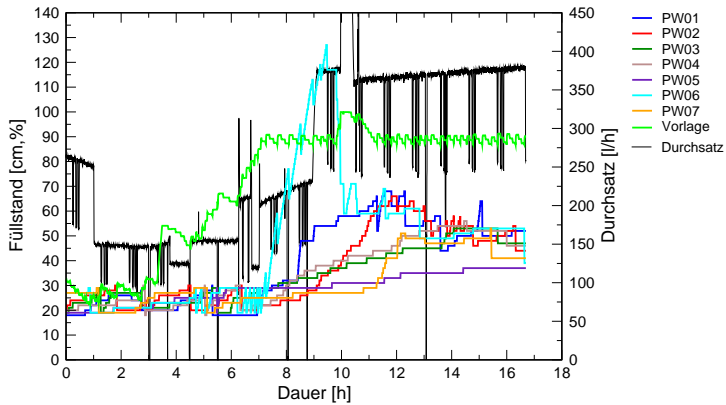


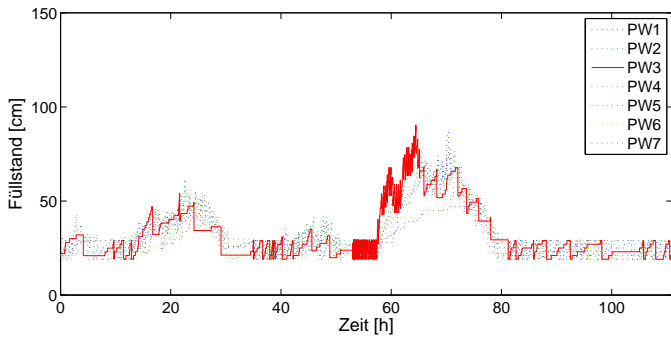
Abbildung 5.59: Füllstand Pumpwerk 6 und Vorlage sowie Anlagendurchsatz mit Spitzenzufluss $Q=5771/h$, $t=3,1$ h; von oben: Durchsatz, Vorlage, PW01-07

von 50 cm. Dagegen dauerte es in dem in Abbildung 5.57 dargestellten Ereignis nur ca. 8 Stunden bis das Pumpwerk 2 einen Alarm durch hohen Füllstand auslöste. Hierbei spielte zum einen der höhere Zufluss von 3601/h als auch der niedrige Anlagendurchsatz eine Rolle¹⁰. Abbildung 5.58 zeigt einen kurzfristig sehr hohen Zufluss zum Pumpwerk 6 von 2 0501/h, der ungefähr dem Durchsatz einer alten Armatur beispielsweise eines Wasserhahns, entspricht¹¹. Die in 13 Minuten erzeugten 5001 Abwasser hatten aufgrund der Kürze des Ereignisses keine negativen Auswirkungen auf die Durchsatzregelung der Anlage. Im Gegensatz dazu wurde das Ereignis in Abbildung 5.59 rechtzeitig bemerkt, um den niedrigen Anlagendurchsatz per Hand schneller als die Regelung hoch zu stellen, zusätzliches Speichervolumen zu schaffen sowie in Kooperation mit den Bewohnern die Ursache des hohen Abwasseranfalls zu beseitigen.

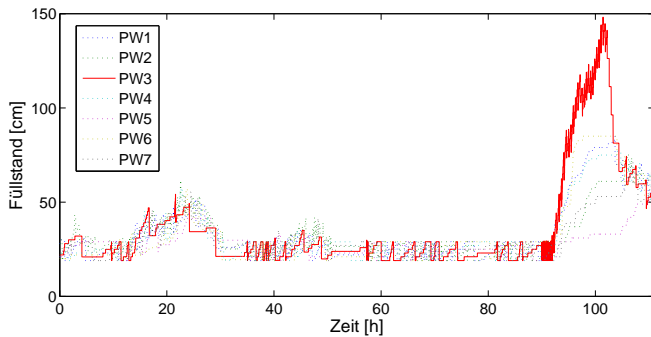
Zur Veranschaulichung des Studiums der Spitzenzuflüsse mit dem entwickelten Modell wurde ein Szenario gewählt, dass die Grenzen der statischen Berechnung aufzeigt. Der zusätzlich gewählte Zufluss von 3601/h über 12 Stunden wurde zu 3 verschiedenen Zeitpunkten zu den aus der Validierung bekannten Zuflüssen dazugegeben. Der Durchsatzregler durch die Anlage hat die behandelte Abwassermenge entsprechend bis zum Maximum von 4051/h erhöht. Die resultierende Auslastung der Speichervolumina in den Pumpwerken ist in Abbildung 5.60 dargestellt.

¹⁰ Zu diesem Zeitpunkt war der Durchsatz durch die Anlage noch nicht geregelt, sondern auf einen konstanten Wert, hier 2701/h, eingestellt.

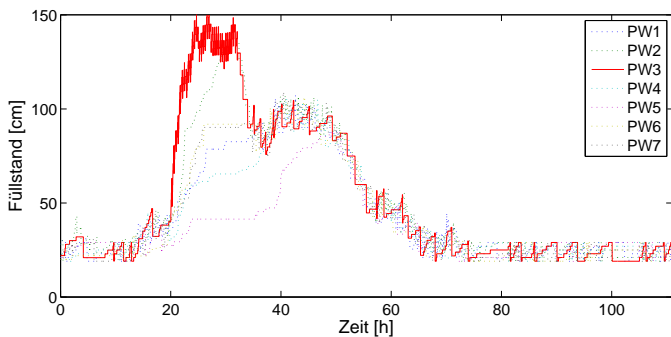
¹¹ Zum Vergleich: 1/2"-Wasserspararmaturen haben bei 3 bar Leitungsdruck einen Durchsatz von 360-6001/h.



(a) best case



(b) normal case



(c) worst case

Abbildung 5.60: Modellierung der Spitzenlast mit einem zusätzlichen Abwasserzufluss von 360l/h über 12 h zu verschiedenen Zeitpunkten

Im günstigsten Fall, dem sogenannten best case, beginnt der Spitzenzufluss zu einem Zeitpunkt, da der Anlagendurchsatz vergleichsweise hoch ist, die Speicher vergleichsweise leer sind und wenig Zufluss zu erwarten ist. Das in Abbildung 5.60a dargestellte Beispiel zeigt diesen Zustand in den späten Abendstunden ohne nennenswerten Zufluss über Nacht. Die Anlage kann sehr lange nur den Spitzenzufluss bearbeiten und die Speicher laufen auf unkritische 80 cm voll.

Als Normalfall gilt beispielsweise, wenn die Speicher der Pumpwerke abgearbeitet sind und sich der Durchsatz der Anlage auf einem durchschnittlichen Wert bewegt. Das Ergebnis des normal case zeigt Abbildung 5.60b. Die Spitzenlast im normal case hätte nach vielen Stunden bei 100 cm Füllstand im Pumpwerk 3 einen Alarm ausgelöst. Ohne weitere Maßnahmen wäre noch der Sicherheitspeicher bis zum oberen Rand des Pumpwerks bei 150 cm vollgelaufen.

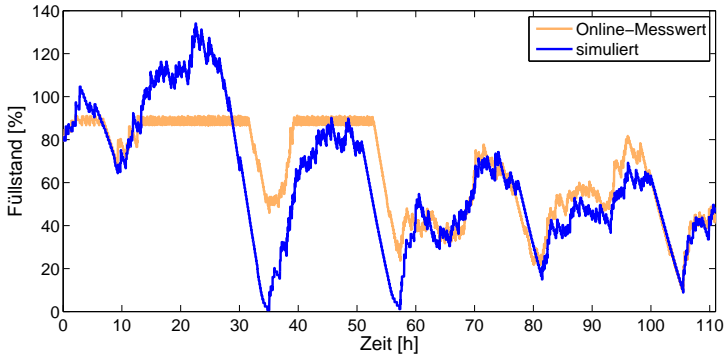
Der schlechteste Fall ist schließlich in Abbildung 5.60c gezeigt. Für den Beginn der Spitzenlast wurde ein ungünstiger Zeitpunkt gewählt, zu dem die Speicher bereits sehr voll sind, der Durchsatz durch die Anlage noch gering ist und gleichzeitig aus allen Pumpwerken Zuflüsse zu erwarten sind. Entsprechend hoch sind die berechneten Füllstände der Pumpwerke. Schon nach kurzer Zeit würde es einen Alarm an Pumpwerk 3 geben, der ohne weitere Maßnahmen zum Überlaufen des Abwassers aus dem Pumpwerk für mehrere Minuten zu drei verschiedenen Zeitpunkten geführt hätte.

Des Weiteren lässt sich mit dem Modell studieren, wie lange beispielsweise die Zeit für mögliche Reaktionen dauern darf, damit der Alarmplan optimiert werden kann.

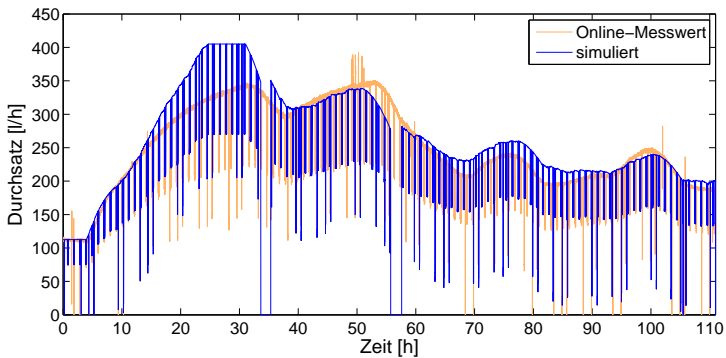
Als Beispiel für Planungsanwendungen ist die Dimensionierung bzw. Optimierung der Behältergrößen gewählt. Dazu wurde im ersten Beispiel, dargestellt in Abbildung 5.61, die Begrenzung für die Größe des Vorlagebehälters auf 100% aufgehoben. Da der Füllstand der Vorlage als Sollwert für die Durchsatzregelung Verwendung findet, wird gleichzeitig der Durchsatz der Anlage beeinflusst. Abbildung 5.61b zeigt den berechneten Durchsatz im Vergleich zum gemessenen Wert. Deutliche Unterschiede ergeben sich vor allem im ersten Drittel der Simulation. Der Durchsatz steigt schneller an und erreicht das Maximum für viele Stunden, um in den zwei darauf folgenden Nächten mit wenig Abwasser den Speicher völlig zu entleeren. Erkennbar ist dies an den Stillstandszeiten der Filtratpumpen. Abbildung 5.61a stellt den entsprechenden Füllstand in der Vorlage im Vergleich zur Messung dar. Der maximale Füllstand beträgt über 130%.

Stände der Speicher in den Pumpwerken nicht zur Verfügung, müsste der Vorlage-

behälter auf fast das 1,5fache seines jetzigen Volumens ausgebaut werden¹². Des Weiteren ist gut zu erkennen, dass eine Vergrößerung der Vorlage eine Anpassung der Regelstrategie notwendig machen würde.



(a) Füllstand im Vorlagebehälter im Vergleich zum Messwert



(b) Durchsatz im Vergleich zum gemessenen Durchsatz

Abbildung 5.61: Bestimmung des optimalen Speichervolumens: (a) Füllstand im Vorlagebehälter und (b) Durchsatz der Anlage

¹² Vorausgesetzt die Zuflüsse des simulierten Beispiels stellen einen repräsentativen Lastfall dar.

