

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER

Anpassung von Kläranlagen Planung und Betrieb

Band 166- Wien 2001

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER

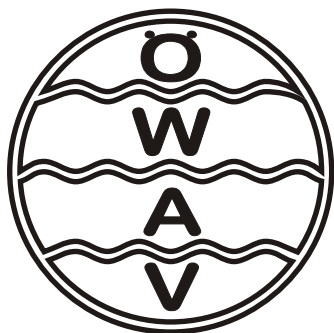
Band 166

Anpassung von Kläranlagen Planung und Betrieb

ÖWAV/TU - Seminar - Wien 2001
Wirtschaftskammer Österreich
5. - 6. März 2001

Herausgeber
Prof. Dipl.Ing. Dr. H. Kroiß
Technische Universität Wien
Institut für Wassergüte
und Abfallwirtschaft

Veranstalter



Österreichischer
Wasser- und
Abfallwirtschaftsverband

Marc - Aurel - Straße 5
1010 Wien



Institut für Wassergüte
und Abfallwirtschaft
TU- Wien

Karlsplatz 13 / 226
1040 Wien

Alle Rechte vorbehalten.
Ohne Genehmigung der Herausgeber ist es nicht gestattet,
das Buch oder Teile daraus zu veröffentlichen

Druck: Riegelnik
1080 Piaristengasse 19

ISBN 3 - 85234 - 057 - 8

Inhaltsverzeichnis

Kroiß H.	1 - 18
Anpassung von Kläranlagen an den Stand der Technik	
Passer H., Widmann, W., Hupfaut B.	19 - 58
Anpassung der Kläranlage Innsbruck	
Ablinger, J.	59 - 82
Kläranlage Salzburg - Siggerwiesen Erweiterung 1996 bis 1999	
Schweighofer, P.	83 - 129
Anpassung an den Stand der Technik der Regionalkläranlage Linz-Asten der Linz Service Ges.m.b.H	
Spatzierer, G.	131 - 143
Betriebserfahrungen mit der Regenwettersteuerung	
Müller H., Pilz J., Svardal K.	145 - 179
Anpassung einer einstufigen Belebungsanlage mit Winterfremdenverkehr am Beispiel der ARA Saalbach	
König, K.	181 - 189
Kläranlagen, stark belastet durch Indirekteinleiter - am Beispiel der ARA Hofsteig und ARA Region Feldkirch	
Matsché, N. Dornhofer K., Prendl L., Winkler S.	191 - 228
Ein neues Verfahren zur Vermeidung von Blähschlamm bei der Reinigung von Industrieabwasser auf kommunalen Kläranlagen	
Klager F.	229 - 252
Anpassung der HKA Wien-Ausbaukonzept und bauliche Umsetzung	

Svardal K.	253 - 296
Anpassung der HKA Wien – Regelkonzept und mathematische Simulation	
Wandl G., Müller H., Svardal K., Winkler S.	297 - 329
Anpassung der HKA Wien – Betriebserfahrungen mit der Pilotanlage	
Dum M.	331 - 355
Ausbau der Kläranlage Saalfelden nach dem Hybridverfahren Teil 1	
Geyer W.	357 - 384
Ausbau der Kläranlage Saalfelden nach dem Hybridverfahren Teil 2	
Dengg J., Wett, B.	385 - 408
Anpassung der Verbandskläranlage Achenal-Inntal-Zillertal durch separate Trübwasserbehandlung	
Schreff D., Steinle E.	409 - 428
Stickstoffelimination bei zweistufigen Systemen mit Tropfkörpern	
Franz A.	429 - 460
Erfahrungen mit kleineren technischen Kläranlagen	
Haberl R., Laber J.	461 - 475
Einsatzmöglichkeiten von bepflanzten Bodenfiltern	
Vogel B., Zeßner M.	477 - 502
Beispiele der Abwasserreinigung bei fehlendem Vorfluter	
Nowak, O.	503 - 551
Beispiele von einstufigen Belebungsanlagen mit Schlammfäulung: ARA Wolfgangsee-Ischl und ARA Wallersee-Süd	

Vorwort

Vor ziemlich genau 9 Jahren wurde an der TU-Wien ein Seminar mit einem fast gleichen Titel veranstaltet. Damals stand die noch sehr neue 1. Emissionsverordnung für kommunales Abwasser und ihre Konsequenzen im Vordergrund. Es ging unter anderem auch darum zu zeigen, dass die sehr strengen Anforderungen an die Reinigungsleistung zwar prinzipiell erfüllt werden können, dass aber dazu eine neue Qualität der Planung und des Betriebes notwendig sein wird. Es war auch die Zeit in der das neue Arbeitsblatt A 131 (1991) gerade fertig geworden war. Insbesondere war nicht ganz klar, ob die österreichischen Reinigungsanforderungen damit eingehalten werden können.

In der Zwischenzeit sind einige wichtige Änderungen eingetreten. Österreich ist der EU beigetreten. Im Zuge der Anpassung an die EU Richtlinie für Kommunales Abwasser wurde die 1. EVO so novelliert, dass die Einhaltung der Vorschriften nicht nur EU-konform sondern auch mit vielen verschiedenen Verfahren der Abwasserreinigung eingehalten werden können ohne dass dabei grundsätzliche Ziele des Gewässerschutzes verletzt werden.

Seit dem letzten Seminar sind viele, vor allem auch große, Anlagen entweder schon angepasst worden oder im Stadium der Anpassung. Das Ziel dieses Seminars ist es, die bisherige Erfahrung mit verschiedenen Anpassungsmaßnahmen vorzustellen und einen österreichweiten Erfahrungsaustausch über die komplexen Probleme beim Eingriff in bestehende Anlagen und die vielfältigen Lösungsmöglichkeiten in Gang zu setzen. Überlagert wird diese Entwicklung durch die Forderung nach Effizienzsteigerung in der Siedlungswasserwirtschaft, wobei man in erster Linie andere Organisationsformen als Lösung propagiert. Dies bleibt nicht ohne Rückwirkung auf die gesamte Fachwelt.

Wien, im März 2001

Helmut Kroiss

Anpassung von Kläranlagen an den Stand der Technik

Helmut Kroiss

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft TU-Wien

1 Einleitung

Vor ca.10 Jahren haben sich die Anforderungen an die Abwasserreinigung in Österreich dahingehend verändert, dass ein strenges Vorsorgeprinzip als Mindeststandard der Abwasserreinigung gesetzlich verankert wurde (WRG Novelle 1990). Der Standard orientiert sich an dem „Stand der Technik“, was nach OBERLEITNER etwa dem englischen Begriff „best available means“ entspricht. Der Mindeststandard ist durch die Emissionsverordnungen verbindlich vorgeschrieben, aber es kann in begründeten Fällen auch davon abgegangen werden.

Zur Zeit der letzten Vortragsveranstaltung zu diesem Thema an der TU (KROISS 1992) war gerade die 1.EVO für kommunales Abwasser erlassen worden und auch schon die EU Richtlinie 271/91(Urban Waste Water Directive) war in Kraft getreten. Im Zuge der Anpassung der österreichischen Emissionsverordnung an die EU Gesetzgebung wurde dann die 1. EVO so novelliert, dass die Vielfalt der Lösungsmöglichkeiten für die Anpassung der kommunalen Kläranlagen an den Stand der Technik bei vertretbaren Kosten erheblich vergrößert worden ist (KROISS et.al. 1996). Die wesentliche Änderung bei der Novelle zur 1.EVO für kommunales Abwasser bestand in einer Änderung der statistischen Bedingungen für die Einhaltung der Grenzwerte. Hier wurden die Bedingungen weitgehend an die EU Richtlinie angepasst. Insbesondere die Festlegung der Grenzwerte für die prozentuelle Stickstoffentfernung und die Phosphorablaufkonzentrationen als Jahresmittelwerte erlaubt einen dem Jahrgang der Temperatur angepassten flexiblen Betrieb und eine ganzjährige gute Ausnützung der Beckenvolumina der biologischen Reinigungsstufe.

Für die nahe Zukunft ist zu erwarten, dass die Emissionsverordnung für Mischwasserentlastungen in Vorfluter erlassen wird. Sie wird für die reinen Emissionsfälle keine wesentliche Änderung der Planungspraxis für die Entlastungen bringen, aber es muss bei der Planung der Kläranlagen der Einfluss des vermehrten Rückhaltes von Regenwasser durch die Errichtung von Regenbecken berücksichtigt werden. Sie kann sich insbesondere negativ auf die prozentuelle Stickstoffentfernung (ungünstiges C/N Verhältnis nach Regenereignissen) und auch auf die Nitrifikation auswirken (Temperaturrückgang, Schlammverlagerung in die Nachklärbecken, etc.).

2 Aufgabenstellung und neue Herausforderungen

In den letzten 10 Jahren sind viele Kläranlagen in Österreich an den Stand der Technik angepasst worden. Der Neubau von Anlagen ist deutlich zurückgegangen und wird sich weiter verringern. Nur im ländlichen Bereich werden noch viele kleine Anlagen errichtet werden müssen. Die Anpassung von Kläranlagen an den Stand der Technik dagegen wird als Daueraufgabe bestehen bleiben, weil einerseits noch nicht alle Kläranlagen den geforderten Standard aufweisen, andererseits die Belastungssituation sich im Laufe der Zeit ändert oder weil die Anlagen ihre Lebensdauer erreichen und der technische Fortschritt nicht endet, woraus sich die Frage nach der Erneuerung und Verbesserung bestehender Anlagen ergibt.

Für den Planenden Ingenieur stellt die Anpassung von Kläranlagen an neue Anforderungen eine äußerst interessante und vielseitige Aufgabe dar, weil einerseits meist viel mehr Datenmaterial aus dem Betrieb der bestehenden Anlage vorhanden ist und andererseits eine Vielzahl von Randbedingungen bereits gegeben ist, an die man sich anpassen muss. Wenn im folgenden Text der Begriff „Anpassung“ verwendet wird, dann wird kein Unterschied gemacht zwischen der Vergrößerung der Kläranlagenkapazität bei gleichbleibenden Anforderungen (oft als Erweiterung bezeichnet), Verbesserung der Reinigungsleistung bei gleichbleibender Kapazität oder die Erneuerung alter Anlagen. Die für den Planer und Betreiber auftretenden Probleme unterscheiden sich nur geringfügig. Immer spielen die folgenden Randbedingungen eine wichtige Rolle bei der Planung:

- der Zustand und der technische Standard der bestehenden Anlagen(teile)
- Verfügbarkeit von Flächen und deren Preis
- Nähe zu Siedlungsräumen (Lärm, Geruch)
- Schlammmentsorgungsmöglichkeiten
- absehbare und/oder angestrebte künftige Entwicklung im Entwässerungsgebiet (Erweiterungsmöglichkeit)
- künftige Organisationsform (Eigentumsverhältnisse, Betriebsverantwortung)

Die Aufgabe, unter den gegebenen Randbedingungen die optimale Lösung zu finden ist weder einfach noch eindeutig, weil weder die Kostenrechnung eindeutig definiert werden kann, noch der Nutzen einer bestimmten Reinigungsleistung für den Gewässerschutz eindeutig quantifizierbar sind.

Die Grundlage für die Formulierung der 1. Emissionsverordnung für kommunales Abwasser beruht auf der Erfahrung von vielen Großanlagen, die als einstufige Belebungsanlagen für Nitrifikation und Denitrifikation geplant und betrieben wurden und bei denen eine enge Beziehung zum ATV-Arbeitsblatt A131 sowie zu den mathematischen Modellen ASM 1 (und folgende) gegeben ist. Für diese Anlagen gilt, dass im Mittel übers Jahr die Konzentrationen im Ablauf deutlich unter den Grenzwerten liegen müssen um die gesetzlich geforderte Reinigungsleistung immer einzuhalten. Diese Anlagen sind auch dadurch charakterisiert, dass der Betreiber aus Gründen der Einsparung von Energie und der Vermeidung von Schwimmschlamm im Nachklärbecken daran interessiert sein wird, das Denitrifikationspotential immer optimal zu nützen und zwar unabhängig von den gesetzlichen Anforderungen. Aus Gründen der Betriebssicherheit muss auch dauernd eine weitgehende Entfernung von Ammonium angestrebt werden. Bei vielen anderen Verfahren und Verfahrenskombinationen geht die Optimierung nicht so konform mit den gesetzlichen Anforderungen. Es stellt sich dann die berechnete Frage, ob nur die Einhaltung der gesetzlich geforderten Reinigungsleistung als Vergleichskriterium genügt, oder ob z.B. unterschiedliche mittlere Jahresfrachten im Ablauf der Kläranlagen als quantifizierbarer Nutzen für den Gewässerschutz in den Vergleich mit aufgenommen werden. Nachdem die

tatsächlich erzielte Reinigungsleistung aber sowohl von der Planung und der technischen Ausführung als auch von der spezifischen örtlichen Abwasseranfallscharakteristik und der Qualität der Betriebsführung abhängt, gibt es derzeit dafür keinen Standard.

In mehreren europäischen Ländern hat man Abwasserabgaben eingeführt um die Reinigungsleistung auch mit Kosten zu belegen und damit in den Vergleich verschiedener Lösungsmöglichkeiten auch diesbezüglich quantifizierbar zu machen. In Österreich hat man bisher diesen Weg zwar diskutiert aber nicht begangen, weil man den Effekt für den Gewässerschutz geringer eingeschätzt hat als den relativ hohen Kontroll- und Verwaltungsaufwand, der damit verbunden ist. Jedenfalls sind die derzeitigen gesetzlichen Regelungen zur Kontrolle der Reinigungsleistung unter dem Gesichtspunkt entstanden, dass die Optimierung des Kosten-Nutzenverhältnisses bei den vorhandenen Kläranlagen für den Gewässerschutz im Vordergrund der Bemühungen des Betreibers steht und nicht unter Wettbewerbsbedingungen (mit dem Zwang zur Kostenminimierung) erbracht werden muss.

Wenn allerdings der Bau und der Betrieb von Abwasserreinigungsanlagen im Wettbewerb auf dem „freien Markt“ erfolgt, muss man sich neuerlich überlegen, ob das alleinige Vertrauen auf die Kontrolle der Einhaltung der gesetzlichen Vorschriften genügt, oder ob nicht der Wettbewerb den Anreiz braucht, durch Verbesserung der Reinigungsleistung Kosten einsparen zu können.

Die bisherige Praxis, den Kostenvergleich für verschiedene Varianten auf die Ergebnisse des LAWA-Kostenrechnungsmodells zu beziehen, kann durchaus kritisch hinterfragt werden. Private Eigentümer und/oder Betreiber von Kanal- und Kläranlagen werden wahrscheinlich ganz andere Kostenrechnung anstellen (müssen), um das Optimum zu finden. Hier ergibt sich unweigerlich eine Schere zwischen der langfristigen (endlosen) Aufgabe des Gewässerschutzes durch Abwasserreinigung und der Notwendigkeit eines Zwanges zur kurzfristigen Rentabilität des eingesetzten Kapitals für einen Privatunternehmer. Auch die Personalplanung für den Betrieb wird häufig für öffentliche und für private Betreiber nach unterschiedlichen Prioritäten erfolgen.

Nachdem die Entscheidung für eine Anpassung einer Kläranlage an den Stand der Technik häufig mit der Entscheidung zur Änderung der Organisation und damit der Verantwortlichkeit für den Bau und den Betrieb verknüpft wird, muss

man danach trachten, die Wettbewerbsbedingungen so zu gestalten, dass nicht Äpfel mit Birnen verglichen werden (RAUSCH 2001). Nachdem bisher keine allgemein anerkannten Kriterien erarbeitet werden konnten, wie man den langfristigen Erfolg verschiedener Ausschreibungs- und Vergabemodalitäten und Organisationsformen sowohl hinsichtlich des Nutzens als auch hinsichtlich der Kosten eindeutig bestimmen kann, ist der Wettbewerb auf Spekulationen und Analogieschlüsse aus ganz anderen Wirtschaftsbereichen angewiesen. Es ist legitim neue Entwicklungen zuzulassen auch wenn ihr Erfolg noch nicht gesichert nachgewiesen werden kann. Es muss aber unbedingt vor dieser Zulassung eindeutig geklärt sein, woran man den Erfolg und damit den Fortschritt in der Effizienz der Aufgabenerfüllung messen kann. Das ist leider eine sehr komplexe Fragestellung, die bisher noch nicht seriös angegangen wurde. Eine Folge davon ist, dass viele Argumente ins Spiel gebracht werden, die sachliche unbegründet sind. Letztlich entscheidend sind die Selektionsmechanismen, denen die verantwortlichen Personen ausgesetzt sind, und ob diese sich mit der Aufgabenerfüllung vereinbaren lassen. Wettbewerb führt, wie im Sport, nur dann zu höherer Leistung, wenn die Bedingungen für die Wettkämpfer annähernd gleich und geregelt sind und daher als fair empfunden werden.

Sowohl im technischen Bereich wie in der Organisation der Aufgabenerfüllung besteht ein dauernder Bedarf nach Anpassung an den jeweiligen „Stand der Technik“, und es erscheint gerade derzeit richtig, darauf hinzuweisen, dass dies die wesentliche Voraussetzung für eine langfristig erfolgreiche Strategie des Gewässerschutzes darstellt. Nur wenn auch die nächsten Generationen die Möglichkeit zu Veränderungen und Verbesserungen haben und diese auch anerkannt werden, ergeben sich nachhaltige Strukturen. Letztere sind auch dadurch gekennzeichnet, dass stets ein gewisses Risiko des Scheiterns zugelassen werden muss. Es muss nur sichergestellt werden, dass dieses Risiko räumlich und zeitlich begrenzt eingegangen wird.

3 Die Vielfalt der Lösungsmöglichkeiten

3.1 Allgemeines

Bei der Anpassung bestehender Anlagen kann man davon ausgehen, dass fast jede Aufgabenstellung einen Sonderfall darstellt. Standardlösungen, wie sie bei der Neuerrichtung von Kläranlagen möglich sind, gibt es kaum. Der Umfang der notwendigen Maßnahmen kann man nach der Art des Eingriffes in den Bestand einteilen:

- Maßnahmen bei den Abwasserproduzenten bzw. im Entwässerungsgebiet
- Maßnahmen im Kanalnetz
- Optimierung des Kläranlagenbetriebes (z.B. durch verbesserte Steuerung)
- Einsatz von Chemikalien (Fällmittel, Reinsauerstoff, Flockungsmittel)
- Verbesserung der Wirkung bestehender Verfahrensstufen (Reaktionsvolumina) durch Einsatz von Hilfselementen
- Ergänzung des bestehenden Verfahrensschemas durch Nebenstufen
- Vergrößerung der Reaktionsvolumina bei Beibehaltung des Reinigungsverfahrens
- Einbeziehung der vorhandene Anlage in ein neues Verfahrenskonzept
- Nutzung vorhandener Anlagenteile mit neuer Funktion in einem geänderten Verfahrenskonzept
- Weitgehender Neubau unter Nutzung vorhandener Infrastruktur

Bei allen diesen Maßnahmen muss die Abwasserreinigung und die Schlammbehandlung und Entsorgung als eine Einheit gesehen werden. Dies ist insbesondere wichtig für die richtige Beurteilung der Stickstoffelimination über die Klärschlamm Entsorgung. Je nach Schlammbehandlung und Abwasserzusammensetzung kann sie bei kommunalen Anlagen zwischen etwa 15 und 45% der Zulaufmenge betragen (Nowak, 1993). Bei einer geforderten Stickstoffentfernung von 70 % im Jahresmittel bedeutet dies, dass die zusätzlich notwendige Stickstoffelimination durch Denitrifikation zwischen 55 und 25%

der Zulauffracht schwanken wird, was erhebliche Auswirkungen auf die Verfahrenswahl und Bemessung bei der (mechanisch-) biologischen Reinigung haben kann.

In den letzten 10 Jahren sind einige entscheidende Fortschritte in Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet der Abwasserentsorgung Kläranlagen gemacht worden, die auch wesentlich zur Vielfalt der Lösungsmöglichkeiten bei der Anpassung an den Stand der Technik beigetragen haben, wie z.B.:

- Verbesserte Methoden der Plausibilitätskontrolle von Betriebsdaten (Schweighofer, 1994; Nowak, 1998 und 2000)
- Verbesserung der Modellierung von Kanalsystemen (INTERURBA II)
- Verbesserung der Bemessungsansätze für Belebungsanlagen („A131 neu“ – ATV, 2000)
- Verbesserung der Modelle für die dynamische Simulation biologischer Abwasserreinigungsverfahren und ihre Anwendung für Planung und Betrieb
- (Wiener Mitt. Bd. 137)
- Entwicklung neuer Konzepte und Verfahren für die Bereiche der Mess-, Regel- und Steuerungstechnik von Kläranlagen (ALEX, TSCHEPETZKI 1997; SVARDAL 2000; SVARDAL 1993)
- Verbesserung des Softwareangebots und der Bedienungsfreundlichkeit
- Weiterentwicklung neuer Verfahren der Abwasserreinigung mit erheblicher Zunahme von großtechnischer Erfahrung (z.B. Hybridverfahren, Biofilter, Wirbelbettverfahren, Membranbelebungen, separate Behandlung der Rückläufe aus der Schlammbehandlung, etc.)

Trotz vieler Verbesserungen im Verständnis der Prozesse auf Kläranlagen lohnt sich zumindest bei Anlagen über etwa 100 000 EW oft die Durchführung von praxisnahen Pilotversuchen als Entscheidungshilfe. Solche Versuche können oft in einer Strasse der bestehenden Anlage durchgeführt werden, in anderen Fällen wird die Errichtung und der Betrieb einer Versuchsanlage die bessere Lösung sein. Je größer die Anlage, desto eher sind die Einsparungen an Kosten oder die Verringerung des Risikos durch mehr Wissen aus Pilotversuchen größer als die Kosten für die Versuche. Dies gilt in gleicher Weise für aufwendige Mess- und

Regeltechnik, auch hier sind die Einsparungen an Reaktionsvolumen oft geringer als die Kosten für die Errichtung und den Betrieb der Einrichtungen. Bei Anpassungsplanungen für Anlagen mit sehr ungünstigen Erweiterungsmöglichkeiten (z.B. wegen Platzmangel oder ungünstiger baulicher Gegebenheiten) kann sich die Grenze der Rentabilität der oben erwähnten Maßnahmen auch zu kleineren Anlagen hin verschieben.

3.2 Maßnahmen bei den Abwassereinleitern bzw. im Entwässerungsgebiet

Bei allen Anpassungsplanungen ist es sinnvoll zu prüfen, ob nicht durch Maßnahmen bei den Abwassereinleitern und im Entwässerungsgebiet die Problemlösung erleichtert und kostengünstiger erreicht werden kann als durch Maßnahmen auf der Kläranlage allein.

Die Zielvorstellungen für die Maßnahmen können sein:

- Verminderung der hydraulischen Belastung bei Trockenwetter durch Vermeidung von Fremdwassereinleitungen z.B. durch die Herausnahme von Fließgewässern aus den Kanalnetz, wie sie bei vielen größeren Kanalsystemen vorkommen, oder die Beendigung der Dauereinleitung von Drainagewässern. Dadurch kann auch die Abwassertemperatur erhöht werden. Es sind dabei jedoch die komplexen Auswirkungen auf das Abwasserentsorgungssystem zu beachten (KROISS, PRENDL, 1996).
- Verminderung der Schwankungen der Belastung der Kläranlage, die von Indirekteinleitern (insbesondere bei saisonalen Betrieben) verursacht wird, durch innerbetriebliche Vermeidungsmaßnahmen, sowie Ausgleichs- und allenfalls Vorreinigungsanlagen an der Anfallstelle. Entscheidend ist in der Regel das Verhältnis der mittleren Belastung über ein Schlammalter zur Spitzenbelastung über 4 – 6 Stunden (bei Belebungsanlagen). Besonders ungünstig sind starke Schwankungen des C/N Verhältnisses.
- Verbesserung des C/N Verhältnisses um die Denitrifikation zu erleichtern. Dies kann z.B. durch höhere finanzielle Belastung von Stickstoff- gegenüber Kohlenstoffverunreinigung bei der Gebühren- bzw. Entgeltfestsetzung für Indirekteinleiter gefördert werden. (SCHWEIGHOFER, 2001)

3.3 Maßnahmen im Kanalnetz

Eine besondere Bedeutung für die Optimierung des Gesamtsystems hat die Festlegung der Bemessungswassermenge für die Kläranlage. Bei Trennsystemen muss die Kläranlage immer alles Abwasser übernehmen können. Bei Mischsystemen besteht eine enge Wechselwirkung zwischen den Entlastungs- und Speicherbauwerken (Regenüberläufe, Regenüberlaufbecken) und der maximalen Übernahmekapazität von Mischwasser. Alle, also auch die künftig (Planungszeitraum mindestens 25 Jahre) zu erwartenden, Maßnahmen im Kanalnetz müssen bei jeder Anpassungsplanung berücksichtigt werden.

Vor allem bei großen (und flachen) Mischkanalnetzen sollte man untersuchen, wie man das Gesamtsystem Kanal+Kläranlage hinsichtlich Gewässerschutz optimieren kann. Die optimale Nutzung des Kanalvolumens für Abwasserspeicherung durch Steuerung des Abflusses im Kanal und der Beschickung der Kläranlage (insbesondere zu Beginn des Mischwasserabflusses) sind Gegenstand intensiver Forschungs- und Entwicklungsarbeiten (INTERURBA II, 2001). Es ist heute möglich, die Wechselwirkung zwischen Kanal und Kläranlage zumindest was die Hydraulik betrifft sehr gut durch mathematische Modelle zu beschreiben. Die Modellierung des Stofftransportes dagegen bereitet immer noch große Schwierigkeiten, das gilt insbesondere für die Ablagerung und Remobilisierung von Feststoffen. Jedenfalls spielt auch die Qualität der Kanalreinigung besonders bei flachen Kanalnetzen eine wichtige Rolle.

3.4 Optimierung des Kläranlagenbetriebes (z.B. durch verbesserte Steuerung)

Bei vielen Anlagen kommt der Anstoß zur Beschäftigung mit Anpassungsüberlegungen aus der betrieblichen Erfahrung, dass die geforderte Reinigungsleistung nicht mehr mit der nötigen Sicherheit oder nicht mehr über das ganze Jahr hinweg eingehalten werden können. Häufigste Ursache ist der Anstieg der Belastung oder eine (zeitweise) Änderung der Abwasserzusammensetzung. Auch wenn eine Nachrechnung nach ATV Arbeitsblatt A 131 eine Überlastung der Anlage ausweist, muss dies noch nicht heißen, dass nicht mit einer Optimierung des Betriebes bauliche, maschinelle oder elektrische Veränderung der Anlage vermieden oder zumindest stark

vermindert werden können. Dies gilt insbesondere für Anlagen mit saisonalen Problemen. (MÜLLER-RECHBERGER *et al.*, 2001). Generell kann man sagen, dass mit steigender Anlagengröße die Verbesserung der Betriebsführung durch verstärkten Einsatz von Mess- und Regeltechnik (EDV) an Bedeutung gewinnt. (KROISS, 2001)

3.5 Einsatz von Chemikalien (Fällmittel, Reinsauerstoff, Flockungsmittel, externe C-Quellen)

Der dauernde Einsatz von Chemikalien zur Verbesserung der Reinigungsleistung von Kläranlagen ist bisher nur bei der Phosphorfällung unumstritten. Auch dort versucht man, den Fällungsmiteleinsatz durch Nutzung der biologischen P-Entfernung zu verringern. Dahinter steht die an und für sich richtige Überlegung, dass man nicht hochwertige Chemikalien (niedrige Entropie) mit Abwasser (hohe Entropie) vermischen sollte. Dennoch kann der zumindest vorübergehende Einsatz von Chemikalien durchaus wirtschaftlich vorteilhaft und auch ökologisch verträglich sein (KROISS, 1998). Abzulehnen ist jedenfalls der Einsatz von Stoffen, deren Zusammensetzung und Herkunft nicht bekannt ist.

3.6 Verbesserung der Wirkung bestehender Verfahrensstufen (Reaktionsvolumina) durch Einsatz von Hilfselementen

Nachdem bauliche Veränderung von bestehende biologischen Reinigungsstufen oft schwierig und damit auch kostspielig sind, sei es dass die Bausubstanz bereits sehr alt ist, dass die Platzverhältnisse sehr beengt sind oder weil bei der seinerzeitigen Planung nicht an eine Erweiterungsmöglichkeit gedacht worden ist, dann versucht man die Wirkung der vorhandenen Volumina besser zu nützen.

Beim Belebungsverfahren kann man die Reinigungsleistung im wesentlichen nur dadurch verbessern, dass man das Schlammalter vergrößert. Dies kann bei gegebenen Belebungsbeckenvolumen nur Erhöhung der Trockensubstanz des Belebtschlammes im Becken erreicht werden. Der begrenzende Faktor für TS_{BB} ist die Schlammvolumenbeschickung der Nachklärbecken. Dazu gibt zwei in der Literatur beschriebene und auch in Großanlagen eingesetzte technische Lösungsansätze.

Durch den Einsatz von Aufwuchskörpern im Belebungsbecken (z.B.: Limpor, Ringlace) können die Absetz- und Eindickeigenschaften des Belebtschlammes in vielen Fällen verbessert werden, damit verringert sich das Schlammvolumen. Der zusätzlich Effekt der "Speicherung" von Biomasse auf den Aufwuchskörpern sollte im Dauerbetrieb nicht überschätzt werden. Jedenfalls hat die Praxis gezeigt, dass sich nur dann Kosteneinsparungen gegenüber konventioneller Verfahrenstechnik ergeben, wenn die Errichtungskosten pro m³ Beckenvolumen deutlich über dem Normalfall liegen. Dies kann bei Anpassungsplanungen insbesondere bei sehr beengten Platzverhältnissen der Fall sein.