Kapitel 6

Diskussion

Das vorgestellte semidezentrale Verfahren für kommunales Abwassermanagement wurde entwickelt, um die ökologischen Vorteile dezentraler Systeme mit den ökonomischen und technischen Vorteilen zentraler Systeme zu verbinden. Die wesentlichen Merkmale des entwickelten Konzepts sind:

- Nutzung der bestehenden Sanitärinfrastruktur
- Integration in bestehende Wohngebiete
- Behandlung hoch konzentrierter Abwasserteilströme durch
 - Trennung von häuslichem Abwasser und
 - Trennung von Regenwasser,
 - ggf. getrennte Behandlung von Industrieabwasser
- Vergleichmäßigung der hydraulischen und stofflichen Belastung der Kläranlage und damit Realisierung
 - kleiner Volumina der einzelnen Behandlungsstufen und
 - geringer benötigter Filterflächen
- Einhaltung höchster Qualitätsanforderungen an das gereinigte Abwasser
- Minimierung sonstiger Emissionen (Geruch, Lärm) durch geschlossene Bauweise
- Intelligente Anlagensteuerung
- Verwendung robuster, energieeffizienter und wartungsarmer Komponenten sowie Aggregate für einen stabilen Betrieb
- Schließung lokaler Wasserkreisläufe durch Verwendung des Regenwassers für Gartenbewässerung und lokale Versickerung

Vom bisherigen in Siedlungsgebieten realisierten konventionellen Wassersystem unterscheidet sich das vorgeschlagene Konzept erstens durch die strikte Trennung und lokale Nutzung bzw. Versickerung des Regenwassers. Dadurch ergeben sich große Vorteile für die Abwasserreinigung. Die Abwasserreinigung des häuslichen Abwasser erfolgt zweitens nicht in einer zentralen Kläranlage, sondern in großer Nähe zur Bebauung direkt im oder am Rand des Wohngebiets. Die resultierenden hohen Anforderungen an die Leistungen der Anlage bezüglich Emissionen in alle Medien (Luft, Wasser, Boden) sind sehr hoch, aber mit den modernen technischen Möglichkeiten sehr gut zu bewältigen, wie in dieser Arbeit gezeigt wurde.

Das Ziel dieser Arbeit, die technische Machbarkeit von semidezentralen Abwasserreinigungsanlagen zu demonstrieren, ist gelungen. Entgegen der geltenden Wahrnehmung, dass kleinere Anlagen die ökologisch, ökonomisch und technisch schlechtere Alternative sind, konnte gezeigt werden, dass exzellente Ablaufwerte, niedriger Betreuungsaufwand und gute Überwachung der Abwasserqualität sowie eine bedingte Kosteneffizienz sehr gut erreichbar sind.

Ausführliche Experimente im Technikum und der Betrieb von zwei Versuchsanlagen haben die Entwicklung des Konzepts sowie die Dimensionierung und Planung der semidezentralen Demonstrationsanlage in Heidelberg-Neurott unterstützt. Die Ergebnisse der Voruntersuchungen wurden während des zweijährigen Betriebs der Demonstrationsanlage MKA01 bestätigt. Die Dimensionierung, Planung und Bauüberwachung der semidezentralen Demonstrationsanlage waren wichtige Arbeitsschritte für die Umsetzung des semidezentralen Verfahrens für kommunales Abwassermanagement. Die Arbeit hatte stets den Anspruch nicht nur ein auf theoretischen Überlegungen basierendes Idealkonzept zu entwickeln, sondern unter realen Praxisbedingungen zu funktionieren und trotzdem einen deutlichen Technologiefortschritt darzustellen.

Die Membrankläranlage Heidelberg-Neurott wurde von Juni bis September 2005 im zuvor sanierten Gebäude des ehemaligen Feuerwehrgerätehauses installiert. Der Bau der Druckkanalisation und der Pumpwerke erfolgte parallel. Die Mehrzahl der Grundstücksbesitzer nutzte das Angebot zur gleichzeitigen Herstellung der Hausanschlüsse und Verfüllung der alten Sickergruben durch den Baubetrieb. Lediglich Pumpwerk 1 wurde erst im Juni 2006 an die Druckkanalisation angeschlossen.

Während der Ausführungsplanung und Bauphase war eine enge Abstimmung mit dem Anlagenbauer stets gewährleistet. Die Installation und Inbetriebnahme von Membrantechnik erfordert spezielles Know-how der Ausführenden der Planung, Bauleitung und Inbetriebnahme, das bei der Realisierung eines Demonstrationsvorhabens übertragen werden musste. Die Komplexität der Automatisierung der

MKA01 wurde vom Anlagenbauer zunächst aufgrund der Anlagengröße unterschätzt. Bestimmte, für die Funktion der Anlage entscheidende Details konnten zudem nicht planungsgemäß umgesetzt werden und mussten während des Probebetriebs verändert bzw. hinzugefügt werden.

Die Membrankläranlage Heidelberg-Neurott lieferte innerhalb einer Woche nach der Inbetriebnahme sehr niedrige Ablaufwerte. Der Probebetrieb der Membrankläranlage dauerte bis Dezember 2006, anschließend wurde die Anlage feierlich in Betrieb genommen. Während des über zweijährigen Pilotbetriebs wurde die Anlage im Rahmen dieser Arbeit wissenschaftlich untersucht und verschiedene Optimierungen durchgeführt. Im März 2008 wurde der Betrieb der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott sowie der Druckkanalisation an den Abwasserzweckverband Heidelberg übergeben. Die Übergabe wurde durch eine Schulung der Mitarbeiter des Hauptklärwerks Heidelberg und des Kanalbetriebs begleitet.

In den Experimenten zur Vorfiltration im Technikum wurde ermittelt, dass die Filterleistung bei der Filtration von Rohabwasser trotz des schwierigen Mediums mit starker Foulingneigung über viele Tage mit hohem konstantem Filtratfluss betrieben werden konnte (vgl. Abbildung 5.1a). Dieses Ergebnis konnte in der großtechnischen Umsetzung bestätigt werden. Die Vorfiltration der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott wurde über zwei Monate ohne chemische Reinigung betrieben. Die Prognosen bezüglich der negativen Beeinflussung des CSB:N-Verhältnisses haben sich ebenfalls bestätigt. Da im Zulauf zur Membrankläranlage Heidelberg-Neurott die Stickstoffbelastung zudem höher als erwartet ausgefallen ist, konnten hohe Stickstoffeliminationsleistungen nur ohne den Betrieb der Vorfiltration erreicht werden. Der erwartete Nutzen aus dem zusätzlichen Primärschlamm aufkommen und folglich höherer Biogasproduktion in der Schlammfäulung steht damit dem höheren betrieblichen Aufwand für eine Bypassregelung und ggf. Dosierung einer externen Kohlenstoffquelle gegenüber.

Die gewonnenen Erkenntnisse zur Filtration von Rohabwasser sind dennoch sehr wertvoll, da hiermit ein technisches Verfahren vorliegt, mit dem häusliches Abwasser weitgehend von organischer Verschmutzung und Krankheitserregern befreit werden kann, ohne dass die Nährstoffe entfernt werden. Damit eröffnen sich neue Wege der Wasserwiederverwendung, z.B. Bewässerung und Düngung von Nutzpflanzen.

Die Erhaltung der Leistung der Membranfilter stellt eine der wichtigsten Aufgaben im Betrieb einer Membrankläranlage dar, weil nur bei ausreichender Filtrationskapazität das anfallende Abwasser behandelt werden kann. In den Experimenten zur Membranreinigung im Technikum konnte eine Reinigungsstrategie entwickelt

werden, die eine Abreinigung der Membran bis zur Ausgangspermeabilität sicherstellt (Kapitel 5.1.2). Des Weiteren konnte gezeigt werden, dass eine periodische Zugabe von chemischen Reinigern während einer chemischen Zwischenreinigung (maintenance cleaning) die Verblockung der Membranen erheblich hinauszögern kann (Kapitel 5.1.3). Während Membrankläranlagen mit Membranen aus polymeren Werkstoffen bei ähnlichen oder niedrigeren mittleren Durchsätzen nicht ohne eine chemische Zwischenreinigung auskommen [61, 63, 64], kann die Membrankläranlage Heidelberg-Neurott über jeweils ein Jahr ohne chemische Reinigung und mit nur sehr seltenen Rückspülungen betrieben werden (Tabelle 5.5). Dieser sehr lange Betriebszeitraum zwischen den chemischen Reinigungen konnte mittlerweile über drei Betriebsjahre stabil gehalten werden und ist von keiner anderen Anlage bekannt.

Die ausgezeichneten Filtrationseigenschaften der dynamischen Filtration mit keramischen Membranen wirken sich positiv in mindestens drei Richtungen aus. Sie lassen die benötigte Membranfläche sinken, die sich unmittelbar auf die Investitionskosten auswirkt. Die Betriebskosten sinken durch die eingesparten Personal- und Chemikalienkosten. Der dritte wichtige Punkt ist die positive Auswirkung auf die Gewässerbelastung durch nicht emittierte Desinfektionsnebenprodukte und Chemikalienreste.

Während die größten kommunalen Kläranlagen Deutschlands 0,7-1,3 m²/EW Membranfläche installierten, wurde in Heidelberg Neurott lediglich 0,25 m²/EW benötigt. Bei Bruttofluss-Verlusten von <10% liegt die durchschnittliche behandelte Abwassermenge je Filterfläche deutlich über der vergleichbarer Anlagen bei vergleichsweise geringem Chemikalieneinsatz. Die Membrankläranlage Nordkanal, die größte kommunale Membrankläranlage Deutschlands, benötigt beispielsweise die 200fache Chemikalienmenge, um die Permeabilität der Membranen zu erhalten.

Die Ermittlung der Zulaufbelastung zur Membrankläranlage Heidelberg-Neurott hat die Relevanz der Bereitstellung von Misch- und Ausgleichsvolumina im Zulauf zu kleinen Kläranlagen verdeutlicht. Zuflussschwankungen um den Faktor 3-4 sind tagsüber und um den Faktor 10-40 im Tag-Nacht-Rhythmus keine Seltenheit (Abbildung 5.9). Dagegen schwanken 90% der täglichen Zuflüsse im Jahr 2006 nur um den Faktor 2 (Abbildung 5.8) mit noch geringeren täglichen Schwankungen aufgrund der intelligenten Durchsatzsteuerung. Der Ausgleich der stofflichen Zulaufschwankungen funktioniert ebenfalls sehr gut (Abbildungen 5.11-5.13). Die hydraulische und stoffliche Vergleichmäßigung der Zulaufbelastung bildet die Grundlage für die hohe Eliminationsleistung der biologischen Reinigungsstufe. Der zweite wesentliche Faktor ist die Nichtverdünnung des häuslichen Abwassers mit Regenwasser. Die Ablaufwerte können ganzjährig stabil eingehalten werden und liegen teilweise an der Nachweisgrenze (vgl. Abbildung 5.16).

Die mittlere Elimination der Nährstoffe liegt mit 97% CSB und 91% N_{ges} deutlich über den geforderten Werten. Im DWA-Leistungsvergleich 2006 erzielte der Landesverband Nord-Ost bei vergleichbarem Zulauf wie die MKA01 eine mittlere Elimination für CSB von 96% und von 86% für Gesamtstickstoff. In Baden-Württemberg liegt die mittlere Elimination für CSB bei 95% und bei N_{ges} lediglich bei 74% [66]. Anhand dieser Zahlen wird deutlich, dass die Gewässerentlastung durch den Bau der semidezentrale Anlage gemessen an den Emissionen noch einmal deutlich höher ist als bei Überleitung der Abwässer in die zentrale Kläranlage Heidelbergs.

Die hydraulische und stoffliche Belastung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott wurde sehr präzise prognostiziert. Die umfangreiche Grundlagenermittlung und genaue Dimensionierung der Anlage bilden die Basis für die guten Ablaufwerte bei gleichzeitig hoher monetärer Effizienz der Anlage. Die mittlere Konzentration der Nährstoffe CSB und Phosphor wurde exakt vorhergesagt (Tabelle 5.4 in Kapitel 5.3.2). Lediglich die Stickstoffkonzentration lag im Mittel 30% über dem erwarteten Wert. Die hydraulische Belastung der Anlage lag im Mittel bei 6 000 l/d, das 85-Perzentil bei ca. 6 500 l/d und damit leicht unter den kalkulierten 6 600 l/d.