Eine andere Neuentwicklung ist der Einsatz von Parallelplattenabscheidern im Belebungsbecken um einen gewissen Anteil des Belebtschlammes vor den Nachklärbecken abzuscheiden, sodass ebenfalls mit einem höheren Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken gearbeitet werden kann. (PLASS 1998).

Für beide Verfahren gilt, dass es keine anerkannten Regeln der Technik für ihre Bemessung und Ausbildung gibt, was beim Vergleich verschiedener Lösungsmöglichkeiten zu berücksichtigen ist. Das Risiko beim Einsatz solcher Verfahren kann nur teilweise durch Garantieverpflichtungen vom Bauherrn abgewälzt werden.

3.7 Ergänzung des bestehenden Verfahrensschemas durch Nebenstufen

Unter Nebenstufen werden Verfahren verstanden, die nicht im Abwasserhauptstrom angeordnet sind. Sie sind insbesondere dann zu überlegen, wenn die Probleme einer bestehenden Kläranlage bei der Einhaltung der Ammoniumgrenzwerte oder der Stickstoffentfernung liegen. Je größer die Kläranlagen sind, desto eher kann der Einsatz der komplexeren Verfahren in die Überlegungen einbezogen werden. Eine sehr detaillierte Kosten-Nutzenrechnung ist aber unerlässlich um den Einsatz zu begründen.

Zu solchen Lösungswegen gehören:

- Gezieltes Management der Stickstoffrückläufe aus der Schlammbehandlung durch entsprechend große Ausgleichbecken. Diese Maßnahme kann auch schon bei kleinen Anlagen sinnvoll sein.
- Separate Behandlungsanlagen für die Rückläufe aus der Schlammbehandlung zur Stickstoffoxidation und Stickstoffentfernung (DENGG, WETT, 2001). Dazu werden biologische (Nitrifikation bis zum Nitrit mit Denitrifikation und Deammonifikation und chemisch-physikalische Verfahren (Ammoniakstrippung) eingesetzt).
- Die Gewinnung von Denitrifikationssubstrat („externe“ C-Quelle) durch anaerobe Fermentation des eingedickten Schlammes (Versäuerungsstufe einer zweistufigen Schlammfaulanlage (BRINCH et.al. 1994

Für die beiden letzten Punkte gilt, dass es ebenfalls keine allgemein anerkannten Regeln der Technik für Bemessung und Ausbildung der Anlagen gibt, sodass gründliche Voruntersuchungen (Pilotversuche) und die Mitarbeit von Fachfirmen notwendig werden.

3.8 Vergrößerung der Reaktionsvolumina bei Beibehaltung des Reinigungsverfahrens

Hierbei handelt es sich um die „einfachste“ Form der Erweiterung, die immer dann vorteilhaft erscheint, wenn einerseits genügend Platz vorhanden ist oder die Tiefe vorhandener Becken vergrößert werden kann. Häufig zeigt sich, dass die Minimierung der Kosten nicht mit der Minimierung des neu zu bauenden Volumens zusammenfällt. Besondere planerische Beachtung muss dabei darauf gelegt werden, dass die Einfachheit und Flexibilität des Betriebes auch für die planmäßigen Reparatur und Instandhaltungsarbeiten gegeben ist.

3.9 Einbeziehung der vorhandene Anlage in ein neues Verfahrenskonzept

Unter diese Kategorie der Planungsüberlegungen fallen alle Umwandlungen von einstufigen zu mehrstufigen Verfahren, auf die bei der letzten Vortragsveranstaltung zum Thema dieses Vortrages eingegangen wurde (KROISS, 1992). Im einfachsten Fall kann dies Erweiterung einer Belebungsanlage durch eine Vorklärung sein. Andere Lösungen ergeben sich durch die Nutzung der Vorklärung als Zwischenklärbecken der zweistufigen Belebungsverfahren (BÖHNKE, 1986, MATSCHÉ *et al.*, 2001) oder die Verwendung einer vorhandenen Belebungsstufe als 1. Stufe einer zweistufigen Belebungsanlage (v.d. EMDE *et al.* 1992; KLAGER, 2001).

Die Entwicklung mehrstufiger Verfahren unter Einbeziehung von Verfahren mit festsitzender Biomasse, wie Biofilter (Sulzer, Biofor® , Biostyr®), Wirbelbettverfahren (Kaldness) ist in den letzten 10 Jahren vorangeschritten und es gibt eine ganze Reihe von Großanlagen, die damit ausgerüstet sind (GASSEN 2000). Besonders geeignet sind solche Systeme zur Erzielung hoher Raumumsatzraten bei der Nitrifikation (bis über $1 \text{ kg N/m}^3/\text{d}$), wenn die Konkurrenz durch den Abbau von C-Verbindungen weitgehend ausgeschaltet wird. Dies kann man z.B. durch eine Vorreinigung mit einer (z.B. vorhandenen) Belebungsanlage erreicht werden.

Alle wirtschaftlich konkurrenzfähigen zweistufigen Anlagen, die zu einer deutlichen Reduktion des Gesamtvolumens und des Platzbedarfes gegenüber einstufigen Lösungen führen, haben gemeinsam, dass der Gesamtwirkungsgrad der Stickstoffentfernung der Kläranlage begrenzt ist. Je nach dem Grad der Stickstoffentfernung über die Schlammensorgung liegt diese Grenze zwischen etwa 65 und 75 %. Es ist technisch natürlich möglich, die Stickstoffentfernung durch den Einsatz von externen C-Quellen zu steigern, allerdings ist dies mit überproportional steigenden Kosten verbunden.

3.10 Nutzung vorhandener Anlagenteile mit neuer Funktion in einem geänderten Verfahrenskonzept

Bei der Nutzung vorhandener Anlagenteile stellt sich generell die Frage, wie man den Wert dieser Teile in eine Kostenvergleichsrechnung einbringt. Wie eine neue Dissertation über Lebenszykluskostenanalysen zeigt (BÄUMER, 2000) gibt es dazu verschiedene Ansätze, die nicht zum gleichen Ergebnis führen. In der Praxis stellt die Weiternutzung bestehender Anlagenteile oft ein wichtiges Argument in der Begründung für eine bevorzugte Lösung dar, ohne dass dies durch eine Kostenrechnung abgestützt wird. Dies gilt insbesondere dann, wenn die bestehenden Anlagen noch nicht abgezahlt oder abgeschrieben sind. Es soll hier nur darauf hingewiesen werden, dass solch eher ideellen Argumenten wenig Bedeutung geschenkt werden sollte.

Bei einer Anpassung einer konventionellen Belebungsanlage an den Stand der Technik unter Verwendung der verschiedenen Verfahren der intermittierend beschickten Reaktoren (SBR-Verfahren) muss für die Nachklärbecken eine neue Funktion gesucht werden. Dies gilt auch für den Einsatz des Membranbelebungsverfahrens für kommunale Kläranlagen, der allerdings derzeit noch kaum wirtschaftlich konkurrenzfähig ist. Damit ergäben sich neue Varianten für die Anpassung bestehender Anlagen bei besonders prekären Vorflutverhältnissen oder in Situationen, wo das gereinigte Abwasser einer Verwertung zugeführt werden kann (aride Gebiete). Im Gegensatz zu den SBR-Verfahren gibt es für die Membranbelebungsanlagen noch keine allgemein anerkannten Regeln der Technik für Bemessung und Ausbildung. Der Stand des Wissens und die großtechnische Erfahrung steigen allerdings rasch an.

3.11 Schlussbetrachtung

Die Entwicklung von Lösungsmöglichkeiten wird von zwei unterschiedlichen Triebfedern bestimmt. Auf der einen Seite ermöglicht das verbesserte Verständnis der „konventionellen“ Verfahren, das sich z.B. in den dynamischen Simulationsmodellen niederschlägt, eine wesentlich flexiblere und der spezifischen örtlichen Problemstellung angepasste Planung und Betriebsführung. Das Problem des Planers verschiebt sich damit sehr stark zu der Frage, wie man die hohen Anforderungen an die Sicherheit der Reinigungsleistung auch bei den besonderen lokalen Bedingungen und zukünftigen Belastungszuständen mit möglichst niedrigen Gesamtkosten

gewährleisten kann. In diesem Bereich ist der planende Ingenieur weitgehend autonom und nur vom veröffentlichten Wissen und dem ihm zugänglichen Erfahrungsschatz abhängig.

Auf der anderen Seite wird die Entwicklung von großen Firmen getragen, die über die Innovation Wettbewerbsvorteile auf dem Markt suchen. Dies ist wirtschaftlich nur interessant wenn man Systeme und nicht nur Ausrüstungsteile anbieten kann, die durch wichtiges geschütztes Know-how gekennzeichnet sind. Dies gilt z.B. für den Bereich einer Reihe von SBR-Verfahren der Biofilter und für die Membranverfahren. In jedem Fall ergeben sich für den verantwortlichen Planer beim Einsatz dieser Verfahren noch teilweise unbekannte Schnittstellen, die für den Erfolg der Gesamtplanung allerdings entscheidend sind.

Der Bauherr und damit der Auftraggeber für die Planung und Durchführung der Anpassung an den Stand der Technik hat in der Regel zwei vorrangige Ziele:

- Minimierung der Kosten
- Minimierung des Risikos (in funktioneller und finanzieller Hinsicht)

Auch andere unternehmerische Zielvorstellungen können eine Rolle spielen, insbesondere dann, wenn der Bauherr nicht die öffentliche Hand sondern ein Privatunternehmen ist

4 Ausschreibung und Vergabe

Während über lange Zeit in Österreich die Planung und Abwicklung der Bauvorhaben über ein vom Bauherrn beauftragtes Planungsbüro erfolgten, werden heute vermehrt auch andere Methoden eingesetzt. Das Ziel ist die verbesserte Nutzung des auf dem (europäischen) Markt befindlichen Know-hows im Wettbewerb zur Kostenreduktion. Durch den Beitritt zur EU sind auch neue Wettbewerbsregelungen in Kraft getreten, die einen gewissen Anpassungsbedarf in Österreich verursacht haben. Dies gilt vor allem für den Schutz der Bieter und die Verantwortlichkeit des Bauherrn.

Unabhängig davon, in welcher Verantwortlichkeit die Anpassung einer Kläranlage letztlich durchgeführt wird, muss zu Beginn eindeutig und umfassend der aktuelle Zustand beschreiben und die Problemstellung dargelegt

werden. Diese Arbeit sollte nicht im Wettbewerb um den geringsten Preis vergeben werden, sondern auf Grund von Qualitätsüberlegungen (Kapazität, Referenzen etc.). Die Güte der Planungsgrundlagen stellt die wichtigste Voraussetzung für einen fairen Wettbewerb der Lösungsmöglichkeiten dar.

Dies gilt unabhängig davon ob man die Suche nach der besten Lösung in die Hand eines Planers legt oder über eine funktionale Ausschreibung vornimmt.

Bei funktionalen Ausschreibungen muss sichergestellt werden, dass einerseits vergleichbare Leistungen gefordert werden und andererseits die Wettbewerbsbedingungen offengelegt werden, (KROISS et. al, 1999). Für die Beurteilung des Ergebnisses der funktionalen Ausschreibung ist dann wieder eine entsprechende Fachkompetenz erforderlich.

Unabhängig von der Vorgangsweise braucht also ein Bauherr unabhängige Experten (Planer) als Berater, die das nötige Fachwissen für die Problemlösung besitzen und das Vertrauen des Bauherrn genießen. Wenn jedoch die unabhängigen Planer langfristig keine Planungs- und Abwicklungsaufträge mehr erhalten, wird dort das notwendige Wissen und vor allem die Erfahrung verloren gehen, die für die Beurteilung von Planungsleistungen Anderer erforderlich ist. Dies sollte man im Auge behalten, wenn man eine langfristige Steigerung der Effizienz anstrebt.

5 Zusammenfassung

Viele Kläranlagen in Österreich entsprechen bereits den Anforderungen der 1. EVO für kommunales Abwasser, viele sind im Anpassungsstadium und viele müssen noch angepasst werden. Unabhängig davon wird ein laufender Bedarf nach Anpassung bleiben, der sich aus dem Ersatz alter Anlagen und dem Zwang zur Optimierung durch den technischen Fortschritt ergibt. Die Zunahme des Wissens und die Fülle neuer Entwicklungen führen zu einer fast unübersehbaren Fülle von Möglichkeiten sich den örtlichen Besonderheiten bei der Lösungssuche anzupassen. Anpassungs- und Erweiterungsplanung stellen daher eine zugleich lohnende wie schwierige Aufgabe dar. Eine zusätzliche Problemstellung ergibt sich dadurch, dass praktische Erfahrung mit ausgeführten Anpassungsmaßnahmen nicht immer übertragbar und häufig auch nicht einfach zugänglich ist. Umso wichtiger erscheint es, in regelmäßigen

Zeitabständen den Erfahrungsaustausch zwischen den Behörden, Planern, Betreibern, Universitäten und den Fachfirmen auf einem hohen Niveau der Objektivität durchzuführen. Es ist notwendig immer wieder neue Ideen in die Praxis umzusetzen, das damit verbundene Risiko darf nicht prinzipiell abgelehnt werden. Aber es gibt genauso keine Grund, bereits bekannte Risiken einzugehen.

Der lange Planungshorizont und die Langfristigkeit der Aufgabenerfüllung im Bereich der Siedlungswasserwirtschaft stehen teilweise im Widerspruch zu den Planungshorizonten die für den Kapitaleinsatz in Industrie und Handel maßgebend sind. Aus der Forderung nach Erhöhung der Effizienz oder der Reduktion der Kosten der Siedlungswasserwirtschaft ergibt sich auch ein dauernder Anpassungsbedarf. (BENCHMARKING, 2000). Auch für diesen Bereich ergibt sich die Notwendigkeit für einen objektiven Erfahrungsaustausch auf hohem Niveau, der aber erst erarbeitet werden muss.

6 Literatur

- Alex J., Tschepetzki R. (1997): Modellanwendung zur Regelung von Belebungsanlagen. Wiener. Mitt. Bd.137, S 191-219
- ATV (2000) Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131: Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. GFA-Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V., D-53773 Hennef.
- Bäumer, K.A. (2000): Lebenszykluskostenanalysen im Rahmen von Ersatzentscheidungen in der Nutzungsphase klärtechnischer Elemente. GWA, Bd. 183, Aachen
- Benchmarking (2000): Österreichisches Forschungsprojekt „Benchmarking in der Siedlungswasserwirtschaft“. Vorstudie, herausgegeben vom Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft.
- Böhnke B. (1986) Hsg.: A-B-Technologie – Erfahrungsaustausch. GWA Bd. 83, RWTH Aachen.
- Brinch P., Rindel K., Kalb K. (1994): Upgrading to nutrient removal by means of onternal carbon from sludge hydrolysis. Wat. Sci. Tech. Vol. 29, No. 12 pp 31-40
- Dengg und Wett (2001) *in diesem Band*
- Emde W.v.d., Kroiss H., Nagel G., Dornhofer K. (1992): Design procedure and pilot investigations for the extension of the Main Treatment Plant of Vienna. Wat. Sci. Tech. Vol 25/4-5, pp 9-22
- Gassen M. (2000): Prozeßstabilität und Kosten der Biofiltration am Beispiel der Kläranlage Herford. Siwawi, Schriftenreihe Siedlungswasserwirtschaft Bochum Bd. 37, S 111 -132
- Interurba II (2001); Proceedings of the Conference on interactions between sewers, treatment plants and receiving waters in urban areas. Lissabon 2001. Wat. Sci. Tech. In press

- Klager F. (2001) in diesem Band
- Kroiss, H. (1992) Erweiterungskonzepte. *Wiener Mitteilungen - Band 100*, B1 – B23.
- Kroiss, H. und Prendl L. (1996) Einfluss von Fremdwasser auf Planung und Betrieb von Abwasserreinigungsanlagen. *Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft, TU Graz – Band 18*, 27-44.
- Kroiss, H., Svardal K., Deutsch K. (1996): Inhalt und Auswirkungen der geplanten Novelle zur 1. EVO für kommunales Abwasser. *Wiener Mitt.* Bd. 129 S 1-26
- Kroiss, H. (1998) Chemikalieneinsatz bei der biologischen Abwasserreinigung. *Wiener Mitteilungen - Band 145*, 467 - 489
- Kroiss, H., Oberndorfer W., Prendl, L., Link D. (1999): Vergleichbarkeit von alternativen Angeboten im Ausschreibungsverfahren. *Dresdner Berichte* Bd. 14 S 1 2-25 TU-Dresden, Institut für Siedlungswasserwirtschaft.
- Kroiss H. (2001) : Auswirkung der Bemessung und Ausbildung des biologischen Abwasserreinigungsteils auf die Kosten von Kläranlagen. ATV Fortbildungskurs „Kostenanalyse und Kostensteuerung in der Abwasserwirtschaft“ in Kassel, 7./8. März 2001. Wird in der ATV Schriftenreihe erscheinen
- Matsché *et al.* (2001) in diesem Band
- Müller *et al.* (2001) in diesem Band
- Nowak, O. (1993) Der Einfluss der Klärschlammbehandlung und -entsorgung auf das Verfahrenskonzept der Kläranlage. *Wiener Mitteilungen - Band 110*, G 1 - G 55.
- Nowak, O. (1998) Stickstoffentfernung und gleichzeitige aerobe Stabilisierung bei schwachbelasteten Belebungsanlagen. *Wiener Mitteilungen - Band 145*, 261 - 291.
- Nowak, O. (2000) Bilanzierung in der Abwasserreinigung. *Habilitationsschrift*. Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Wien.
- Plaß, R. (1998): Untersuchungen zur Erhöhung des Trockensubstanzgehaltes im Belebungsbecken durch den Einsatz von Lamellenpaketen. *Hamburger Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft.*(TUUH), Bd. 21
- Rausch (2001)Hsg.: Kommunale Entsorgung versus Privatisierung. Organisationsformen der Siedlungswasserwirtschaft im Vergleich. Schriftenreihe des ÖWAV Bd.
- Schweighofer, P. (1994) Möglichkeiten der Plausibilitätsprüfung von Meßdaten. *Wiener Mitteilungen - Band 116*, G 1 - G 41
- Schweighofer, P. (2001) *in diesem Band*
- Svardal, K. (1993) Meß-, Regel- und Steuerstrategien *Wiener Mitteilungen - Band 110*, J 1
- Svardal, K. (2000) Regelungen der Sauerstoffzufuhr beim Belebungsverfahren. *Informationsreihe Betriebspersonal Abwasseranlagen (Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband - ÖWAV) - Folge 8*, 105-119.

Univ.Prof. Dipl.Ing.Dr. Helmut Kroiß
Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU-Wien
Karlsplatz 13/226
1040 Wien
Tel: 58801 / 22610
Fax: 58801 / 22699
Email: hkroiss@iwag.tuwien.ac.at

Anpassung und Ausbau der Kläranlage Innsbruck

Helmut Passer, Wolfgang Widmann und Bernhard Hupfauf

1 Einleitung

Die Geschichte der Abwasserreinigung der Tiroler Landeshauptstadt spielt in der Entwicklung der österreichischen Abwassertechnik eine tragende Rolle. Waren es zum einen die 1. Olympischen (Winter-)Spiele 1964 in Österreich, denen aufgrund des hohen Ansehens und Erfolges überraschend 1976 die 2. Winterspiele folgen sollten, die durch den damaligen politischen Pioniergeist starke Impulse auf die gesamte Infrastruktur auslösten, so stellten sich zum anderen namhafte österreichische Abwassertechniker [1] zur Verfügung, um den Technologieschritt vom Emscherbrunnen zur mechanischen Reinigung mit Schlammfäulung und in der Folge auch zur biologischen Reinigung auf kommunalen Großanlagen in Österreich umzusetzen.

Innsbruck war immer die 1. Großanlage Österreichs, an der man sich orientieren, informieren und Erfahrungen übernehmen konnte.

Natürlich war diese „Führer-Rolle“ in der kommunalen Abwasserreinigung nicht nur mit Lorbeer geschmückt, sondern es ergaben sich eine Reihe neuer Problemkreise, die erst im Zuge von Betriebserfahrungen Lösungen zugeführt werden konnten, Probleme in der Abschätzung der abwassertechnischen Grundlagen ebenso wie in der Ausführung maschinentechnischer Anlagenteile.

Andererseits war auch der Geist der Planung im Lichte seinerzeit noch geringen Anschlußgrades wenig großzügig, d.h. von der spargeprägten Kriegsgeneration gezeichnet. Die so bezeichneten Ausbaustufen 1 und 2 von Innsbruck waren jeweils schon bald nach ihrer Inbetriebnahme zu klein geworden, es gab keine Kapazitätsreserven in der Anlage, weshalb letztlich u.a. auch zum Notgriff der Teilreinigung/Teillumgehung entschieden werden mußte.

So war es auch nicht verwunderlich, wenn die Stadtführung in einer Zeit des Umbruches der Abwassertechnik, die 80-er Jahre, nicht nur aus bloßem Unwillen eine ungewöhnlich umfangreiche, aber sehr konsequente Problemaufarbeitung in Angriff nahm, die beispielgebend sein kann für eine verantwortungsvolle und faire Projektabwicklung und die vor allem die Fragen der Kompetenzen zwischen Auftraggeber und Planung innerhalb eines so komplexen Projektes stets transparent und klar zum Ausdruck brachte, ohne ein externes Projektmanagement zu beauftragen.

Es erscheint daher gerade in der heutigen Zeit sehr angebracht, über die rein fachlichen Zusammenhänge hinaus, den Projektlauf der 3. Ausbaustufe der Kläranlage Innsbruck auch aus der Sicht der komplexen und mehrjährigen Vorlaufzeit zu beleuchten. Dem „Vater“ des Projektes, dem Vertreter des Auftraggebers, Herrn SR Herbert Nachtschatt [3], gebührt an dieser Stelle aufrichtigster und nachhaltiger Dank für seine Mühen und seinen persönlichen Einsatz, das Projekt als Ganzes, mit dem von ihm vorgeschlagenen Weg politisch akzeptiert durchzusetzen, hohe Qualität einzufordern und dennoch der Planungsarbeit einen wichtigen und respektierten Stellenwert zuzuordnen.

Den historischen Werdegang des Klärwerks rundet die im Jahre 1994 vorgenommene Übergabe des städtischen Klärwerksbetriebes an die Innsbrucker Kommunalbetriebe AG (IKB-AG) ab, womit die Ausgliederung in eine Kapitalgesellschaft vollzogen wurde.

2 Vorgeschichte, Projektentwicklung, Grundlagen für Planung

2.1 Vorgeschichte

Die 1. Ausbaustufe Kläranlage Innsbruck wurde 1969 mit einer mechanischen Abwasserreinigung (Rechen, Sandfang, Absetzbecken) und Schlammbehandlung (Voreindicker, Faultürme, Schlammteiche) in Betrieb genommen [1]. Diese Ausbaustufe war für 115.000 EW ausgelegt.

Die 2. Ausbaustufe umfaßte die Erweiterung auf biologische Abwasserreinigung, ausgelegt für 230.000 EW mit Kohlenstoffentfernung und ging im Juni 1976 in Betrieb [2]. Zugleich wurde eine Faulgasverwertung mit Kraft-Wärmekopplung durch Gasmotoren mit direkt gekoppelten Gebläsen verwirklicht.

Nicht mit ausgebaut und einem späteren Ausbau vorbehalten wurde die Schlammfäulung, da das Ausmaß des biologischen Überschußschlammanfalles in Bezug auf den damaligen Anschlußgrad als unkritisch und die Fäulung als vorerst ausreichend eingestuft wurde. Eine Tatsache, die bereits wenig später als kritischer Punkt für die Biologie erkannt werden mußte.

Weitere Ausbaumaßnahmen erfolgten in den Jahren 1977 bis 1982 und umfaßten chronologisch:

- Bau einer Schlamm entwässerung (Siebbandpressen) als Folge unzulässiger Teich entwässerung
- Bau eines Hochwasserpumpwerkes zur Vermeidung häufigen Einstaus der Nachklärung (das Abwasser lief bis 1980 im Freispiegel durch die Anlage)
- Bau einer maschinellen Überschußschlamm entwässerung (Seihtrommeln) zur weitgehenden Entlastung der zu kleinen Fäulung

Bild 2-1 zeigt die Kläranlage in dieser Konfiguration, mit den in „Trocknung“ befindlichen Schlammteichen.



Abbildung 2-1: ARA Innsbruck, 2. Ausbaustufe, 1982

Gestiegener Anschlußgrad in Verbindung mit Belastungszuwachs (Belastungsspitzen um 300.000 EW₆₀), Kapazitätsdefiziten bei der Faulung ($t < 10$ d), bei der Nachklärung, bei der Belüftung u.a.m. sowie instabiler Betrieb führten schließlich dazu, dass trotz intensivster Betriebsoptimierungsmaßnahmen nur noch Teilmengen (< 700 l/s) einer biologischen Reinigung zuführbar waren und dadurch die Kohlenstoffreinigung deutliche Überschreitungen mit sich brachte. (BSB₅-Abbau im Jahresmittel 78 %, Ablauf BSB₅ i.M. rd. 55 mg/l, vgl. hierzu auch [4]). Die Stadtführung hatte letztlich im Jahre 1983 erkannt, dass ein Ausbau der Anlage nicht nur wegen deren Überlastung, sondern auch wegen neuer, zwischenzeitlich gestiegener Anforderungen unaufschiebbar und zukunftsorientiert notwendig geworden war.

2.2 Projektsentwicklung

Im Jahre **1983** wurde vom Stadtsenat eine Fachkommission mit der Durchführung von Verfahrensstudien im Rahmen eines Planungswettbewerbes unter ausländischen Planern (CH, BRD) beauftragt (*vgl. hierzu auch [3]*). Als Auslegungsgrößen für den Ausbau wurden 428.000 EW₆₀ und 86.400 m³/d Abwassermenge, als Reinigungsanforderungen wurde die Emissionsrichtlinie 1981 [5] vorgegeben.

Die Nutzung bestehender Anlageteile zählte ebenso wie der Einbau eines Abwasserzischenspeichers zwecks Eingrenzung der Frachtschwankungen (max. 1:20) zu den wichtigsten Vorgaben des Wettbewerbes.

Als Ergebnis von insgesamt 26 vorgelegten Varianten, von denen sich 13 als verwertbar zeigten, wurde **1985** schließlich die Lösungsvariante **2-stufiges Konzept nach dem A-B-Verfahren** vorgeschlagen.

Nach einem weiteren Jahr der Erfahrungssuche, Exkursionen auf Referenzanlagen etc. seitens des AG, wurden im Jahr **1987** die Planungsleistungen ausgeschrieben, mit der Auflage notwendiger Zusammenarbeit mit den Wettbewerbsgewinnern, um deren bislang eingebrachtes Fachwissen mitzuverwerten. Es erging schließlich im Jahr **1988** der Planungsauftrag an die Planungsgemeinschaft ILF + Ingenieurbüro Passer + Schmid/CH + Gethke/BRD, den Ausbau der Kläranlage nach dem A-B-Verfahren zu planen. Dem Planungsteam wurde eine international besetzte Prüfungskommission übergeordnet, welche in periodischen Freigabesitzungen die Projektbearbeitung begleitete und beriet. Das Projekt wurde auch der Fachwelt präsentiert [6].

Das Einreichprojekt wurde **1989** wasserrechtlich bewilligt; der im gleichen Jahr eingereichte UWWF-Antrag mit Projektkosten von 575 Mio. ATS erlangte **1990** die Zusicherung. Programmgemäß erfolgten auch noch Ausschreibung und Vergabe der maschinentechnischen Ausrüstung und der Baumeisterarbeiten bis März **1991**.

In der Zwischenzeit schüttelte die Wasserrechtsgesetzgebung (WRG-Novelle 1990) die bisherigen Festlegungen hinsichtlich Anforderungen wie

Verfahrenslösungen gehörig durcheinander und nur der Umstand der vorerst nicht erlassenen 1. AEV für kommunales Abwasser [7] ließ den AG noch an der bewilligten 2-stufigen Lösung festhalten.

Aufgrund des Wissens der Planungsgemeinschaft um die zu erwartenden neuen gesetzlichen Anforderungen an den N-Abbau erstellte sie von sich aus eine Studie zum Vergleich eines einstufigen und zweistufigen Ausbaus der Kläranlage (Simulationsrechnungen). Das im April **1991** vorgelegte Ergebnis zeigte einen Reaktionsvolumenmehrbedarf in der Größenordnung von 10.000 bis 25.000 m³ auf, wobei der geforderte N-Abbau (60/70 %) bei 2-Stufigkeit nur bei > 30 % Umgehung der A-Stufe rechnerisch erreichbar war. Aufgrund dieser u.a. weitreichenden Konsequenzen (Mehrplatzbedarf, Grundstückskauf) und der offen gebliebenen Frage der Sinnhaftigkeit der 2-stufigen Lösung wurde daher eine Untersuchung im Rahmen von Pilotversuchen zum Vergleich der beiden Konzepte (über eine Zeit von 10 Monaten) empfohlen. Es wurde weiters von der Planungsgemeinschaft zugesichert, keine Projekts- oder Bauunterbrechungen auszulösen, die Versuche sollten auch zur weiteren Dimensionierungs- und Kosteneingrenzung dienlich sein.

Nach der Freigabe der Pilotversuche im Juni 1991 wurde die Pilotanlage im **Dezember 1991** in Betrieb genommen.

Unter Hinweis auf diesbezügliche Ergebnisberichte [8] und Veröffentlichungen [9] fiel die **Verfahrensentscheidung** zugunsten der **1-stufigen Belebung** aus, zu welcher wegen des relativ geringen Gesamtkostenunterschiedes vor allem noch Vorteile wie einfacherer und stabilerer Betrieb (für N-Elimination), geringerer Regelaufwand (kein Bypass), geringerer Wartungsaufwand, höhere Betriebssicherheit bei PLS-Ausfall, bessere Eignung hinsichtlich bio-P-Entfernung und Platzgewinn (Entfall der A-Stufe) ausschlaggebend waren. Die Prognosen der Simulationsstudie wurden somit voll bestätigt.