Das Potenzial für Nährstoffabbau in der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott im Sommer konnte während der kritischen Belastungssituation (Kapitel 5.3.4) gezeigt werden. Die Anlage kann bis zur ausgelegten maximalen Belastung die Grenzwerte bei hoher Elimination ohne Probleme einhalten. Die Stickstoffelimination konnte bis zum Doppelten der maximalen Auslastung getestet werden. Hier zeigte sich zunächst der Sauerstoffeintrag in die Nitrifikation als Engpass. Dieser ist während der Optimierungsphase durch Einbau eines größeren Gebläses behoben worden. Die Denitrifikationskapazität wurde bei der Extrembelastung durch das zu niedrige Angebot an verwertbarem Kohlenstoff begrenzt. Diese Limitierung ist, wie gezeigt wurde, leicht durch Dosierung einer externen Kohlenstoffquelle zu beheben.

Für die zweijährige Pilotphase des Betriebs der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott wurde kein Grenzwert für die Elimination von Phosphorverbindungen vorgesehen. Trotzdem wurden im Rahmen dieser Arbeit Untersuchungen zum Phosphorgehalt vorgenommen, zunächst mit dem Ziel, am Ende der Pilotphase geeignete Maßnahmen zur Phosphorentfernung vorschlagen zu können. Es konnte gezeigt werden, dass die Biologie zur vermehrten biologischen Phosphorelimination angeregt werden kann, ohne eine separate anaerobe Zone mit 0,5–2 h Verweilzeit zu schaffen. Die sonstigen Mechanismen der vermehrten biologischen Phosphoraufnahme scheinen die Gleichen herkömmlicher Bio-P-Anlagen zu sein, insbesondere bei einer ausreichenden Versorgung mit leicht verfügbarer Kohlenstoffquelle (Abbildung 5.25). Auch wenn es für die endgültige Klärung und Validierung der vermehrten biologischen Phosphorelimination in der MKA01 weiterer Experimente bedarf, konnte damit ein bisher noch nicht veröffentlichtes Ergebnis erzielt werden.

Bei Bestätigung der Ergebnisse zur vermehrten biologischen Phosphorelimination kann in Zukunft die Effizienz von Kläranlagen mit biologischer Phosphorelimination aller Größen durch Einsparung erheblicher Mengen an Fällmittel und Reaktorvolumen deutlich verbessert werden. Gleichzeitig steigert sich die Effizienz der vorgeschalteten Denitrifikation, die bisher aufgrund der benötigten Kreislaufströme als weniger wirtschaftlich gegenüber der simultanen Denitrifikation galt.

Das Schlammmanagement der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott war Schwerpunkt der Optimierung der Anlage. Durch die Automatisierung des Primär- und Sekundärschlammabzugs konnte der Schlammfall im Dünnschlamm Speicher auf die Hälfte reduziert werden. Damit reduzierte sich der Schlammabholzyklus auf mindestens zwei Wochen. Der Primärschlamm wird nun mit einer Trübungssonde je nach Anfall periodisch automatisch abgezogen. Damit wird verhindert, dass entweder Feststoffe in der Vorklärung zu lange lagern und dort schnell faulen oder zu viel Rohabwasser mit in den Dünnschlamm Speicher gelangt und den Schlamm wieder verdünnt. Der Überschussschlammfall konnte deutlich verringert werden, indem der Belebtschlamm mit ca. 8-10 g/l TS in der Nitrifikation direkt im Rotationsscheibenfilter auf ca. 30 g/l TS aufkonzentriert und dem Dünnschlamm Speicher zugeführt wird. Vorausgegangen waren umfangreiche Untersuchungen zum Schlammverhalten im Technikum in der Anlage T03. Die Ergebnisse der Voruntersuchungen konnten erfolgreich in Neurott umgesetzt werden.

Für die Optimierung der entwickelten Membrankläranlage Heidelberg-Neurott, aber auch die Schulung von Personal sowie die Weiterentwicklung des Konzepts, wurde in der vorliegenden Arbeit ein hydraulisches Modell zur Durchsatzsteuerung entwickelt und in Matlab/Simulink implementiert und validiert. Die Validierung des Modells anhand experimenteller Daten, die über 4,5 Tage im Dauerexperiment gewonnen wurden, zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den simulierten Ergebnissen. Die Relevanz der Simulation wurde anhand von Spitzenzuflüssen auf der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott gezeigt.

Der Energiebedarf der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott liegt mit Betrieb der Vorfilter bei über 200 kWh/d und in der aktuellen Betriebsvariante ohne Vorfiltration bei ca. 140 kWh/d. Durch die beschriebenen einfachen Optimierungsmaßnahmen kann der Energiebedarf auf ca. 50 kWh/d gesenkt werden und liegt dann spezifisch bei ca. 200 kWh/(EW·a).

Die aktuell in Deutschland betriebenen Membrankläranlagen der Größenklasse 2-4 haben einen Energiebedarf von 100-200 kWh/(EW·a). Deshalb sollte beim Bau zukünftiger Anlagen besonderes Augenmerk auf die Optimierung des Energiebedarfs gelegt werden. Gemessen an dem Vorschlag zur gesetzlichen Regelung der Energieeffizienz des Umweltbundesamtes soll der Energiebedarf einer Membrankläranlage

bei 27 kWh/(EW·a) mit einem Toleranzbereich bis 44 kWh/(EW·a) liegen [67]. Zur Erreichung dieses Energieeffizienzziels bedarf es auf allen Anlagen noch besonderer Anstrengungen. Da der spezifische Energiebedarf einer Membrankläranlage sehr von der Auslastung der Anlage abhängig ist [59], bedeutet die Installation von Misch- und Ausgleichsvolumina auch einen wesentlichen Schritt in die Zielrichtung der Energieeffizienz.

Die Wirtschaftlichkeit der Demonstrationsanlage in Heidelberg-Neurott konnte insofern dargestellt werden, da der Bau der Anlage MKA01 und der Druckkanalisation geringere Investitionskosten verursachte, als der Anschluss der Siedlung Neurott an den Zentralsammler der Stadt Heidelberg. Es war im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich, genaue Kostendaten zu ermitteln. Eine weitere Verbesserung der Wirtschaftlichkeit des entwickelten semidezentralen Verfahrens wird durch den Bau weiterer Anlagen erwartet, insbesondere wenn durch die Modularisierung der Anlage Skaleneffekte realisiert werden können.

Die in Kapitel 2 dargestellten neuen Sanitärkonzepte und alternativen Konzepte zur Abwasserreinigung ähneln in Teilbereichen dem in dieser Arbeit entwickelten Konzept. Die größten Überschneidungen gibt es mit den in Kapitel 2.3.3 dargestellten containerisierten Abwasserbehandlungsanlagen. Die in der Siedlung Margaretenhöhe in Berlin für 250 Einwohner installierte Membrankläranlage kann bisher aufgrund technischer Probleme (z. B. Verschlammung und Verblockung der erstinstallierten Membranen) aber nicht an die guten Ergebnisse dieser Arbeit in Heidelberg-Neurott anknüpfen. [37, 68]

Für die Containermembrananlagen der Fa. A3 Water Solutions liegen in der Literatur leider keine wissenschaftlichen Untersuchungsergebnisse vor. Der größte Teil der Anlagen wurde für mobile Anwendungen der Bundeswehr oder für den Einsatz in Krisengebieten ausgeliefert, an deren Einsatzort behördliche oder wissenschaftliche Untersuchungen wahrscheinlich keine Priorität haben. Der Einsatz von Doppeldecker-Containeranlagen erleichtert aufgrund der höheren Einblastiefe bei den neuen Anlagen den Sauerstoffeintrag.

Der Beitrag semidezentraler Membrankläranlagen zur Gewässerentlastung und damit zur ökologischen Nachhaltigkeit ist immens. Die praktisch vollständige Entfernung von Kohlenstoffverbindungen und den Nährstoffen Stickstoff und Phosphor sowie der gleichzeitige Rückhalt von Krankheitserregern machen die Schließung kleinräumiger Wasserkreisläufe für Mensch und Umwelt unbedenklich. Durch die kontinuierliche Leistung der Abwasserreinigung auf höchstem Niveau grenzen sich die hier vorgeschlagenen Membrankläranlagen deutlich von Kleinkläranlagen und Pflanzenkläranlagen ab. Das Problem der biologischen Kleinkläranlagen liegt vor

allem im diskontinuierlichen Zufluss¹³. Die Leistung von Pflanzenkläranlagen ist leider nur dann gewährleistet, wenn sich die eingesetzte Vegetation in der Wachstumsphase befindet und ist daher für Regionen mit Winterperioden, insbesondere Frost, nicht geeignet.

Selbstverständlich stellt dieser kurze Abriss keinen vollständigen Vergleich der drei angesprochenen Technologien dar. Es soll vielmehr als Denkanstoß für die aktuelle Förderpolitik in Deutschland gelten. Insbesondere in den fünf neuen Bundesländern, den Gebieten mit dem geringsten Anschlussgrad an eine öffentliche Kanalisation, werden derzeit Kleinkläranlagen finanziell gefördert, während ökologisch und ökonomisch sinnvollere Gruppenlösungen teilweise benachteiligt werden.

Den ökologisch größten Fußabdruck im Lebenszyklus einer semidezentralen Membrankläranlage hinterlässt sicherlich ihr Energieverbrauch. Die Reduzierung des Energiebedarfs und damit der Kohlenstoffdioxidemissionen in die Atmosphäre stellt das größte Optimierungspotenzial dar. Dass kleine Kläranlagen nicht per Definition die spezifisch höheren Energieverbräuche aufweisen, zeigt u. a. eine Studie des Umweltbundesamtes [67]. Es wird dargelegt, dass der große Einfluss von Sonderaggregaten, z. B. die Heizung eines Betriebsgebäudes im Winter, zu statistisch höheren Energiebedarfen kleiner Anlagen führt. Solche Untersuchungen sollten Ansporn sein, auch im semidezentralen Maßstab nachhaltige Energieverbrauchsziele erreichen zu können.

Die monetäre Nachhaltigkeit des Konzepts im aktuellen Stadium der Entwicklung darzustellen ist recht schwierig. Zum einen sind ökonomische Daten sensible Daten, die auch zwischen Projektpartnern nur sehr vorsichtig ausgetauscht werden. Zum anderen sind mit zunehmender Verbreitung des Konzepts über die Lernkurve und Skaleneffekte erhebliche Verbesserungen der Kosteneffizienz zu erwarten.

Die soziale Nachhaltigkeit des entwickelten Konzepts dieser Arbeit kann beispielsweise über das Kriterium der Solidarität diskutiert werden. Dezentrale Einzelhauslösungen legen die traditionell kommunale Aufgabe der Abwasserbeseitigung in die Hände der Hauseigentümer, unabhängig von ihrer fachlichen, physischen und finanziellen Qualifikation diese Aufgabe auch bewältigen zu können. Das Solidarprinzip greift bei semidezentralen Konzepten, ohne das Bewusstsein des Einzelnen für die Umwelt zu schwächen. Das Abwasser wird zwar nicht unmittelbar auf

¹³ Kleinkläranlagen werden als Einzelhauslösungen angeboten. Es ist offensichtlich, dass eine zweiköpfige Familie schon durch arbeitsplatzbedingte Abwesenheit nicht mehr ausreichend Abwasser zur Versorgung der Biologie produziert. Auch bei größeren Familien führen Wochenendausflüge, Urlaub oder Familienfeiern zu erheblichen Leistungseinbußen bei der Abwasserreinigung.

dem eigenen Grundstück behandelt, aber eine Abwasserreinigungsanlage in der unmittelbaren Nachbarschaft erhält die persönliche Betroffenheit im Nutzerverhalten gegenüber einer Behandlung an einem ganz anderen Ort.

Die Entwicklung von nachhaltigen Alternativen zum konventionellen Wassersystem ist mit der Bereitstellung leistungsfähiger semidezentraler Anlagen nicht abgeschlossen. Vielmehr existiert nunmehr die Möglichkeit, trotz Verzichts auf einen zentralen Anschluss, die beste verfügbare Technik auch im semidezentralen Maßstab einzusetzen. Diese kann später wiederum flexibel an die zukünftigen Anforderungen an die Abwasserinfrastruktur und Abwasserbehandlung angepasst werden.

Kapitel 7

Zusammenfassung und Ausblick

Die aktuellen Erkenntnisse der Wissenschaft zur nachhaltigen Entwicklung unserer natürlichen Ressourcen sowie die Kostenentwicklung des konventionellen Wassersystems haben in den letzten Jahren ein Bewusstsein für die Entwicklung nachhaltiger, alternativer Wassermanagementsysteme geschaffen.

Die Nachteile des konventionellen Wassersystems wurden in der Literatur ausführlich dargestellt und in dieser Arbeit anhand der wichtigsten Kriterien zusammengefasst. Die momentan unter Wissenschaftlern diskutierten neuen Sanitärkonzepte sowie die alternativen Konzepte zur Abwasserreinigung und ihre technische Umsetzung sind bisher entweder komplett an der praktischen Umsetzung gescheitert oder konnten nur in Teilbereichen umgesetzt werden.

Das in dieser Arbeit entwickelte semidezentrale Verfahren für kommunales Abwassermanagement wurde konzipiert, um die ökologischen Vorteile dezentraler Systeme mit den ökonomischen und technischen Vorteilen zentraler Systeme zu verbinden. Das Ziel dieser Arbeit bestand deshalb in der Entwicklung eines semidezentralen Verfahrens für kommunales Abwassermanagement und der Erprobung in der großtechnischen Anwendung. Die wesentlichen Merkmale des entwickelten Konzepts sind:

- Nutzung der bestehenden Sanitärinfrastruktur
- Integration in bestehende Wohngebiete
- Behandlung hoch konzentrierter Abwasserteilströme durch
 - Trennung von häuslichem Abwasser und
 - Trennung von Regenwasser,
 - ggf. getrennte Behandlung von Industrieabwasser
- Vergleichmäßigung der hydraulischen und stofflichen Belastung der Kläranlage und damit Realisierung

7 Zusammenfassung und Ausblick

- kleiner Volumina der einzelnen Behandlungsstufen und
- geringer benötigter Filterflächen
- Einhaltung höchster Qualitätsanforderungen an das gereinigte Abwasser
- Minimierung sonstiger Emissionen (Geruch, Lärm) durch geschlossene Bauweise
- Intelligente Anlagensteuerung
- Verwendung robuster, energieeffizienter, wartungsarmer Komponenten und Aggregate für einen stabilen Betrieb
- Schließung lokaler Wasserkreisläufe durch Verwendung des Regenwassers für Gartenbewässerung und lokale Versickerung

Der erste Schwerpunkt der Arbeit lag in der Voruntersuchung verschiedener Teilfragestellungen durch Bau und Betrieb von Versuchsanlagen im Technikum und von Pilotanlagen. Die Experimente zur Vorfiltration von Rohabwasser lieferten wichtige Erkenntnisse über die Abwasserzusammensetzung und Leistung des Rotations-scheibenfilters. Der hohe Rückhalt organischer Kohlenstoffverbindungen mit 80% CSB im Gegensatz zu den gelösten Nährstoffen Stickstoff und Phosphor erweist sich für den Betrieb einer biologischen Kläranlage aufgrund der ungünstigen Verschiebung des CSB:N-Verhältnisses als nachteilig. Jedoch eröffnen sich durch die Hygienisierung des Rohabwassers und der guten Filterstandzeiten im Bereich von vielen Wochen ohne chemische Zwischenreinigung neue Anwendungsmöglichkeiten z. B. für die Bewässerung in ariden Gebieten.

Zur Erhaltung der Permeabilität der keramischen Membranscheiben konnte im Technikum eine Reinigungsstrategie entwickelt werden, die auch bei sehr hoher Verschmutzung der Membran die Ausgangspermeabilität wieder herstellen kann. Dabei können chemische Zwischenreinigungen die Permeabilität der Membran auf sehr hohem Niveau erhalten oder die Auslegung der Membranfläche unterhalb des kritischen Flusses zu erheblichen Umwelt- und Kostenentlastungen führen.

Die Ergebnisse des Betriebs des Membranbioreaktors mit synthetischem Abwasser T04 im Technikum und der Pilotanlage P01 auf der kommunalen Kläranlage Tauberbischofsheim flossen direkt in die Planung der Demonstrationsanlage MKA01 ein. Dabei konnte im Technikum die Leistung der Denitrifikation detailliert studiert werden und mit der Pilotanlage Betriebserfahrungen mit realem Abwasser über einen langen Zeitraum gesammelt werden.

Der zweite Schwerpunkt der Arbeit lag in der Auslegung, Planung, Bauüberwachung und Inbetriebnahme der semidezentralen Membrankläranlage Heidelberg-Neurott

(MKA01) zur Demonstration des semidezentralen Verfahrens für kommunales Abwassermanagement in einer entlegenen Bauernsiedlung, die bisher nicht an die öffentliche Kanalisation angeschlossen war. Die Auslegung der Anlage ermöglichte aufgrund des gewählten Aufbereitungsverfahrens und der ermittelten Grundlagen die Planung sehr kleiner Reaktorvolumina im Vergleich zum Stand der Technik. Die Planung wurde mit Hilfe der Simulation der biologischen Prozesse verifiziert. Die Inbetriebnahme der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott im September 2005 stellte den erfolgreichen Abschluss dieses Teils der Arbeit da.

Den dritten Schwerpunkt der Arbeit bildete die wissenschaftliche Untersuchung der hydraulischen und stofflichen Vorgänge auf der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott. Zunächst erfolgte die Ermittlung der Zulaufbelastung der MKA01 über den Zeitraum von einem Betriebsjahr. Der Zufluss zur Anlage folgt erwartungsgemäß einer hohen Dynamik, die im Misch- und Ausgleichsbehälter und mit Hilfe der automatischen Durchsatzsteuerung der Anlagen sehr gut ausgeglichen werden konnten. Die Konzentration der Parameter CSB und Phosphor liegt im Mittel sehr nah an den erwarteten Werten, während die Konzentration für Gesamtstickstoff ca. 30 % über der erwarteten Belastung liegt. Eine Messkampagne zeigt auch für die stofflichen Parameter die gute Funktion des Misch- und Ausgleichsbehälters.

Die biologische Abwasserreinigung produziert ganzjährig sehr gute Ablaufwerte mit sehr hohen Eliminationsraten. Während die Ammoniumablaufkonzentration fast immer unterhalb des Messbereichs von 0,05 mg/l $\text{NH}_4\text{-N}$ liegt, konnte im Mittel 91 % des Gesamtstickstoffs eliminiert werden. Die mittlere Ablaufkonzentration des gesamten anorganischen Stickstoffs lag in 2006 bei 9 mg/l. Ebenfalls ganzjährig tiefe Ablaufwerte wurden für den Parameter CSB mit 35 mg/l gemessen. Dies entspricht einer Elimination von 97%. Damit hat die MKA01 die Anforderungen an die Ablaufqualität von Kläranlagen der Größenklasse 5 stets eingehalten und überschreitet die durchschnittliche Leistung deutscher biologischer Kläranlagen im Abbau der Nährstoffe erheblich.

Während des Sommerfestes der Siedlung Neurott ergab sich an einem Wochenende 2007 die Möglichkeit eine kritische Belastungssituation der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott zu testen. Im Ergebnis konnte gezeigt werden, dass die Anlage unter bestimmten Bedingungen noch deutlich höhere Belastungen verarbeiten kann als in der Auslegung vorgesehen. Das Hauptaugenmerk liegt dabei auf der Zuleitung eines ausgeglichenen Nährstoffverhältnisses bzw. der Möglichkeit zur Dosierung einer externen Kohlenstoffquelle.

Während des Pilotbetriebs der MKA01 war für die Ableitung von Phosphorverbindungen des häuslichen Abwassers der Siedlung Neurott kein Grenzwert vorgesehen. Die Untersuchungen der Phosphatablaufkonzentration haben jedoch gezeigt,

dass bei Verfügbarkeit von leicht abbaubaren Kohlenstoffverbindungen in der Denitrifikation eine vermehrte biologische Phosphorelimination wie bei Bio-P-Anlagen zu beobachten ist. Mit Hilfe von Phosphorbilanzen und der ortsaufgelösten Analyse der Nährstoffverteilung in der Denitrifikation konnte gezeigt werden, dass es sich hierbei zwar um eine vermehrte biologische Phosphorelimination handelt, die aber nicht in einer separaten anaeroben Zone stattfindet wie bei konventionellen Anlagen. Es wurde die These aufgestellt, dass es sich hierbei um eine simultane biologische Phosphorelimination im quasi-anaeroben Milieu der Denitrifikation handelt.

Die Leistung der Rotationsscheibenfilter der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott wurde über mehr als zwei Jahre beobachtet und analysiert. Hierbei konnten sehr hohe Ausbeuten bei sehr langen Standzeiten zwischen den chemischen Reinigungen beobachtet werden. Die chemischen Reinigungen fanden im Abstand von ca. einem Jahr über drei Betriebsperioden statt. Die installierte Membranfläche beträgt auf der MKA01 lediglich $0,25 \text{ m}^2/\text{EW}$, während sonst in Deutschland Membrankläranlagen mit $0,7\text{--}1,3 \text{ m}^2/\text{EW}$ ausgerüstet sind. Gleichzeitig ist die durchschnittlich behandelte Abwassermenge mit $10,41/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ deutlich höher als die anderer Anlagen mit $7,41/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$. Die Membrankläranlage Nordkanal, die größte kommunalen Membrankläranlage Deutschlands, benötigt gegenüber der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott die 200fache Chemikalienmenge zur Erhaltung der Permeabilität der Membranen.

Der Schwerpunkt der Simulation der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott lag in der Entwicklung, Validierung und Anwendung eines hydraulischen Modells zur Durchsatzsteuerung. Dazu wurde zunächst ein hydraulisches Modell entwickelt und in Matlab/Simulink implementiert. Die anschließende Validierung mit experimentellen Daten zeigte die sehr gute Übereinstimmung des Modells mit der Praxis. Die Relevanz der Modellierung für den praktischen Betrieb wurde anhand zahlreicher Fallbeispiele gezeigt, die während der wissenschaftlichen Untersuchung gemessen wurden. Es konnte gezeigt werden, dass die Zuführung eines Spitzenzuflusses zu unterschiedlichen Zeitpunkten unterschiedliche Auswirkungen haben kann, die von guter Pufferung bis zur Auslösung des Füllstandsalarms reicht. Der Einsatz des Modells ist sowohl für wissenschaftliche als auch für Schulungszwecke der Mitarbeiter des Betreibers der Anlage geeignet. Eine Anpassung an geänderte Verhältnisse ist leicht möglich und macht damit die Modellanwendung auch für die Auslegung weiterer Entwässerungsgebiete denkbar.

In einem weiteren Schwerpunkt der Arbeit wurde das entwickelte semidezentrale Verfahren für kommunales Abwassermanagement am Demonstrationsstandort Neurott optimiert. Das Hauptaugenmerk lag dabei auf der Optimierung des Schlammmanagements der MKA01. Dazu wurde das Schlammaufkommen bestimmt, die Schlammbeschaffenheit und die stoffliche Zusammensetzung des

Schlammwassers analysiert sowie verschiedene Konfigurationen der Schlammaufkonzentrierung im Technikum experimentell entwickelt. In der großtechnischen Umsetzung auf der MKA01 wurde der Primärschlammabzug von einer zeitlichen Steuerung auf die stoffliche Steuerung durch Einbau einer Feststoffsonde umgestellt. Des Weiteren wurde die direkte Aufkonzentrierung des Belebtschlammes im Rotationsscheibenfilter mit Hilfe von Motorventilen automatisiert. Im Ergebnis konnte der Schlammfall der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott halbiert und der Schlammabholzyklus auf mindestens zwei Wochen erweitert werden.