Nach Beschluß der Prüfungskommission im Juli **1992** für das einstufige Konzept erfolgte im September die **Entscheidung** der Stadt für die Umplanung. Im November 1992 schieden die ausländischen Partner einvernehmlich und konsequenter Weise aus der Planungsgemeinschaft aus.

Das Jahr 1993 wurde zum „Schicksalsjahr“ der Planungsgemeinschaft, denn hier galt es, Anpassungsprojekt, Firmenauftragserweiterungen, UWWF-

Aufstockungsantrag (von 575 auf 963 Mio. ATS), Detailplanungen vorzunehmen, die diesbezüglichen Bewilligungen einzuholen und dem wachsenden Druck der Baufirma standzuhalten. Schließlich sollte Ende der Bauphase 2 bereits die Größe und Lage des Vorklärbeckens samt Kollektoranschlüssen klar sein. Aber es gelang, wenn auch am Rande der Verträglichkeit. Das Verständnis beteiligter Behörden und der neuen Förderungsvertretung (ÖKK/1993) zur Situation sei hier besonders positiv erwähnt, ohne deren Unterstützung Baustop und Mehrkosten in Millionenhöhe unabwendbar geworden wären.

Der weitere Projektverlauf bis zur Inbetriebnahme war – sieht man von Überflutungsschäden durch Ausfall provisorischer Steuerungen (Zulaufpumpwerk) ab – vergleichsweise von Erleichterung getragen.

2.3 Projektierungsgrundlagen

Der beauftragten Planung der 2-stufigen Lösung (1988) wurden die folgenden wesentlichen Anforderungen vorgegeben:

- Belastungsgröße 400.000 EW₆₀, welche sich aus Innsbruck (80 %) und 13 Umlandgemeinden (20 %) zusammensetzt. 4 Klein – ARA's (Mutters/Natters, Götzens, Axams, Grinzens) wurden aufgelassen
- Tagesabwassermenge 86.400 m³/d, Ausgleich der Tagesspitzen (Pufferbecken)
- Reinigungsanforderungen gem. EMRL 1981
- Nitrifikation, teilweise Denitrifikation
- Weitmögliche Verwendung vorhandener Anlagenteile
- Besondere Beachtung des Standortes bezüglich Emissionen (Freizeitanlage Rossau)
- Betriebsstabilität, Betriebssicherheit (Redundanzen)
- Energiewirtschaftsoptimierung
- Aufrechterhaltung des Reinigungsbetriebes während Bauzeit \geq Status quo

Durch die gravierende Projektsänderung 1992 kamen zu den genannten Anforderungen noch folgende hinzu:

- Einhaltung der 1. AEV für kommunales Abwasser 1991 mit „4 von 5“ – Regelung bezüglich Überschreitungszulässigkeiten
- Temperaturproblematik 8 – 12 °C für N-Abbau
- Zusätzliche Anforderung P-Abbau
- Zusätzliche Schlammübernahme des AWV Zirl für max. 45.000 EW

Als wesentlichste Konsequenz der notwendig gewordenen Projektsänderung ergab sich daraus die Nichtverwendbarkeit vorhandener Anlagen. Es mußte auch tiefer gebaut werden, um mit dem Areal das Auslangen zu finden.

Gleichzeitig wurde die Projektsänderung auch dazu benutzt, weitergehende Optimierungen bei der Schlammmentwässerung (Hochdruckmembranfilterpressen anstelle Siebbandpressen) vorzunehmen, um der zwischenzeitlich ebenso in Kraft gesetzten neuen Abfallwirtschaftsgesetzgebung (Deponie RL) Rechnung zu tragen.

3 Planung der Kläranlage

3.1 Dimensionierungsgrößen

Die Kläranlage Innsbruck wurde auf die in Tabelle 3-1 zusammengefassten Zulaufparameter ausgelegt:

Tabelle 3-1: Zulaufwerte

Parameter	KA-Zulauf
Q_{TW}	70.000 m ³ /d
Q_{RW} zur Kläranlage	5 m ³ /s
Q_{RW} zur Biologie	1,9 m ³ /s
EGW_{60}	400.000 EW
BSB_5	60 g/EW/d
CSB	108 g/EW/d
N_{ges}	8,6 g/EW/d
P_{ges}	1,7 g/EW/d

Die spezifischen Zulaufwerte wurden letztmalig unter Verwendung der Messergebnisse aus den Pilotversuchen und rückwirkend auf 3 Betriebsjahre statistisch ausgewertet und neu festgelegt. Dabei wurde der beobachtete Trend zu stärker konzentriertem Abwasser insofern berücksichtigt, als dass die ursprünglich angenommenen 86.400 m³/d im Kläranlagenzulauf auf 70.000 m³/d reduziert werden konnten. Diese Verringerung der hydraulischen Belastung bei gleichbleibenden Schmutzfrachten wurde u.a. auf die Umstellung auf mengenabhängige Abwassertarife zurückgeführt.

Eine Besonderheit der hydraulischen Verhältnisse der Kläranlage Innsbruck stellt das große Verhältnis von Tagesspitzenzufluss zu Nachtzufluss von über 6:1 dar. Dieses Verhältnis steigt, bezogen auf die Frachten, noch auf etwa 12:1. Die ursprünglich von Ingerle festgestellten Schwankungen [3] wurden bis 1990 durch betriebliche Maßnahmen des Kanalsystems (Abstellung der Bachwassereinleitung zu Spülzwecken) bereits auf das genannte Niveau wesentlich verringert. Durch den Einbau eines Pufferbeckens mit einem Volumen von 8.600 m³ konnte diese Spreizung auf etwa 2 bis max. 3:1 verringert werden.

Weiters wurde der Dimensionierung vorgeschrieben, im Regenwetterfall bis 5 m³/s zumindest mechanisch zu reinigen, davon mussten bis 1,9 m³/s biologisch gereinigt werden.

Die Reinigungsleistungen wurden entsprechend der 1. AEV f. k. Abw. 1991 [7] festgelegt. Die Novellierung der 1. AEV f. k. Abw. 1996 [10] brachte keine bemessungsrelevanten Änderungen für die Auslegung der Kläranlage.

In Tabelle 3-2 ist die Vorgabesituation von Basisprojekt über Anpassungsprojekt bis zur heute geltenden Gesetzeslage, welche im Rahmen der Wasserrechtlichen Kollaudierung aufgetragen wurde, dargestellt.

Tabelle 3-2: Behördliche Vorgabewerte

Projekt 1989 - WR-Bescheid 25.09.1989											
	PARAMETER	BSB ₅	CSB	TOC	PO ₄ -P	P _{ges}	NH ₄ -N	NO ₃ -N	N _{ges}	TS	absetzbare Stoffe
	Einheit	[mg/l]									[ml/l]
Reinigungsanforderungen	24h-Mittel	20	75	---	5	---	5	7	15	30	0,3
	Stichprobe	25	90	(Einhaltung für mindestens 80% der Werte)							

Projekt 1992 - WR-Bescheid 07.06.1993 (1. AEV 1991)														
	PARAMETER	BSB ₅	CSB	TOC	PO ₄ -P	P _{ges}	NH ₄ -N	BSB ₅	CSB	TOC	PO ₄ -P	P _{ges}	N _{ges}	
gesetzliche Vorgaben	Typ	Emissionsgrenzwert für Tagesmischproben [mg/l]						Emissionsbegrenzung im arithmetischen Jahresmittel [%]						
	unabh. von T	15	75	25	0,8	1,0		95	85	85	85	85		
	8 < T < 12 [°C]													60
	T > 12 [°C]							5						
	Einschränkung	Q ≤ Q _{TW}												
Überschreitung	Regelung	"4 von 5" - Regel						NEIN						
	zul. Häufigkeit	max. 1 von 5 aufeinanderfolgenden												
	max. Höhe	50%	50%	50%	50%	50%	100%							
Überwachung	Anzahl EigenÜ	keine gesetzlichen Vorgaben												
	Anzahl FremdÜ	keine gesetzlichen Vorgaben												

Anpassung WR-Bescheid 27.08.1998 (1. AEV 1996)														
	PARAMETER	BSB ₅	CSB	TOC	PO ₄ -P	P _{ges}	NH ₄ -N	BSB ₅	CSB	TOC	PO ₄ -P	P _{ges}	N _{ges}	
gesetzliche Vorgaben	Typ	Emissionsgrenzwert für Tagesmischproben [mg/l]						Emissionsbegrenzung im arithmetischen Jahresmittel [%]						
	unabh. von T	15	75	25	---			95	85	85	---	---		
	T > 8 [°C]							5						
	T > 12 [°C]													
	im arith. Jahresmittel					1,0								
Überwachung	Anzahl EigenÜ	104	260	52		260	365	104	260	52			52	
Überschreitung	zul. Häufigkeit	9	19	5		---	25	NEIN	NEIN	NEIN			NEIN	
	max. Höhe	100%												
Überwachung	Anzahl FremdÜ	12	12	12		12	12	12	12	12			12	

Hinsichtlich der Immissionsverhältnisse wurde bereits im Erstprojekt durch entsprechende N-Abbauanforderungen Rücksicht genommen, was verdeutlicht, dass aufgrund der vorhandenen Verdünnung von 1:55 bei Q_{95} und der seinerzeitigen Vorbelastung bzgl. NH_4-N die Forderung nach Nitrifikation berechtigt war.

Eine weitere Zusammenstellung (Tabelle 3-3) zeigt die wesentlichen Dimensionierungsgrößen und technischen Daten der Anlage entsprechend der historischen Projektsentwicklung.

Tabelle 3-3: Überblick Technische Daten Projektsentwicklung

Daten/Projekt		Projekt 1966	Projekt 1973	WR.Proj. 1989	Anpassungs- projekt 1993
Ausbaustufe		1.Ausbst.	2.Ausbst.		3. Ausbst.
Inbetriebnahme		1969	1976		1996
Einwohnerwerte		115.000	230.000	400.000	400.000
Bemessungsgrößen:					
Q_T	[l/s]	636	1.272	1.200	900
Q_R	[l/s]	1.683	1.800	2.400	1.900
Q_d	[m ³ /d]	28.500	57.000	86.400	70.000
B_d	[kg/d]		13.800	24.000	24.000
B_R	[kg/m ³]		1,10	0,35 (SL)	0,37
B_{TS}	[kg/kg/d]			0,10	0,08
ISV	[ml/g]			120	110
TS_{BB}	[kg/m ³]			3,5	4,5
Beckenvolumina:					
Regenüberlaufbecken	[m ³]	0	0	4.800	4.700
Sandfang	[m ³]	500	500	1.200	1.280
A – Stufe	[m ³]	0	0	2.400	0
Vorklärbecken	[m ³]	4.600	4.600	6.700(ZKB)	2.380
Pufferbecken	[m ³]	0	0	9.895	8.600
Bio – P – Becken	[m ³]	0	0	0	8.250
Belebungsbecken	[m ³]	0	8.500	32.250	48.900
Nachklärbecken	[m ³]	0	13.500	22.300	30.180
Faulturm	[m ³]	4.600	4.600	9.200	9.200
Eindicker	[m ³]	260	260	7.000	7.000
Summe	[m³]	9.960	31.960	95.745	120.490
Spezifische Werte:					
Nutzraum ges. je EW	[l/EW]	87	139	239	301
Nutzraum BB je EW	[l/EW]	--	37	6 + 81	122
Flächenbedarf	[m ² /EW]				0,195

3.2 Anlagenkonzept

3.2.1 Übersicht

Das Anlagenkonzept für die Kläranlage wird nachfolgend entsprechend der Abwasser- und Schlammbehandlung sowie der Gasnutzung beschrieben. In untenstehendem Bild 3-1 ist die Anordnung der einzelnen Anlagenteile in einem Lageplan ersichtlich gemacht.

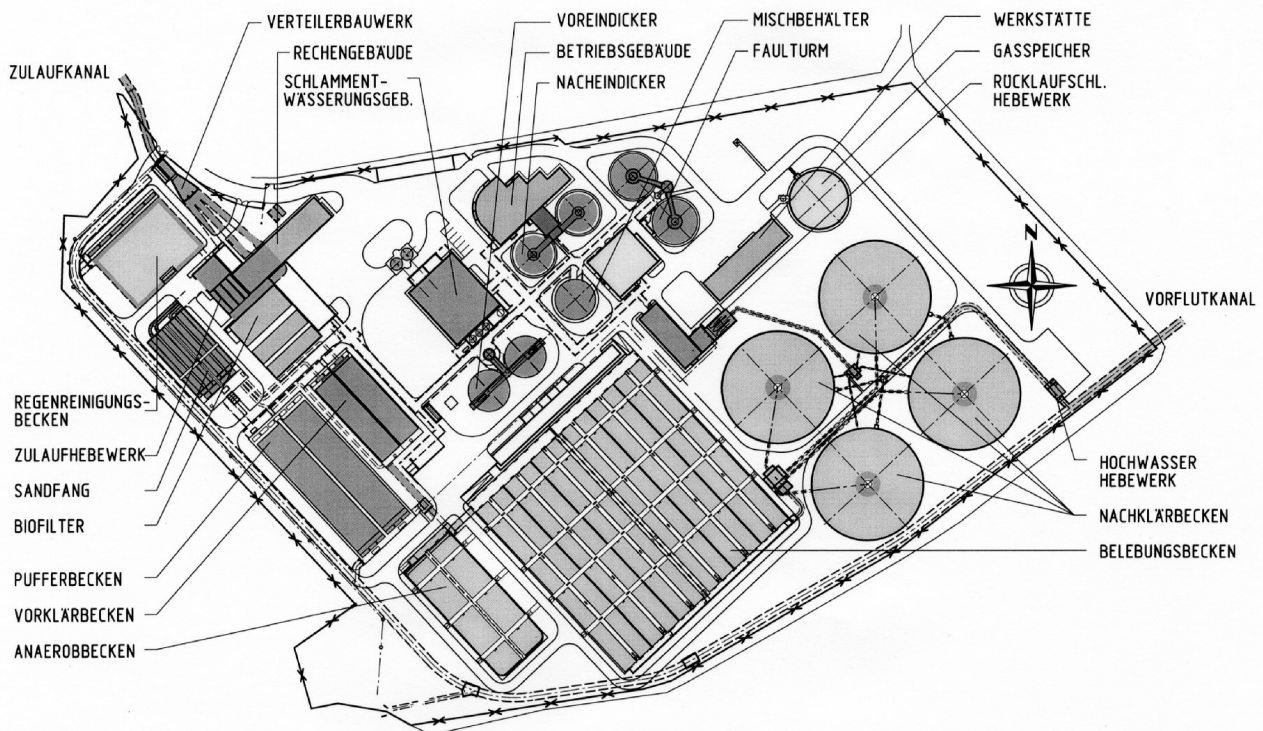


Abbildung 3-1: Lageplan

3.2.2 Abwasserbehandlung

Die Abwasserbehandlung umfasst eine mechanische und biologische Reinigungsstufe, in die eine Simultanfällung integriert ist.