Wichtige Parameter zur Bewertung der Leistung einer Kläranlage stellen der Energiebedarf und die Kosten dar. Für den Betrieb der ursprünglichen Konfiguration der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott wurden über 200 kWh/d Energiebedarf ermittelt. Unter Nutzung möglicher Einsparpotenziale sollte der spezifische Energiebedarf einer vergleichbaren Anlage nur noch bei ca. 200 kWh/(E·a) und damit im Bereich des Energiebedarfs der großen Membranbelebungsanlagen Deutschlands bei Trockenwetter liegen. Der Vorschlag zur gesetzlichen Regelung der Energieeffizienz des Umweltbundesamtes legt den Energiebedarf einer Membrankläranlage bei 27 kWh/(EW·a) mit einem Toleranzbereich bis 44 kWh/(EW·a) fest. Dieser Zielbereich stellt für alle Anlagen mit Membrantechnologie eine Herausforderung für die Zukunft dar.

Die Wirtschaftlichkeit der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott konnte für die Investitionskosten insofern dargestellt werden, als dass der Anschluss der Siedlung Neurott an den Zentralsammler der Stadt Heidelberg teurer geworden wäre als der Bau der Druckkanalisation und Membrankläranlage Heidelberg-Neurott. Für die Darstellung der absoluten Wirtschaftlichkeit sind weitere Untersuchungen und Optimierungen erforderlich.

Das Ziel dieser Arbeit, die technische Machbarkeit von semidezentralen Abwasserreinigungsanlagen zu demonstrieren, ist gelungen. Entgegen der geltenden Wahrnehmung, dass kleinere Anlagen die ökologisch, ökonomisch und technisch schlechtere Alternative sind, konnte demonstriert werden, dass exzellente Ablaufwerte, niedriger Betreuungsaufwand und gute Überwachung der Abwasserqualität sowie eine bedingte Kosteneffizienz sehr gut erreichbar sind. Es sind damit die technischen Voraussetzungen für eine nachhaltige Abwasserinfrastruktur als Alternative zum herkömmlichen Wasserversorgungssystem geschaffen worden.

Anhang A

Berechnungsgrundlagen

A.1 Vergleich mit statischer Bemessung nach ATV-DVWK-A 131

Für die statische Bemessung der Belegung der Kläranlage Neurott wurden zwei Lastfälle ausgemacht. Im ersten Fall hat die Kläranlage bei vollem Biergarten im Sommer 90 EW abzuarbeiten. Der zweite Lastfall betrifft den Winterbetrieb für eine Bemessungstemperatur von 10°C bei der 60 EW Belastung zu erwarten sind (kein Biergarten, keine Saisonarbeitskräfte). Der maßgebende Lastfall ist der Winterbetrieb, dessen Berechnung im Folgenden dargestellt ist.

Grundlagen:

- $Q_d = 6,6 \text{ m}^3/\text{d}$
- $Q_{T,2h,max} = 0,4125 \text{ m}^3/\text{h}$
- $B_{d,BSB,Z} = 3,6 \text{ kg}/\text{d}$

Maßgebende Frachten im Zulauf zur Belegung:

- $B_{d,CSB,ZB} = 5,4 \text{ kg}/\text{d}$
- $B_{d,BSB,ZB} = 2,7 \text{ kg}/\text{d}$

Maßgebende Konzentrationen im Zulauf zur Belegung:

- $C_{CSB,ZB} = 818 \text{ mg}/\text{l}$
- $C_{BSB,ZB} = 409 \text{ mg}/\text{l}$
- $X_{TS,ZB} = 318 \text{ mg}/\text{l}$
- $C_{N,ZB} = 90 \text{ mg}/\text{l}$
- $C_{P,ZB} = 15 \text{ mg}/\text{l}$

A Berechnungsgrundlagen

Ablaufanforderungen:

- vgl. Tabelle 4.4
- $BSB_5 = 15 \text{ mg/l}$
- $CSB = 75 \text{ mg/l}$
- $NH_4\text{-N} = 10 \text{ mg/l}$
- anorg. $N_{\text{ges}} = 18 \text{ mg/l}$
- $P_{\text{ges}} = 2 \text{ mg/l}$

Bemessung des Belebungsbeckens für 10 °C
Stickstoffbilanz und Ermittlung von V_D/V_{BB} :

- $C_{N,ZB} = 57 \text{ mg/l}$
- $S_{\text{orgN,AN}} = 2 \text{ mg/l}$
- $S_{NH_4,AN} = 0 \text{ mg/l}$
- $S_{NO_3,AN} = 12,6 \text{ mg/l}$ (70 % des Überwachungswertes)
- $X_{\text{orgN,BM}} = 18,4 \text{ mg/l}$
- $S_{NO_3,D} = 57,0 \text{ mg/l}$
- $S_{NO_3,D}/C_{BSB,ZB} = 0,14$
- $V_D/V_{BB} = 0,4$ (Ablesewert aus Tabelle A 131)

Bestimmung des Schlammalters:

- $SF = 1,45$
- $T = 10 \text{ °C}$

$$t_{TS,\text{Bem}} = SF \cdot 3,4 \cdot 1,103^{15-T} \cdot \frac{1}{1 - (V_D/V_{BB})} \quad (\text{A.1})$$

- $t_{TS,\text{Bem}} = 13,4 \text{ d}$

Phosphorelimination:

- $C_{P,ZB} = 15 \text{ mg/l}$
- $C_{P,AN} = 1,4 \text{ mg/l}$ (70 % des Überwachungswertes)
- $X_{P,BM} = 0,01 \cdot C_{BSB,ZB} = 4,1 \text{ mg/l}$
- $X_{P,\text{BioP}} = 0,005 \cdot C_{BSB,ZB} = 2 \text{ mg/l}$
- $X_{P,\text{Fäll}} = C_{P,ZB} - C_{P,AN} - X_{P,BM} - X_{P,\text{BioP}} = 7,4 \text{ mg/l}$

Bestimmung der Schlammproduktion:

$$\dot{U}_{S,d,C} = B_{d,BSB} \left[0,75 + 0,6 \frac{X_{TS,ZB}}{C_{BSB,ZB}} - \frac{(1 - 0,2) \cdot 0,17 \cdot 0,75 \cdot t_{TS} \cdot F_T}{1 + 0,17 \cdot t_{TS} \cdot F_T} \right] \quad (A.2)$$

$$\dot{U}_{S,d,P} = Q_d \frac{3X_{P,BioP} + 6,8X_{P,Fäll,Fe} + 5,3X_{P,Fäll,Al}}{1000} \quad (A.3)$$

- $\dot{U}_{S,d,C} = 3,05 \text{ kg/d}$
- $\dot{U}_{S,d,P} = 0,37 \text{ kg/d}$
- $\dot{U}_{S,d} = \dot{U}_{S,d,C} + \dot{U}_{S,d,P} = 3,42 \text{ kg/d}$

Bestimmung des Beckenvolumens:

- $TS_{BB} = 10 \text{ kg/m}^3$

$$V_{BB} = t_{TS} \cdot \frac{TS_{BB}}{TS_{ÜS}} \quad (A.4)$$

- $V_{BB} = 4,6 \text{ m}^3$
- $V_D = 1,3 \text{ m}^3$
- $V_{BioP} = 0,21 \text{ m}^3$
- $V_N = 3,3 \text{ m}^3$

Nachweis der Stickstoffentfernung:

$$B_R = \frac{B_{d,BSB}}{V_{BB}} \quad (A.5)$$

- $B_R = 0,79 \text{ kg BSB}_5/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$

$$B_{TS} = \frac{B_R}{TS_{BB}} \quad (A.6)$$

- $B_{TS} = 0,08 \text{ kg}/(\text{kg} \cdot \text{d})$
- $RF = S_{NH_4,N}/S_{NO_3,AN} - 1 = 6,1$

$$\eta_D = 1 - \frac{1}{1 + RF} \quad (A.7)$$

- $\eta_D = 0,86$

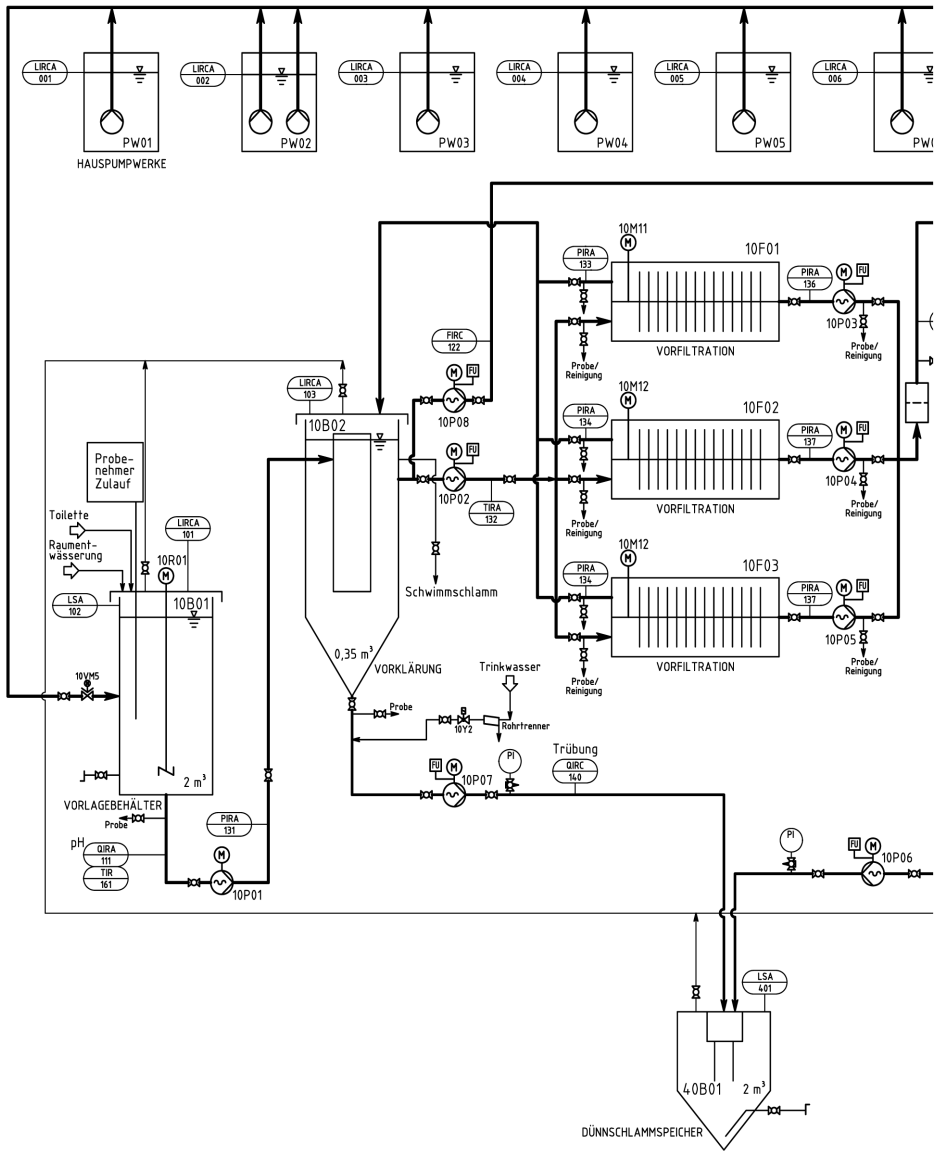
A.2 Temperaturabhängigkeit der Filtration mit keramischen Membranen

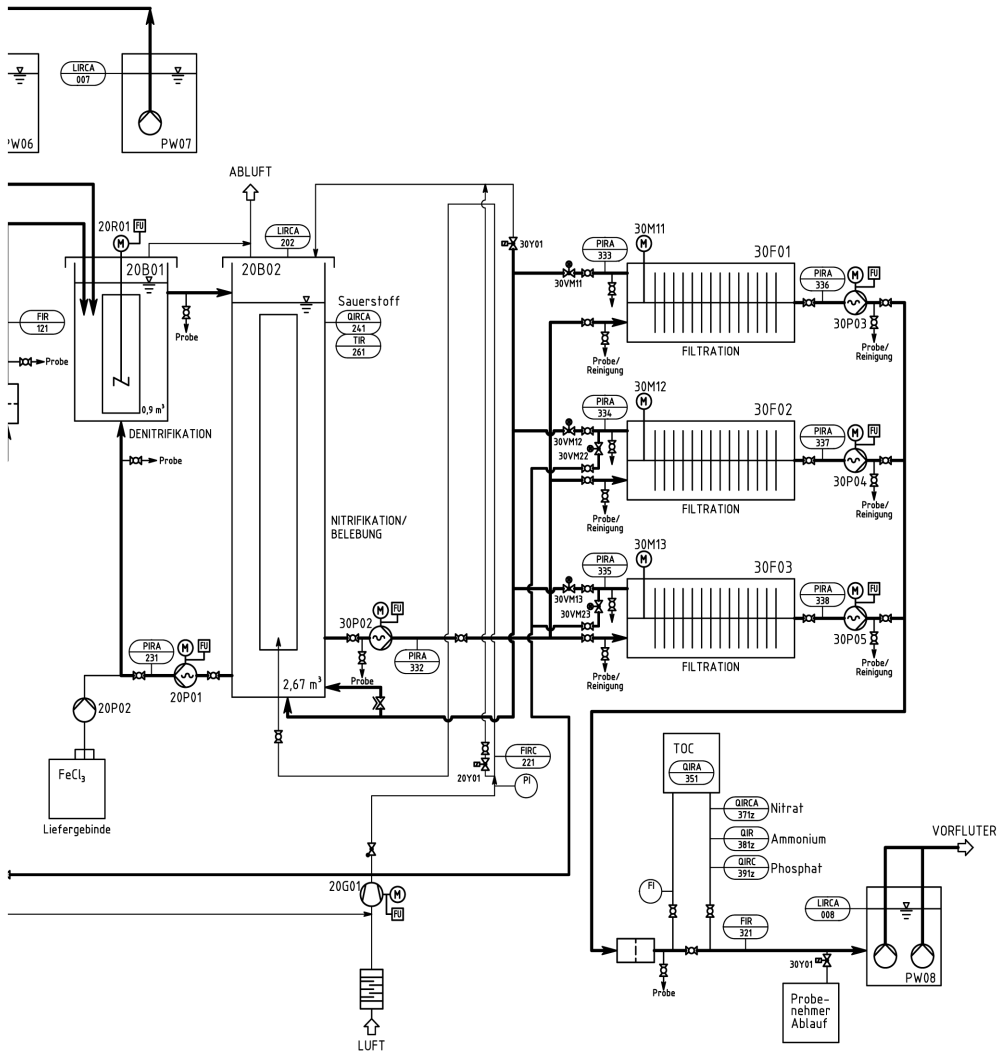
Bei keramischen Membranen findet im Gegensatz zu Membranen aus polymeren Materialien im abwassertechnisch relevanten Temperaturbereich keine Änderung der Permeabilität durch Änderung der Temperatur statt. Die beobachteten Temperaturabhängigkeiten sind auf die Änderung der Viskosität des zu filtrierenden Mediums zurückzuführen.

$$F = \eta \frac{Av}{x} \tag{A.8}$$

Anhang B

Verfahrensfließbild der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott





(Verwendungsbereich)					Maßstab	(Gewicht)
				Datum	Name	Abb B.1: Verfahrensfießbild
			Bearb.	20.08.08	T. Zech	
			Gep.	24.08.08	T. Zech	
			Norm			
					MKA01: HD-Neurott	
Zust	Änderung	Datum	Name	Ursprung	Ersatz für:	Blatt 1/1 Blätter
						Ersatz durch:

Anhang C

Filterdaten

In den folgenden Abbildungen sind Screenshots der Visualisierung der Datenaufzeichnung der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott für die wichtigsten Parameter des Filters 1 für die Zeiteinteilung 3 Stunden, 6 Stunden, 12 Stunden und 24 Stunden dargestellt. Auf der rechten Seite der Abbildung befindet sich die Achsenbeschriftung mit dem linken Wert für den linken Slider und dem rechten Wert für den rechten Slider, also jeweils zu Beginn und Ende des Aufzeichnungsausschnitts.

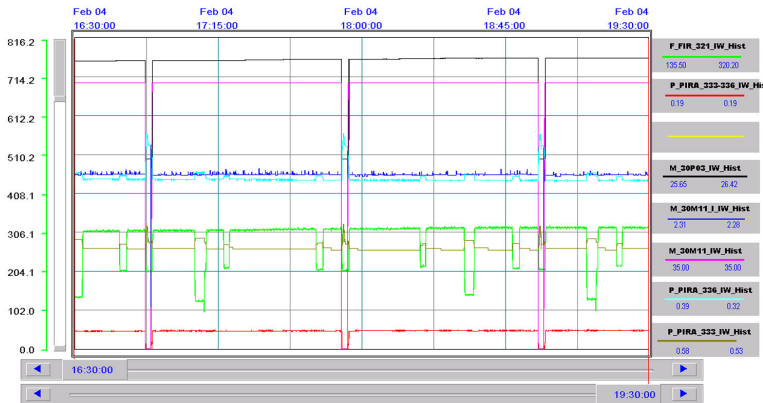


Abbildung C.1: Screenshot der Visualisierung der Daten des Filters 1 am 04.02.2007 für 3 Stunden mit folgenden Aufzeichnungen: oberste Kurve: Durchsatz Filtratpumpe [Hz], zweite Kurve: Rotation des Filters [Hz], dritte Kurve: Strom am Filtermotor [A], vierte Kurve: Druck Filtratseite [bar], fünfte Kurve: Anlagendurchsatz [l/h], sechste Kurve: Druck Filtratseite [bar], untere Kurve: Differenzdruck [bar]

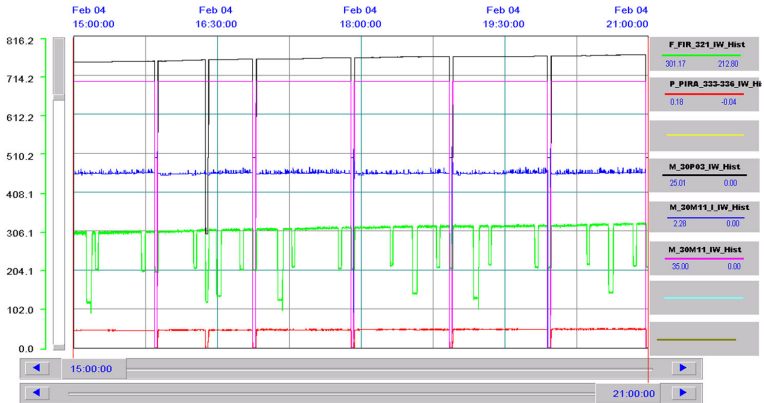


Abbildung C.2: Screenshot der Visualisierung der Daten des Filters 1 am 04.02.2007 für 6 Stunden mit folgenden Aufzeichnungen: oberste Kurve: Durchsatz Filtratpumpe [Hz], zweite Kurve: Rotation des Filters [Hz], dritte Kurve: Strom am Filtermotor [A], vierte Kurve: Anlagendurchsatz [l/h], untere Kurve: Differenzdruck [bar]

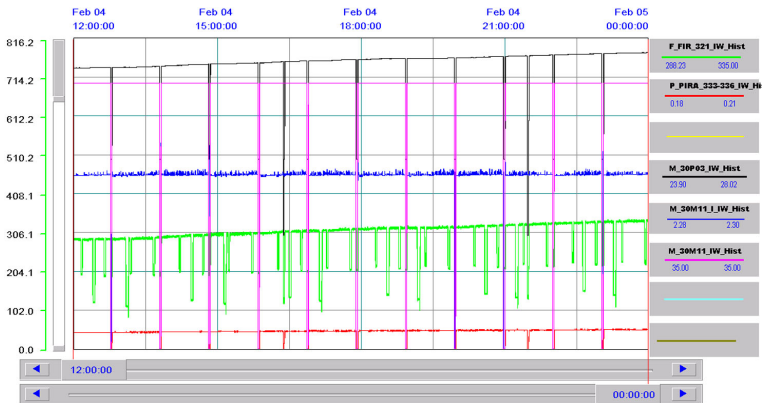


Abbildung C.3: Screenshot der Visualisierung der Daten des Filters 1 am 04.02.2007 für 12 Stunden mit folgenden Aufzeichnungen: oberste Kurve: Durchsatz Filtratpumpe [Hz], zweite Kurve: Rotation des Filters [Hz], dritte Kurve: Strom am Filtermotor [A], vierte Kurve: Anlagendurchsatz [l/h], untere Kurve: Differenzdruck [bar]

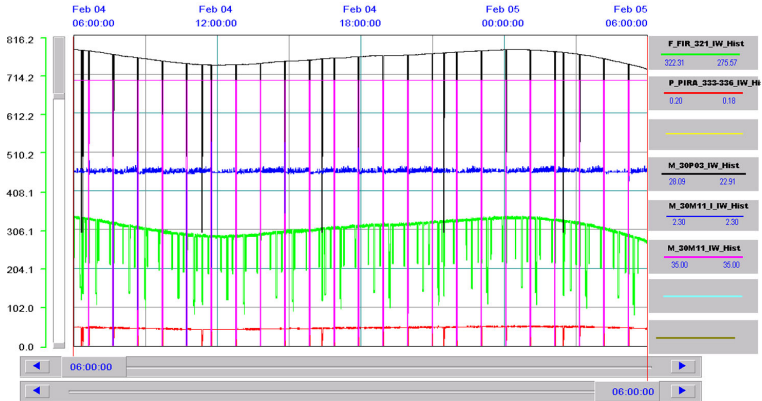


Abbildung C.4: Screenshot der Visualisierung der Daten des Filters 1 am 04.02.2007 für 24 Stunden mit folgenden Aufzeichnungen: oberste Kurve: Durchsatz Filtratpumpe [Hz], zweite Kurve: Rotation des Filters [Hz], dritte Kurve: Strom am Filtermotor [A], vierte Kurve: Anlagendurchsatz [l/h], untere Kurve: Differenzdruck [bar]

Anhang D

Experimente zur Aufkonzentrierung von Belebtschlamm im Technikum

Die Experimente zur Aufkonzentrierung von Belebtschlamm der Membrankläranlage Heidelberg-Neurott MKA01 wurden mit der in Kapitel 4.2.3 dargestellten Versuchsanlage T03 durchgeführt. Dabei wurden die beiden in Abbildung D.1 dargestellten Konfigurationen, die sich auch grundsätzlich für eine technische Umsetzung eignen, getestet.

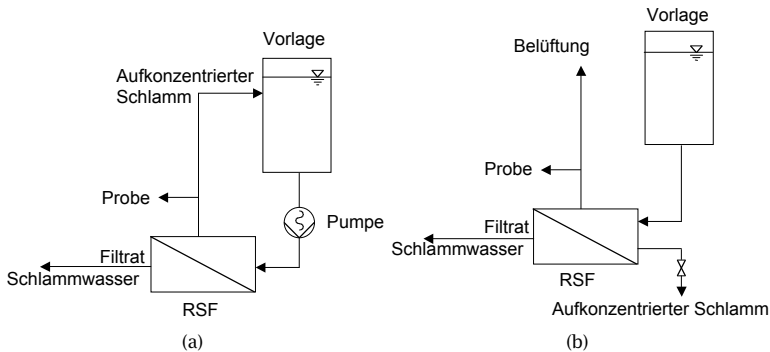


Abbildung D.1: Versuchskonfiguration zur Aufkonzentrierung von Belebtschlamm (a) in der Vorlage und (b) im RSF

Beide Varianten konzentrieren den Schlamm durch Filtration auf. Während bei der Variante (a) der Schlamm mit einer Pumpe in den Vorlagebehälter zurückgeführt wird, gibt es diese Rückführung bei Variante (b) nicht. Die experimentelle Bestimmung der Aufkonzentrierung über Messung der TR ist sinnvoll nur bei Variante (a) gegeben, da hier die Probenahmestelle aufgrund der Schlammurchmischung

D Experimente zur Aufkonzentrierung von Belebtschlamm im Technikum

repräsentativ ist. Bei Variante (b) ist die Schlammkonzentration an jeder Stelle im RSF und außerhalb des Filters unterschiedlich.