Die mechanische Stufe besteht aus einer dreistrassigen Rechenanlage mit Grob- und Feinrechen (lichte Weite 12 mm) und einem Abwasserhebewerk mit 4 Schneckenpumpen bei einer Förderleistung von insgesamt 5 m³/s.

Abwassermengen bis 2,2 m³/s werden durch einen vierstraßigen belüfteten Sand- und Fettfang zu zwei Vorklärbecken mit einer Aufenthaltszeit von etwa 45 Minuten weitergeleitet und erfahren auch eine biologische Behandlung.

Die Abflußspitzen werden jedoch bis zu 300 l/s tagsüber einem Pufferbecken zugeführt und zu Nachtzeiten dem Zufluß zum Vorklärbecken wieder zurückgegeben, sodass sich der Durchfluß durch die Anlage in der Folge auf 1,9 m³/s Spitzenabfluß reduziert.

Das Pufferbecken mit 8.600 m³ Nutzinhalt ist im Nebenstrom vor dem Vorklärbecken angeordnet, wodurch das Verhältnis von Q_{\max} zu Q_{\min} auf etwa 2 zu 1 reduziert werden kann.

Die über 1,9 m³/s hinausgehenden Abwassermengen werden vom Hebewerk direkt in ein 3 – teiliges Regenreinigungsbecken mit 4.700 m³ Inhalt und einer Aufenthaltszeit von minimal 20 Minuten abgetrennt und in der Folge in das VKB rückentleert.

Die biologische Stufe der Kläranlage ist auf eine Stickstoff- und biologische Phosphorelimination ausgelegt. Das Konzept ist in Bild 3-2 dargestellt.

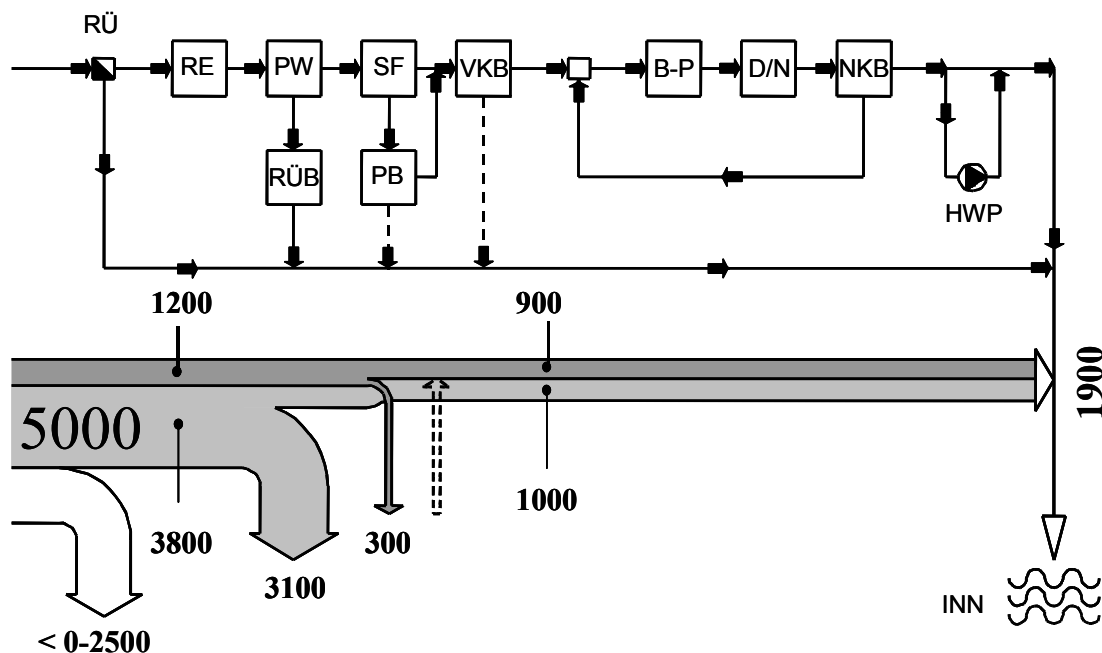


Abbildung 3-2: Schema Abwasserlinie

Das vorgeschaltete Anaerobbecken (vgl. Abb. 3-2, B-P) dient der Phosphatrücklösung bzw. als Reservedenitrifikationsbecken in der kalten Jahreszeit bei Volllastung.

Das Belebungsbecken ist zweistraßig ausgeführt. Jede Straße besteht aus drei in Pfropfenströmung durchflossenen Reaktoren, die so ausgerüstet sind, dass sie sowohl parallel als auch hintereinander beschickt und durchflossen werden können (siehe Bild 3-3).

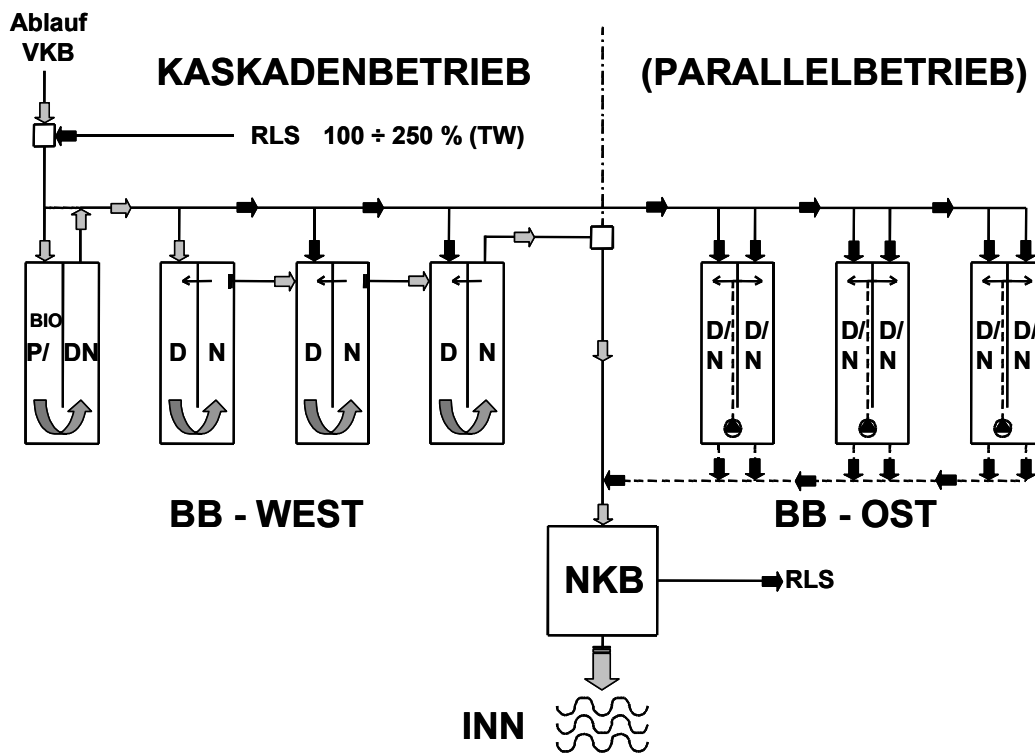


Abbildung 3-3: Konzept Biologie

Jeder der Reaktoren besteht aus einer vorgeschalteten Anoxzone (DN-Zone), einer darauf folgenden aeroben Zone (N-Zone) und einer Entgasungszone am Ende. Durch Zu- und Abschaltung von belüfteten und unbelüfteten Zonen kann das VD/V Verhältnis zwischen 0,125 und 0,4 den Temperatur- und Frachtbedingungen optimal angepasst werden. Bei Temperaturen um 8 °C und Vollast wird die aerobe Zone maximiert, um die Nitrifikation auf Kosten der bei diesen Temperaturen nicht mehr geforderten Denitrifikation sicherzustellen. Bei

höheren Temperaturen ($> 12^{\circ}\text{C}$) wird die anoxe Zone maximiert, um Denitrifikation und damit auch die biologische Phosphorelimination zu optimieren und den Energiebedarf für die Belüftung zu reduzieren.

Die zwischenzeitlich erprobte Betriebsweise stellt einen modifizierten Kaskadenbetrieb dar und garantiert ein hohes Maß an betrieblicher Flexibilität. Der Funktionsfluß ist im Bild 3-4 dargestellt.

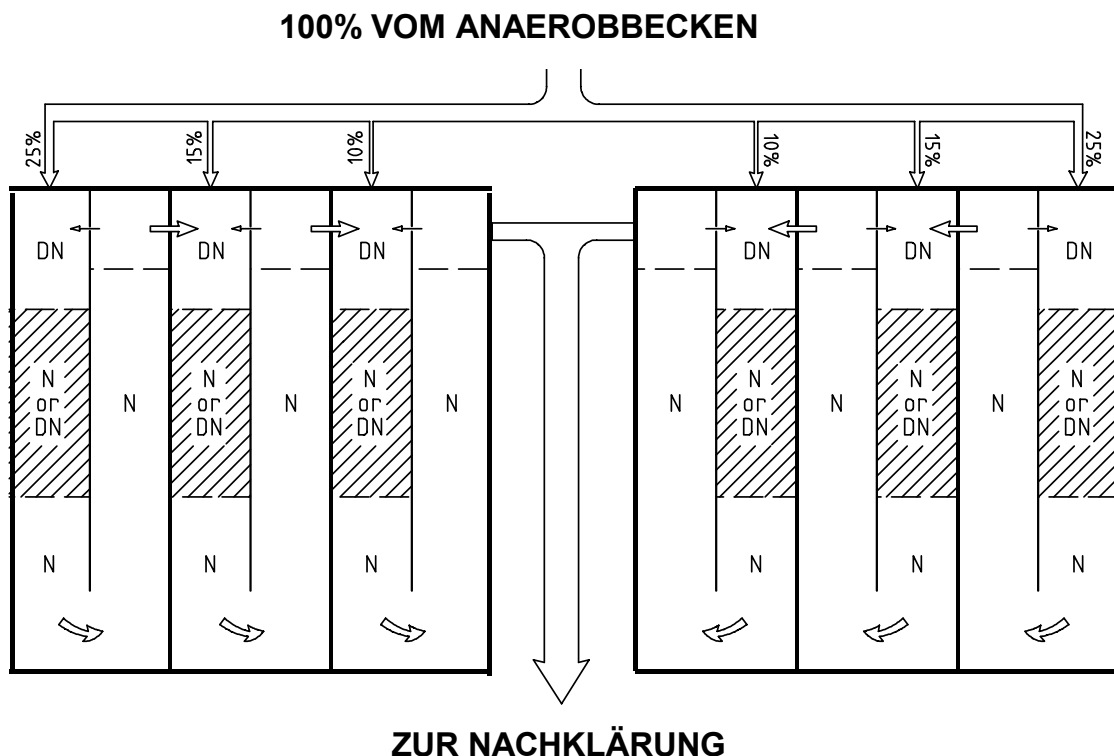


Abbildung 3-4: Schema Belebungsbeckenbetrieb

Die Anordnung von drei hintereinander durchflossenen Reaktoren mit einem Wechsel von anoxen und aeroben Zonen führt auch zu einer Minimierung der internen Rezirkulation. Diese kann aufgrund der günstigen Beckenanordnung sehr einfach und energiesparend durch in die Beckentrennwände eingebaute Propellerpumpen realisiert werden. Die Belüftung der aeroben Zonen erfolgt mit feinblasigen Membranbelüftern mit einem spezifischen Sauerstofftrag von über $3,5 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$ im Abwasser.

Die vier Nachklärbecken wurden als runde Nachklärbecken mit einem lichten Durchmesser von 47 m und einer Beckentiefe im Drittelpunkt von 4,35 m ausgeführt.

Vor Vereinigung des NKB-Ablaufkanales mit dem Vorflutkanal ist zur Überwindung von HW-Rückstau ein Hochwasserpumpwerk zwischengeschaltet, dessen Einsatz jedoch auf wenige HW-Spitzen im Jahr ($> HQ_1$ bis HQ_{100}) beschränkt bleibt.

3.2.3 Schlammbehandlung

Auf der Anlage fallen bei Nennlast pro Tag etwa 28,5 t TS Klärschlamm an, davon sind 11,5 t TS Primärschlamm und 17 t TS Überschussschlamm. Durch die Faulung wird diese Menge auf etwa 20,5 t TS/d reduziert, die weiter verwertet oder entsorgt werden müssen.

Der Primärschlamm wird nach Eindickung und Versäuerung mit dem in Seihtrömmeln entwässerten Überschussschlamm gemischt und zwei Faulbehältern (Nutzinhalt je 4.600 m³) mit einer Aufenthaltszeit von mindestens 20 Tagen zugeführt. Die Faulbehälter sind als Zylinderbehälter mit flacher Sohle ausgeführt und werden mittels einer Gaseinpressung umgewälzt. Die Verrohrung ist so ausgelegt, dass die Behälter parallel und in Serie beschickt werden können.

Die beiden alten Faulbehälter (Nutzinhalt je 2.300 m³) wurden zu Schlammstapelbehältern umgebaut. Von dort werden die Membrankammerfilterpressen beschickt, die den Faulschlamm auf über 35 % Trockensubstanzgehalt entwässern. Die Kammerfilterpressen können sowohl mit Polymerkonditionierung, als auch mit Kalk-Eisen-Konditionierung betrieben werden. Der entwässerte Schlamm wird mittels Trogkettenförderer in zwei Schlammsilos transportiert. Über das Austragssystem der Schlammsilos erfolgt der Schlammabwurf direkt in das Schlammtransportmittel.

3.2.4 Gasverwertung

Bei der Faulung fallen bei voller Belastung 6.200 m³/d Faulgas an, das nach einer Entschwefelung in einen Trockengasometer mit 4.000 m³ Inhalt geleitet wird. Drei Blockheizkraftwerke mit je 345 kW elektrischer Leistung erzeugen die gesamte auf der Kläranlage benötigte Wärme und etwa 60 % der benötigten elektrischen Energie.

Die Blockheizkraftwerke sind mit Oxidations-Katalysator ausgerüstet, um die strengen Abgasemissionswerte ($\text{CO} < 650 \text{ mg/Nm}^3$ und $\text{NO}_x < 500 \text{ mg/Nm}^3$) zu erfüllen. Zur Erhöhung der Katalysator-Standzeit wird das Faulgas mittels Aktivkohlefilter gereinigt. Bei Ausfall der Blockheizkraftwerke kann das Faulgas auch mittels einer Gasfackel entsorgt werden.

4 Realisierung

4.1 Bauphasen

Die Realisierung des Kläranlagenausbaues ist gekennzeichnet von insgesamt 5 Bauphasen, welche in sich geschlossen jeweils unterschiedliche Abwasserreinigungsaufgaben zu erfüllen hatten, bei voller Aufrechterhaltung des laufenden ARA - Betriebes.