Tabelle D.1 zeigt die Parameter der Versuche zur Schlammaufkonzentrierung im Technikum. Untersucht werden sollten das Verhalten des Schlammes bei unterschiedlichen Temperaturen für beide Anlagenkonfigurationen.

Tabelle D.1: Parameter der Versuche zur Schlammaufkonzentrierung

Versuchsnummer	Filtratfluss l/h	Startvolumen l	Temperatur °C	Ausgangs-TR %	Aufkonzentrierung
1	6	0	30	1,06	in Vorlage
2	10	110	20	1,02	in Vorlage
3	10	160	10	1,07	in Vorlage
4	10	142	30	1,05	in Vorlage
5	10	150	30	0,95	im RSF
6	10	120	10	0,75	im RSF
7	10	105	20	0,73	im RSF

Die Versuche wurden mit unterschiedlichen Ausgangsfeststoffkonzentrationen, je nach Verfügbarkeit auf der MKA01, durchgeführt. Das Ende eines Versuchs wurde jeweils herbeigeführt, wenn der Schlamm nicht mehr pumpfähig bzw. fließfähig war. Abbildung D.2 zeigt diesen Zustand nach Beendigung einer Filtration.

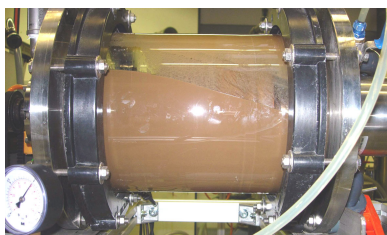


Abbildung D.2: Foto des Belebtschlammes im Filter am Ende der Aufkonzentrierung

Die Messergebnisse der Feststoffaufkonzentrierung im Filter sind in Abbildung D.3 für die Anlagenkonfiguration mit Schlammrückführung dargestellt. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung von rechnerischer, das heißt theoretischer, Aufkonzentrierung und dem tatsächlichen Messwert. Temperaturunabhängig konnte bis maximal 4,5% TR aufkonzentriert werden, bevor der Schlamm nicht mehr fließfähig war. Dieser relativ tiefe Wert für eine Schlammeindickung hängt mit der Betriebsweise der MKA01 zusammen. Es wurden keine Fällmittel oder Flockungshilfsmittel zur Schlammmentwässerung verwendet.

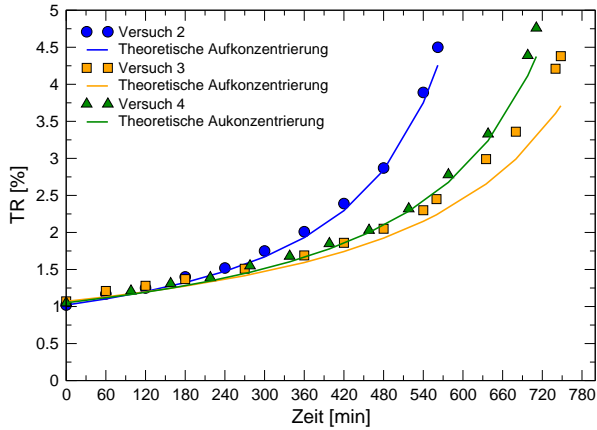


Abbildung D.3: Feststoffaufkonzentrierung mit Schlammrückführung

Abbildung D.4 zeigt die Auswirkung der Feststoffaufkonzentrierung im RSF auf den Transmembrandruck für alle auswertbaren Versuche. Bis zu einem Feststoffgehalt von 3–3,5% TR sind die Versuchsschlämme alle ohne messbare Auswirkungen auf den Transmembrandruck im Filter deutlich an.

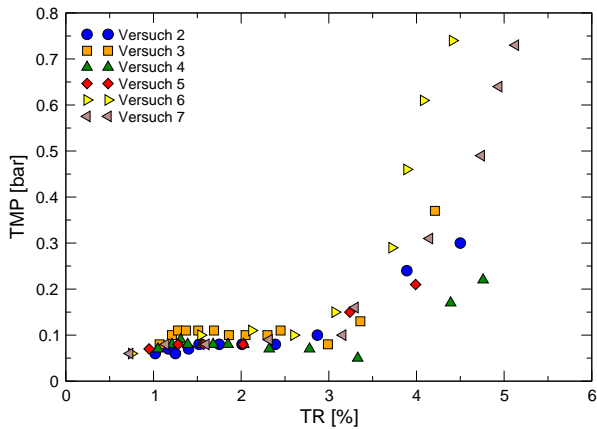


Abbildung D.4: Transmembrandruck in Abhängigkeit vom Feststoffgehalt im Filter

Literaturverzeichnis

- [1] U. Kuckartz, S. Rädiker, A. Rheingans-Heintze, Umweltbewusstsein in Deutschland 2006: Ergebnisse einer repräsentativen Bevölkerungsumfrage, Reihe Umweltpolitik 1. Auflage, Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit, Berlin, 2006
- [2] Umweltbundesamt, Umweltdaten Deutschland – Umweltindikatoren, www.umweltbundesamt-umwelt-deutschland.de, 2007
- [3] A. Welker, Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, Schadstoffströme im urbanen Wasserkreislauf – Aufkommen und Verteilung, insbesondere in den Abwasserentsorgungssystemen, 20, Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft, 2005
- [4] K.-U. Rudolph, D. Schäfer, Untersuchung zum internationalen Stand und der Entwicklung Alternativer Wassersysteme, BMBF-Forschungsvorhaben Nr. 02 WA 0074, Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF), Forschungszentrum Karlsruhe, 2001
- [5] P. A. Wilderer, D. Schreff, Decentralized and centralized wastewater management: a challenge for technology developers. *Water Science and Technology* 41 (1), (2000), 1–8
- [6] P. A. Wilderer, S. Paris, Integrierte Ver- und Entsorgungssysteme für urbane Gebiete, Abschlussbericht 02WA0067, BMBF, 2001
- [7] ATT, BDEW, DBVW, DVGW, DWA, VKU (Hrsg.), Branchenbild der deutschen Wasserwirtschaft 2008, wvgw Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, 2008
- [8] Die öffentliche Wasserversorgung in Deutschland, BDEW-Marktdaten, 2007
- [9] K. Bellefontaine, J. Lohaus, M. Willms, T. Herkner, M. Schmitz, H. Herbst, H. Stepkes, Marktdaten Abwasser 2003, Techn. Ber., ATV-DVWK and BGW, 2003
- [10] W. P. Dunbar, Leitfaden für die Abwasserreinigungsfrage, GFA – Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e. V., 1912, reprint 1998

- [11] J. Lange, R. Otterpohl, Handbuch zu einer zukunftsfähigen Wasserwirtschaft, 1. Aufl., Mallbeton Verlag, Donaueschingen-Pföhren, 1997
- [12] DWA, BMZ, GTZ (Hrsg.), Neue Sanitärkonzepte (ecosan) – Internationale Projekterfahrungen und Strategien zur Verbreitung, GTZ, Eschborn, 2006
- [13] A. R. Panesar, C. Werner, Overview of the global development of ecosan, Neue Sanitärkonzepte (ecosan) – Internationale Projekterfahrungen und Strategien der Verbreitung, GTZ, Hrsg., DWA, BMZ, GTZ, Eschborn, 2006
- [14] C. Werner, ecosan Projekterfahrungen in der Deutschen Entwicklungszusammenarbeit – Beispiele, Hemmnisse und Potenziale, Neue Sanitärkonzepte (ecosan) – Internationale Projekterfahrungen und Strategien der Verbreitung, GTZ, Hrsg., DWA, BMZ, GTZ, Eschborn, 2006
- [15] P. Lens, G. Zeeman, G. Lettinga (Hrsg.), Decentralised Sanitation and Reuse – Concepts, Systems and Implementation, IWA Publishing, London, 2001
- [16] <http://www.otterwasser.de>, 06.01.2007
- [17] <http://maps.google.de>, 06.01.2007
- [18] J. Niederste-Hollenberg, Nährstoffrückgewinnung aus kommunalem Abwasser durch Teilstromerfassung und -behandlung in urbanen Gebieten, Nr. 44 in Hamburger Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, 2003
- [19] R. Otterpohl, Stand der Technik und Entwicklung für den urbanen Bereich, DESAR – Kleine Kläranlagen und Wasserwiederverwendung, Nr. 161 in 30. Abwassertechnisches Seminar, Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft der Technischen Universität München, 2001, 23–41
- [20] C. Wendland, M. Oldenburg, Operation experiences with a source-separating project, ecosan – closing the loop, gtz, Hrsg., Proceedings of the 2nd international symposium, Lübeck, Germany, 2003
- [21] M. Oldenburg, A. Bastian, J. Longdong, J. Niederste-Hollenberg, Neue Abwassertechnik am Beispiel der „Lambertsmühle“. *GWF Wasser Abwasser* 144 (10), (2003), 660–675
- [22] H. Hiessl, D. Toussaint, M. Becker, A. Dyrbusch, S. Geisler, H. Herbst, J. U. Prager, Alternativen der kommunalen Wasserversorgung und Abwasserentsorgung AKWA 2100, Physica-Verlag, Heidelberg, 2003
- [23] H. Hiessl, AKWA Dahler Feld, 2006
- [24] M. Becker, M. Freund, S. Geisler, M. Hetschel, Zentrale Überwachung des Betriebs von Kleinkläranlagen mit Membrantechnik – Projekt AKWA-Dahler Feld, 1. Aachener Kongress: Dezentrale Infrastruktur, J. Pinnekamp, Hrsg., Nr. 204 in Gewässerschutz, Wasser, Abwasser, Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Aachen, 2006, 15/1–5/11

- [25] M. Freund, B. Oberkönig, C. Illigen-Geldmacher, A. Kraft, Betrieb von 21 Kleinkläranlagen in Selm, 7. Aachener Tagung Wasser und Membranen – Membrantechnik in der Wasseraufbereitung und Abwasserbehandlung, T. Melin, J. Pinnekamp, M. Dohmann, Hrsg., Aachen, 2007, A25-1-A25-10
- [26] T. A. Larsen, M. A. Boller, Decentralised Sanitation and Reuse – Concepts, systems and implementation, IWA Publishing, 2001 387-410
- [27] K. M. Udert, J. Lienert, T. A. Larsen, Novaquatis – Neue Wege in der Siedlungswasserwirtschaft, 1. Aachener Kongress: Dezentrale Infrastruktur, J. Pinnekamp, Hrsg., Nr. 204 in Gewässerschutz, Wasser, Abwasser, Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Aachen, 2006, 19/1-19/14
- [28] T. A. Larsen, J. Lienert, M. Maurer, W. Gujer, Die Zukunft der Infrastrukturen – Intelligente Netzwerke für eine nachhaltige Entwicklung, Metropolis-Verlag, Marburg, 2005 347-367
- [29] W. Sternad, T. Zech, Anaerobe kommunale Abwasserreinigung – Chancen zur Kostenreduzierung?, 2. Münchener Abwassertag, Hach-Lange, München, 2006
- [30] G. Zeeman, G. Lettinga, Objectives of DESAR – Decentralised Sanitation and Reuse, DESAR – Kleine Kläranlagen und Wasserwiederverwendung, Nr. 161 in 30. Abwassertechnisches Seminar, Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft der Technischen Universität München, 2001, 7-21
- [31] E. Dorgeloh, Stand der Technik bei Kleinkläranlagen, 1. Aachener Kongress: Dezentrale Infrastruktur, J. Pinnekamp, Hrsg., Nr. 204 in Gewässerschutz, Wasser, Abwasser, Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Aachen, 2006, 14/1-14/10
- [32] S. Richter, U. Brüß, Abwasserreinigung mit containerisierten MBR-Systemen – Aufgabenstellung und Betriebsergebnisse, 7. Aachener Tagung Wasser und Membranen – Membrantechnik in der Wasseraufbereitung und Abwasserbehandlung, T. Melin, J. Pinnekamp, M. Dohmann, Hrsg., Aachen, 2007, A10-1-A10-09
- [33] R. Gnirss, S. Miels, B. Lesjean, Planung und Bau einer Membranbelebungsanlage für die semizentrale Erschließung eines Siedlungsgebietes in einem empfindlichen Gebiet, 6. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik – Membrantechnik in der Wasseraufbereitung und Abwasserbehandlung, T. Melin, J. Pinnekamp, M. Dohmann, Hrsg., Aachen, 2005, A6-1-A6-14
- [34] R. Gnirss, Context of the ENREM project, Performances and economics of membrane-based concepts for decentralised wastewater treatment, ENREM – Technical Workshop, Berlin, 2007