- **Bauphase 1:** (10/1991 - 5/1993)
 - Aufrechterhaltung des bisherigen Reinigungsbetriebes (Teilreinigung)
 - Durchführung der Pilotversuche
 - Neubau von RÜB, Pumpwerk, Sandfang, Pufferbecken, Zulauf-, Ablaufgerinne, Gasbehälter, Werkstätte, Diverses

Bild 4-1 zeigt den Bauzustand im Spätsommer 1992 mit fertiggestelltem Sandfang, Pumpwerk, Pufferbecken und noch in Betrieb befindlicher bisheriger Abwasserreinigung gem. 2. Ausbaustufe. Ebenso ersichtlich ist die zu diesem Zeitpunkt noch nicht abgetragene Pilotanlage am rechten Rand des Belebungsbeckens.

Die Baumaßnahmen in dieser Phase waren gekennzeichnet von bedeutsamen Wasserhaltungs- und Gründungsmaßnahmen. Der Projektablauf war in dieser Phase noch von der Ungewißheit der Pilotversuchsergebnisse und der besorgten Konsequenzen notwendiger und vor allem umgehender Projektänderungen bestimmt. Pumpwerk, Sandfang und Pufferbecken wurden am Ende dieser Bauphase in Betrieb genommen.



Abbildung 4-1: Bauphase 1 - 1992

- **Bauphase 2:**
 - 1. Umstellung Abwasserreinigung auf Sandfang + Pufferbecken (als VKB) + Biologie alt
 - Abtrag Sandfang + VKB „alt“
 - Neubau Energiezentrale, Kollektoren, VKB

In der Bauphase 2 wurden durch Abtrag alter Bauwerke die Voraussetzungen für den Neubau des VKB geschaffen, um in der Folge die nächste abwassermäßige Betriebsumstellung als Ersatz der alten Biologie zu ermöglichen. Weiters wurden Bauteile errichtet, die von der zwischenzeitlich klargestellten Projektsänderung nicht erfasst waren. Am Ende dieser Bauphase erfolgte die Umstellung auf Hochlastbelebung unter Verwendung der bisher neu errichteten Becken. Das 5 m tiefe Pufferbecken konnte als Zwischenklärbecken gut eingesetzt werden. Für die Belüftung wurde ein Provisorium aus später wiederverwendeter Gebläse und Belüfterplatten installiert.

- **Bauphase 3:**
(9/1992 - 6/1994)
 - 2. Umstellung Abwasserreinigung auf Hochlastbiologie (VKB = BB + PB = ZKB)
 - Abtrag alte Biologie
Neubau Schlammbehandlung (FT + VED + SE)
sowie Sandklassierung, Biofilter
 - Umbau Zulauf, Rechenhaus

Nach erfolgreicher Inbetriebnahme der 2. Betriebsumstellung konnte der zeitaufwendige Abtrag der alten Biologie begonnen werden (*vgl. hierzu Bild 4-2*). Gleichzeitig erfolgten der Neubau der Faultürme, Voreindicker und Schlammentwässerung sowie die angeführten Umbaumaßnahmen im Zulaufbereich. Durch ausreichend ausgelegte Belüftung kam es im Bereich der Hochlaststufe (insbesondere durch den HL-Schlamm) nicht zu den besorgten Geruchsemissionen.



Abbildung 4-2: Bauphase 3 – 10/1993

- **Bauphase 4:**
(7/1993 - 8/1995)
 - Inbetriebnahme neue Schlammbehandlung
+ Gasverwertung
 - Abtrag Betriebsgebäude alt
 - Neubau Betriebsgebäude, Biologie 1. Teil inklusive
bio - P, RLS PW, HW PWK
 - Umbau Gebläsehaus, Eindicker alt, FT - alt, MÜSE

Mit Inbetriebnahme der neuen Faultürme samt Schlammentwässerung inkl. Gasverwertung zu Beginn der Bauphase 4 konnten erstmals Betriebserleichterungen wahrgenommen werden. Bild 4-3 zeigt die Baustelle im Sommer 1994 bei gut belegtem Badebetrieb des angrenzenden Freizeitentrums Baggersee. Die neue Belebungsbeckenstraße Ost sowie NKB West sind bereits in Bau, der Reinigungsbetrieb erfolgt weiterhin mittels Sandfang + Hochlastbiologie.



Abbildung 4-3: Bauphase 4 – 7/1994

- **Bauphase 5:** - 3. Umstellung Abwasserreinigung auf Schwachlastbiologie N/DN, 1. Teil mit bio - P
(10/1994 - 07/1996) - Umbau VKB (Belüftung heraus)
Neubau Biologie 2. Teil

Mit Ende der Bauphase 4 wurde der 1. Teil der neuen Biologie in Betrieb genommen, um die Voraussetzungen für den Endausbau und die Umrüstung provisorisch verwendeter Anlagen zu schaffen. Die zwangsläufig notwendige Nutzung des (zu großen) Pufferbeckens als Vorklärbecken sollte sich (erwartungsgemäß) ebenso kontraproduktiv auf die Stickstoffentfernung (Denitrifikation) auswirken wie die kalte Jahreszeit des Einfahrens für die Nitrifikation, was u.a. aus Bild 4-4 mit ausreichend Schwimmschlamm erkennbar ist. Dennoch gab es bereits ab 1994 vollständige Kohlenstoffreinigung.



Abbildung 4-4: Bauphase 5 – 11/1995

- **Inbetriebnahme:** - 4. Umstellung Abwasserreinigung auf endgültiges Konzept (8/1996)

Mit dem Abschluß aller Baumaßnahmen konnte schließlich im Spätfrühjahr 1996 die biologische Stufe nach vorgesehenem Konzept in Betrieb genommen werden. Die Betriebsbedingungen änderten sich neuerlich, doch diesmal sollten sich ausschließlich positive Auswirkungen ergeben. Bereits ab Sommer 1996 zeigte sich ein sehr stabiler Reinigungsbetrieb, der letztlich auch der am 4.10.1996 stattgefundenen offiziellen Eröffnung den gebührenden Rahmen lieferte. Die Vorstellung an die Fachwelt erfolgte erstmals 1997 [11].

Bild 4-5. zeigt die fertiggestellte Anlage im Jahre 1997



Abbildung 4-5: Kläranlage 7/1997

4.2 Bauausführung

Aufgrund des hohen GW-Standes mußte für die Bauwasserhaltung eine umschließende Schmalwand errichtet werden. Alle Becken wurden wegen der Auftriebsgefahr mit Zugankern gegen Aufschwimmen gesichert. Ausführungstechnisch stellte die Baustelle an die Firmen hohe Ansprüche bezüglich Qualifikation und Leistungsvermögen. Angesichts des großen (bzw. sich vergrößerten) Auftragsvolumens waren die Firmen jedoch gut organisiert und kooperativ, sodass insgesamt ein erfolgreiches Zusammenwirken möglich war. Die Bauabwicklung selbst brachte keine besonderen Probleme mit sich.

Charakteristische Baukennzahlen:	Aushub	rd. 183.000 m ³
	Stahlbeton	rd. 52.000 m ³
	Baustahl	rd. 6.050 t
	Spannstahl	rd. 165 t
	Schalung	rd. 126.000 m ²
	Betonabbruch	rd. 13.300 m ³
	Zugpfähle	rd. 20.800 lfm
	Schmalwand	rd. 15.500 m ²

4.3 Baukosten

Die Gesamterrichtungskosten wurden (nach dem UFG – Kollaudierungsverfahren) mit ATS 927 Mio. festgestellt, was eine Unterschreitung des Antrages um 36,5 Mio. bedeutete. Dies erscheint angesichts der notwendigen zwischenzeitlichen Umplanung und dadurch naturgemäß gegebener geringer Prognosegenauigkeit um so erfreulicher.

Tabelle 4-1: Aufgliederung der Baukosten

Kostenaufgliederung	Mio. ATS	% Baukosten	% Gesamtkosten
Baumeisterarbeiten	338,7	45	37
Professionistenarbeiten	85,9	11	9
Maschinelle Ausrüstung	269,0	36	29
EMSR - Ausrüstung	60,4	8	7
Zwischensumme	754,0	100	--
Baunebenkosten *)	126,2	--	13
L + P - Steigerungen 1990 - 1996	46,8	--	5
Gesamtkosten	927,0	--	100

*) inkl. Pilotversuche, Grundkauf, Anpassungsprojekt, Planung, Bauaufsicht, div. Gutachten, Variantenstudien ausl. Planer

Daraus ergeben sich u.a. folgende spezifischen Werte:

Tabelle 4-2: Spezifische Investitionskosten

Invest. Kosten je EW	[S/EW]	2.312
Invest. Kosten je m ³ *)	[S/m ³]	2.748

*) Die Kosten beziehen sich auf Leistungen der Baumeister, Maschinenbau und EMSR-Technik aller Becken gem. Tab. 3-4 exkl. Nebenkosten.

5 Betrieb der Anlage

5.1 Belastung, Auslastung

Die mittlere Belastung der Kläranlage in den Jahren 1997 – 2000 betrug ca. 13.700 kg BSB₅/d bzw. 26.200 kg CSB/d; dies entspricht einer mittleren Belastung von ca. 230.000 EW₆₀. Die statistische Auswertung der Zulauffrachten ist in der folgenden Tabelle 5-1 dargestellt. In der Tabelle ist auch die statistische Auswertung der Zulaufmengen sowie der Stickstoff- und Phosphorzulauffrachten angeführt.

Tabelle 5-1: Belastung ARA Innsbruck (statistische Auswertung 1997 – 2000)

	Q	BSB₅-F	CSB-F	Ges.-N-F	Ges.-P-F
	[m ³ /d]	[kg/d]	[kg/d]	[kg/d]	[kg/d]
Mittelwert	53.400	13.707	26.167	1.946	341
15%-Wert	40.690	10.300	19.426	1.553	267
50%-Wert	47.175	13.158	24.916	1.872	333
85%-Wert	68.820	17.190	32.826	2.320	410
95%-Wert	90.110	20.723	41.350	2.710	482
Anzahl Werte	1.461	905	1.458	799	1.456

Trotz einer gewissen jahreszeitlichen Schwankung der organischen Schmutzfracht im Zulauf zur Kläranlage (stärkste Belastung im Winter, niedrigste Belastung im Sommer/Herbst) zeigt sich eine recht ausgeglichene Belastung der Anlage über das Jahr. In der Abbildung 5-1 sind die Ganglinien der BSB₅- und CSB-Zulauffrachten (als 7-Tage-Mittelwerte) für den Zeitraum 1997 bis 2000 dargestellt. Das maximale Wochenmittel (in der kalten Jahreszeit) kann demnach mit ca. 20.000 kg BSB₅/d bzw. 37.500 kg CSB/d angegeben werden, der 85 %-Wert der Zulauffrachten ergibt sich zu 17.200 kg BSB₅/d bzw. 32.800 kg CSB/d. Im Vergleich zur Auslegungsgröße (Bemessungsfracht 24.000 kg BSB₅/d, d.e. 100 % Auslegung) verfügt die

Anlage demnach über die projektmäßig vorgesehenen Reserven für die Zukunft des Großraumes Innsbruck. Sie sind jedoch aufgrund zwischenzeitlicher Entwicklungen wie:

- Ausfall von größeren Emittenten (z.B. Coca Cola, Adambrau etc.)
- Vorbehandlungsmaßnahmen bei Industriebetrieben im Sinne der branchenspezifischen EVO's (Molkerei, Brauerei u.a.m.)

tatsächlich größer als im Basisprojekt ursprünglich angenommen.

Die mittleren Nährstofffrachten (Stickstoff- und Phosphorfracht) im Zulauf zur Anlage in den Jahren 1997 bis 2000 lagen bei ca. 1950 kg N/d bzw. 340 kg P/d. Damit ergeben sich einwohnerwertspezifische Frachten von **8,5 g N/(EW.d)** und von **1,5 g P/(EW.d)**, womit die Projektsannahmen und der diesbezüglich dafür investierte hohe vorlaufende Aufwand nachträglich sehr gut bestätigt wurden. Hinsichtlich Nährstoffverhältnis im Zulauf zur Kläranlage liegt somit eine recht günstige Voraussetzung für eine weitgehende Nährstoffentfernung vor (im Vergleich zu 11 g N/EW.d bzw. 1,8 g P/EW.d für kommunales Abwasser gemäß ATV-DVWK-A 131).

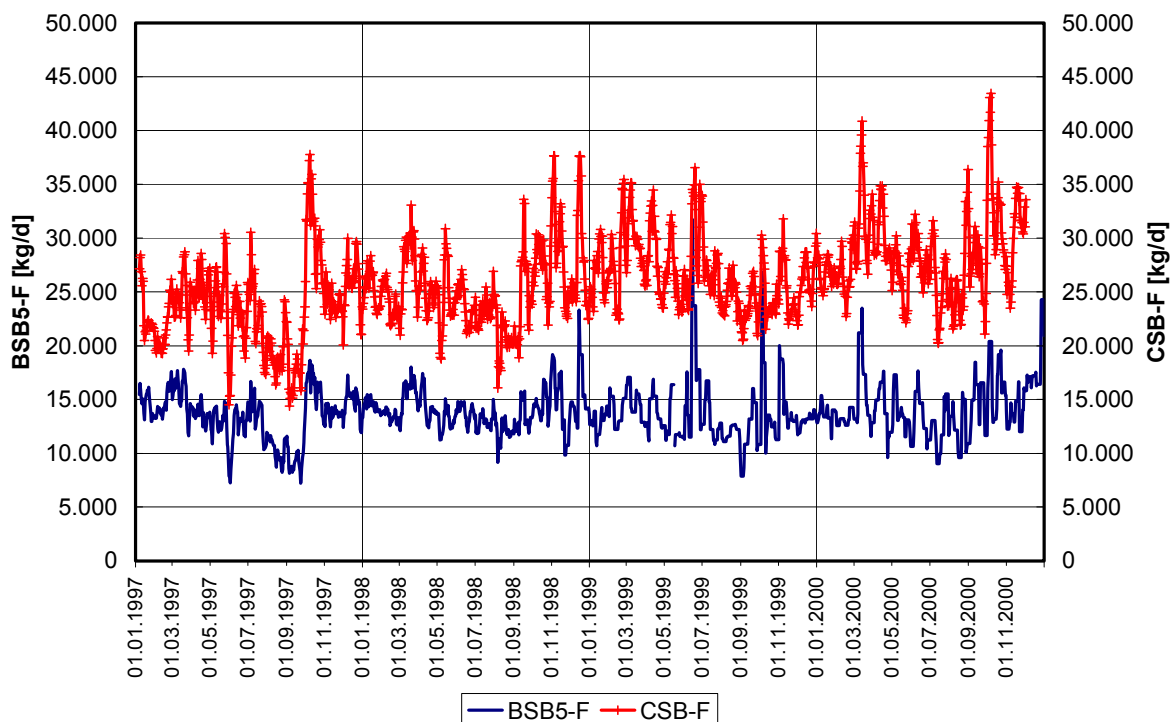


Abbildung 5-1: BSB₅- bzw. CSB-Zulauffrachten, gleitendes 7-Tage-Mittel, 1997 – 2000

Die hydraulische Belastung der Anlage ist in Abbildung 5-2 dargestellt. Wie die Ganglinie zeigt, traten in den einzelnen Jahren recht unterschiedliche Verhältnisse auf, mit den höchsten Zuflussmengen im Jahr 1999 (u.a. Schneekatastrophe Feber/Galtür bzw. HW-Ereignis Mai 1999). Die mittlere Zuflußmenge in den Jahren 1997 bis 2000 betrug 53.400 m³/d; der mittlere Trockenwetterzufluß in diesem Zeitraum lag bei 46.280 m³/d.