- [35] B. Lesjean, Design parameters and construction of the ENREM demonstration plant, Performances and economics of membrane-based concepts for decentralised wastewater treatment, ENREM – Technical Workshop, 2007
- [36] C. Lüdicke, Operational issues and process optimisation of containerised MBR plant, Performances and economics of membrane-based concepts for decentralised wastewater treatment, ENREM – Technical Workshop, 2007
- [37] M. Vocks, Results of process for advanced biological nutrients removal in MBR, Performances and economics of membrane-based concepts for decentralised wastewater treatment, ENREM – Technical Workshop, Berlin, 2007
- [38] R. Dalhoff, A. Rababah, V. Sonakya, N. Raizada, P. A. Wilderer, Membrane separation to improve degradation of road side grass by rumen enhanced solid incubation. *Water Science and Technology* 48 (4), (2003), 163-168
- [39] O. Christ, Hochtechnologie für Bürohaus – Stoffstromorientierte Abwasserbehandlung. *wasserwirtschaft wassertechnik wwt* 53 (10-11)
- [40] W. Trösch, Kommunal-dezentrales Wassermanagement; Von der Vision zur Verwirklichung, 7. Kolloquium zur kommunalen Abwasser- und Abfallbehandlung, Stuttgart, 2002
- [41] M. Mohr, W. Trösch, Semidezentrale Infrastruktur in Knittlingen – Neubaugebiet „Am Römerweg“, 1. Aachener Kongress: Dezentrale Infrastruktur, J. Pinnekamp, Hrsg., Nr. 204 in Gewässerschutz, Wasser, Abwasser, Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Aachen, 2006, 21/1-21/9
- [42] M. Mohr, Wasserhaus Knittlingen: Semidezentrale Technik in einem Neubaugebiet, 11. Kolloquium zur kommunalen Abwasser- und Abfallbehandlung, Fraunhofer IGB, Stuttgart, 2006
- [43] N.N., Neubaugebiet „Am Römerweg“ in Knittlingen, <http://www.knittlingen.de>, 2006
- [44] H. Ginzky, U. Hagedorf, C. Hornemann, B. Kirschbaum, U. Müller-Wegener, D. Riechmann, S. Richter, J. Rechenberg, Versickerung und Nutzung von Regenwasser – Vorteile, Risiken, Anforderungen, Techn. Ber., Umweltbundesamt, Dessau, 2005
- [45] P. Cornel, B. Weber, H. R. Böhm, S. Bieker, A. Selz, Semizentrale Wasserver- und Entsorgungssysteme – Eine Voraussetzung zur innerstädtischen Wasserwiederverwendung?, 73. Darmstädter Seminar: Wasserwiederverwendung-Eine ökologische und ökonomische Notwendigkeit wasserwirtschaftlicher Planung weltweit?, Nr. Band 159 in Schriftenreihe WAR, TU Darmstadt, 2004, 17-32

- [46] S. Geyler, P. Thomas, Zentral oder Semizentral? Eine Modellbetrachtung zur Abwasserentsorgung kleiner und mittelgroßer Orte. *LACER - LEIPZIG ANNUAL CIVIL ENGINEERING REPORT* (8), (2003), 487-494
- [47] D. Rothenberger, Report zur Entwicklung des Versorgungssektors Wasser, Techn. Ber., CIRUS, EAWAG, 2003
- [48] J. Londong, Neue Sanitärsysteme - wirklich neu?, 1. Aachener Kongress: Dezentrale Infrastruktur, J. Pinnekamp, Hrsg., Nr. 204 in Gewässerschutz, Wasser, Abwasser, Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, Aachen, 2006, 17/1-17/16
- [49] H.-G. Baum, A. G. Coenenberg, T. Günther, Strategisches Controlling, 4. überarb., Schäffer-Poeschel, 2007
- [50] W. Sternad, W. Trösch, L. Schreiner, Filter comprising rotatable, disk-shaped filter elements (WO 2003/039712)
- [51] W. Sternad, Kostenoptimierte Filtrationstechnik in der modernen Abwasserreinigung, 13. Magdeburger Abwassertage, Magdeburg, 2002
- [52] H. Teichmann (Hrsg.), Biologische und weitergehende Abwasserreinigung, ATV-Handbuch, 4. Aufl., ATV-Abwassertechnische Vereinigung e. V., Berlin, 1997
- [53] M. Henze, P. Harremoës, J. la Cour Jansen, E. Arvin, Wastewater Treatment: Biological and Chemical Processes, 3. auflage Aufl., Springer Verlag, 2002
- [54] W. Sternad, Bioprozeßtechnik - Einführung in die Bioverfahrenstechnik, UBT für Wissenschaft, Gustav Fischer Verlag, Stuttgart, 1991 268-313
- [55] P. M. J. Janssen, K. Meinema, H. F. van der Roest, Biological Phosphorus Removal, Water and Wastewater Practitioner Series: STOWA Report, IWA Publishing, 2002
- [56] K. Imhoff, K. R. Imhoff, N. Jardin, Taschenbuch der Stadtentwässerung, Bd. 30. verbesserte Auflage, Oldenburg Industrieverlag, 2007
- [57] W. Sternad, Kostenoptimierte Filtrationstechnik: Anwendungen in der kommunalen Abwasserreinigung, 1. Internationale Lindauer Abwassertage, Lindau, 2003
- [58] N. Engelhardt, C. Brepols, A. Janot, Das Gruppenklärwerk Nordkanal nach einem Jahr Betrieb - eine Perspektive für große Membranbelebungsanlagen, 6. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik - Membrantechnik in der Wasseraufbereitung und Abwasserbehandlung, T. Meilin, J. Pinnekamp, M. Dohmann, Hrsg., Aachen, 2005, Ü2-1-Ü2-22
- [59] D. Wedi, H. Resch, W. Wild, S. Bleisteiner, Betriebsergebnisse der MBR Monheim - Abwasserreinigung und Erhalt der Permeabilitäten mittels chlorfreier

- chemischer Reinigung, 6. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik – Membrantechnik in der Wasseraufbereitung und Abwasserbehandlung, T. Melin, J. Pinnekamp, M. Dohmann, Hrsg., Aachen, 2005, A9-1–A9-12
- [60] G. Pampus, S. Stein, Betriebserfahrungen und resultierende Optimierungsmaßnahmen in den Kläranlagen Markranstädt und Knautnaundorf, 6. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik – Membrantechnik in der Wasseraufbereitung und Abwasserbehandlung, T. Melin, J. Pinnekamp, M. Dohmann, Hrsg., Aachen, 2005, A3-1–A3-15
- [61] N. Engelhardt, A. Janot, K. Drensla, N. Gröning, Die Membranbelebungsanlage GWK Nordkanal – Betriebsergebnisse mit neuer mechanischer Vorreinigung, 7. Aachener Tagung Wasser und Membranen – Membrantechnik in der Wasseraufbereitung und Abwasserbehandlung, T. Melin, J. Pinnekamp, M. Dohmann, Hrsg., Aachen, 2007, Ü4-1–Ü4-12
- [62] K. Drensla, A. Janot, N. Engelhardt, Optimierung und Weiterentwicklung der Strategien für die Reinigung von Membranen am Beispiel der Kläranlagen Nordkanal und Rödingen, Membrantechnik in Nordrhein-Westfalen, J. Pinnekamp, Hrsg., Nr. 210 in Gewässerschutz-Wasser-Abwasser, Aachen, 2007, 14/1–14/6
- [63] D. Wedi, M. Schade, S. Bleisteiner, W. Wild, Vierjähriger Betrieb der Membranbelebungsanlage Monheim – Abwasserreinigung, Leistungsänderungen, mögliche Ursachen, 7. Aachener Tagung Wasser und Membranen – Membrantechnik in der Wasseraufbereitung und Abwasserbehandlung, T. Melin, J. Pinnekamp, M. Dohmann, Hrsg., Aachen, 2007, A1-1–A1-14
- [64] S. Stein, J. Meyer, K. Richter, Siebenjährige Betriebserfahrungen mit Membranbelebungsanlagen – Stand der Optimierungsmaßnahmen, 7. Aachener Tagung Wasser und Membranen – Membrantechnik in der Wasseraufbereitung und Abwasserbehandlung, T. Melin, J. Pinnekamp, M. Dohmann, Hrsg., Aachen, 2007, A2-1–A2-11
- [65] S. Stein, G. Kerklies, Betriebserfahrungen mit unterschiedlichen Membrantechniken ZeeWeed und VRM, 5. Aachener Tagung Siedlungswasserwirtschaft und Verfahrenstechnik – Membrantechnik in der Wasseraufbereitung und Abwasserbehandlung, T. Melin, M. Dohmann, Hrsg., Aachen, 2003, A6-1–A6-14
- [66] DWA, Nord-Süd-Gefälle bei den Zulaufkonzentrationen – 19. DWA-Leistungsvergleich kommunaler Kläranlagen 2006. *KA-Korrespondenz Abwasser* 54 (10), (2007), 990–994
- [67] B. Haberkern, W. Maier, U. Schneider, Steigerung der Energieeffizienz auf kommunalen Kläranlagen, Techn. Ber. Förderkennzeichen (UFOPLAN) 205 26

307, Arbeitsgemeinschaft iat - Ingenieurberatung für Abwassertechnik, 2006,
im Auftrag des Umweltbundesamtes

- [68] R. Gnirss, Evaluation of concept and outlook, Performances and economics of
membrane-based concepts for decentralised wastewater treatment, ENREM -
Technical Workshop, Berlin, 2007

Das entwickelte semidezentrale Verfahren für kommunales Abwassermanagement wurde konzipiert, um die ökologischen Vorteile dezentraler Systeme mit den ökonomischen und technischen Vorteilen zentraler Systeme zu verbinden. Ein Schwerpunkt lag in der Auslegung, Planung, Bauüberwachung und Inbetriebnahme der semidezentralen Membrankläranlage Heidelberg-Neurott (MKA01) zur Demonstration des Verfahrens in einer entlegenen Bauernsiedlung.

Die wissenschaftliche Untersuchung der hydraulischen und stofflichen Vorgänge auf der MKA01 zeigte, dass die Konzentration für CSB und Phosphor den erwarteten Werten entspricht, während die Konzentration für Gesamtstickstoff ca. 30 % darüber liegt. Die biologische Abwasserreinigung produziert ganzjährig sehr gute Ablaufwerte mit sehr hohen Eliminationsraten und erfüllt die Anforderungen der Größenklasse 5. Die Leistung der Rotationsscheibenfilter der MKA01 wurde über mehr als zwei Jahre analysiert. Hierbei konnten sehr hohe Ausbeuten bei sehr langen Standzeiten zwischen den chemischen Reinigungen beobachtet werden.

Das Ziel, die technische Machbarkeit von semidezentralen Abwasserreinigungsanlagen zu demonstrieren, ist gelungen. Sehr gut erreichbar sind exzellente Ablaufwerte, niedriger Betreuungsaufwand und gute Überwachung der Abwasserqualität sowie eine bedingte Kosteneffizienz. Es sind damit die technischen Voraussetzungen für eine nachhaltige Abwasserinfrastruktur als Alternative zum herkömmlichen Wassersystem geschaffen worden.