Aus der statistischen Auswertung (50%-Werte) kann der spezifische Abwasseranfall mit **215 l/EW.d** abgeschätzt werden.

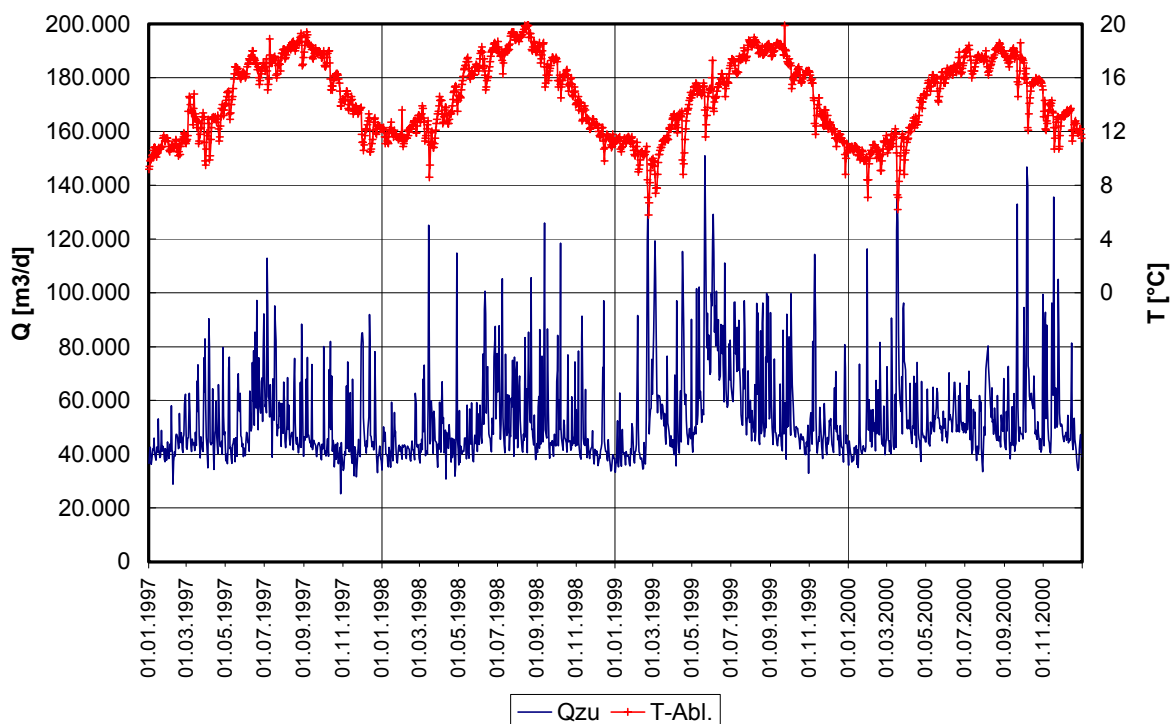


Abbildung 5-2: Zulaufmenge, Ablauf-Temperatur, ARA Innsbruck 1997 - 2000

Die Abwassertemperatur – ebenfalls in Abbildung 5-2 dargestellt – zeigt einen typischen Jahresverlauf mit Werten zwischen etwa 10 °C und 20 °C. In den Jahren 1997 bis 2000 überschritt die Temperatur im Ablauf der Anlage den Wert von 12 °C an beinahe 75 % der Tage, an lediglich 0,75 % der Tage lag sie unter 8 °C. Deutlich erkennbar sind die starken Temperatureinbrüche in Verbindung mit Schmelzwasserzuflüssen zur Kläranlage (Februar/März 1999 und 2000).

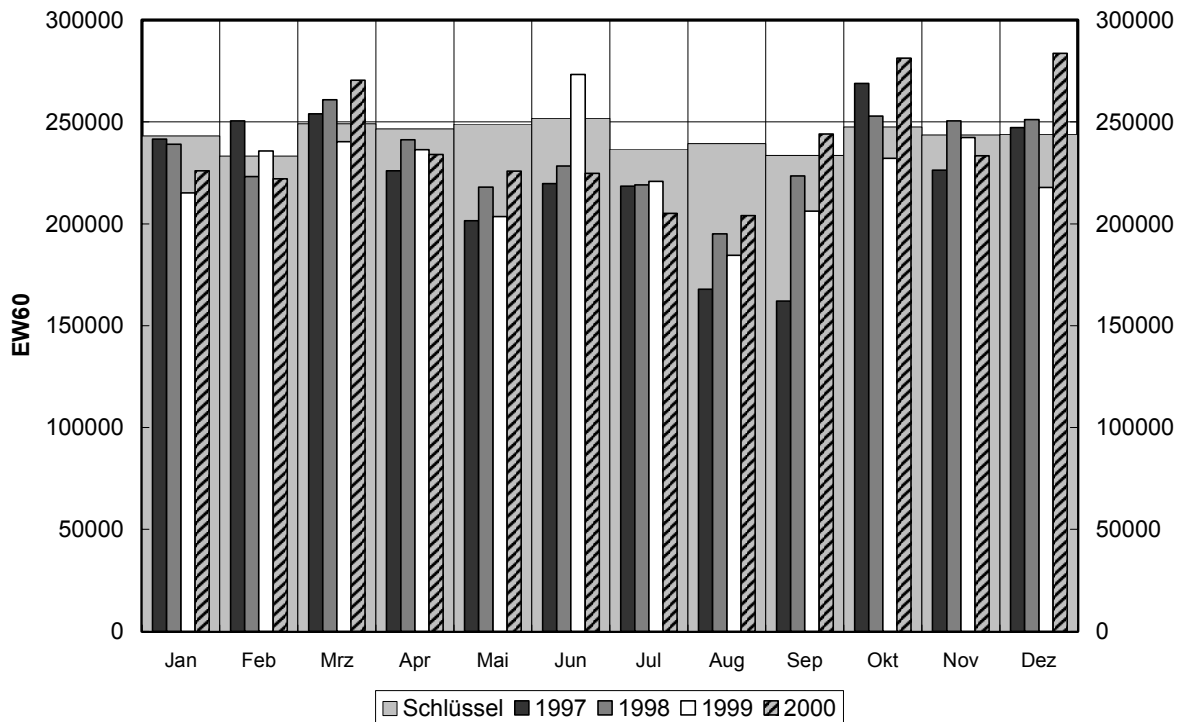


Abbildung 5-3: Vergleich der Belastung (Monatsmittelwerte) mit Schlüsselberechnung

Der Vergleich einer im Jahre 1997 im Zusammenhang mit der Erarbeitung eines aktualisierten Kostenaufteilungsschlüssels durchgeführten Einwohnerwerte – Erhebung mit tatsächlichen Betriebsbelastungen, dargestellt jeweils als Monatsmittelwerte, zeigt eine sehr gute Übereinstimmung im Winterhalbjahr und einen relativen Unterbefund im (regenreicheren) Sommerhalbjahr. Dies läßt auch die unter Punkt 5.1 ausgewiesenen Mittelwerte und die 85 % – Werte verständlich werden.

Der Unterbefund kann durch mehrere Ursachen begründet sein (Vorabbau im Kanalnetz, Regenentlastungen, Ferienzeit u.a.m.).

5.2 Reinigungsleistung der Kläranlage

Es werden die Daten der bisherigen 4 Betriebsjahre (Inbetriebnahme Vollbetrieb 9/1996) dargestellt. Die Abnahme der Datendichte ab dem Betriebsjahr 1999 ist auf einen Rückgang des Analytikumfangs im Sinne der 1. AEV f. komm. Abw. 1996 zurückzuführen.

In bezug auf die Kohlenstoffentfernung zeigen die in Abbildung 5-4 dargestellten Betriebsergebnisse (im besonderen seit der 2. Jahreshälfte 1997), dass die vorgeschriebenen Grenzwerte (15 mg BSB₅/l, 75 mg CSB/l) eingehalten und die Mindestwirkungsgrade (95 % BSB₅-Entfernung, 85 % CSB-Entfernung) deutlich überschritten wurden.

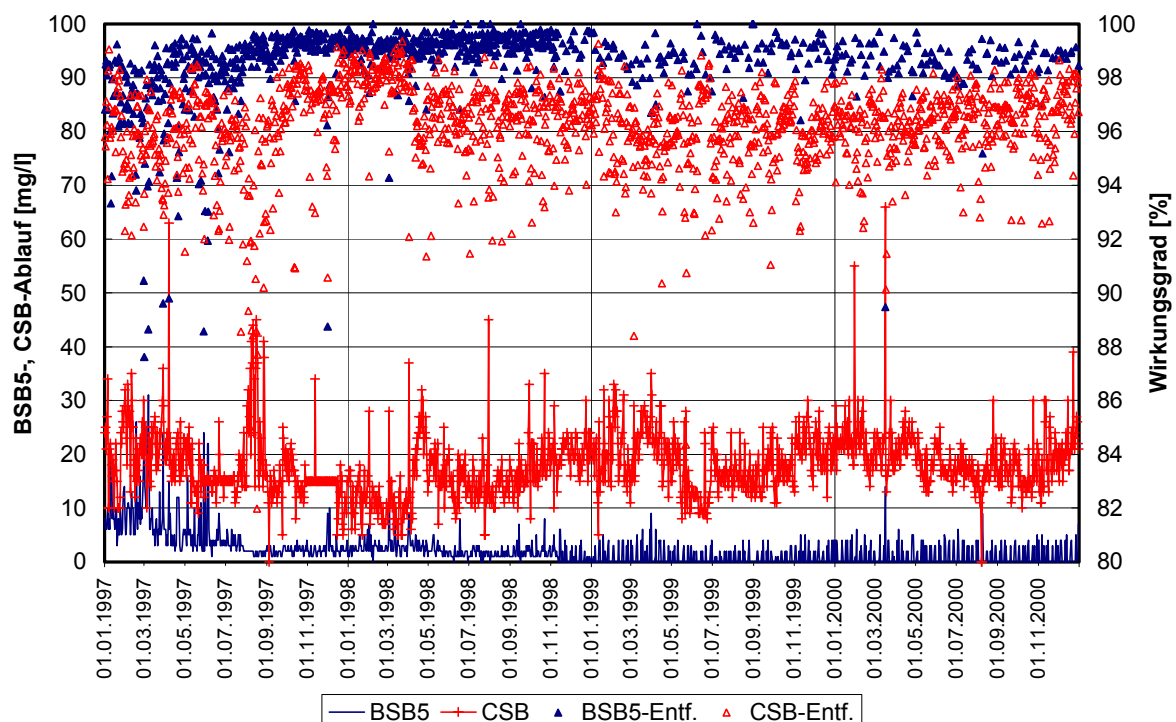


Abbildung 5-4: BSB₅-, CSB-Ablaufkonzentration bzw. Wirkungsgrad, 1997 – 2000

Ebenso wurden die Vorgaben hinsichtlich Nitrifikation ($5 \text{ mg NH}_4\text{-N/l}$ bei $T > 8^\circ\text{C}$) und Stickstoffentfernung (70 % im Jahresmittel bei $T > 12^\circ\text{C}$) im gesamten Zeitraum eingehalten (Abbildungen 5-5 und 5-6).

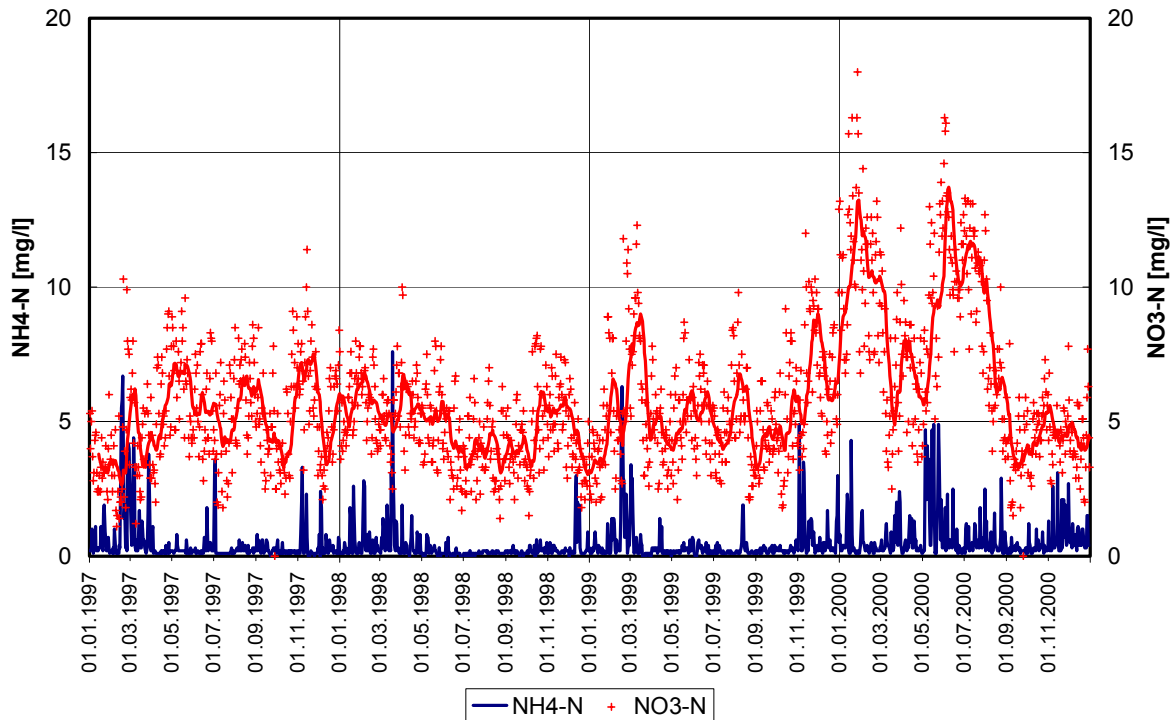


Abbildung 5-5: $\text{NH}_4\text{-N}$ - und $\text{NO}_3\text{-N}$ -Ablaufkonzentration, 1997 – 2000

Im Zuge von Wartungs- und Revisionsarbeiten war von Mai bis August 2000 jeweils eines der beiden Belebungsbecken außer Betrieb, was den Leistungseinbruch bezüglich N-Entfernung erklärt. Die rechtlichen Vorgaben konnten dennoch auch in dieser Zeit eingehalten werden, im Vergleich zum übrigen Zeitraum sind jedoch erhöhte $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen und verringerte Stickstoffentfernungsgrade klar erkennbar.

Tabelle 5-2: Wirkungsgrade der Stickstoffentfernung 1997 bis 2000

	1997	1998	1999	2000
N-Entfernung	80,2	82,5	79,3	74,0
N-Entf. T > 12 °C	79,6	82,7	79,5	73,3
N-Entf. T < 12 °C	82,0	80,0	78,9	76,0

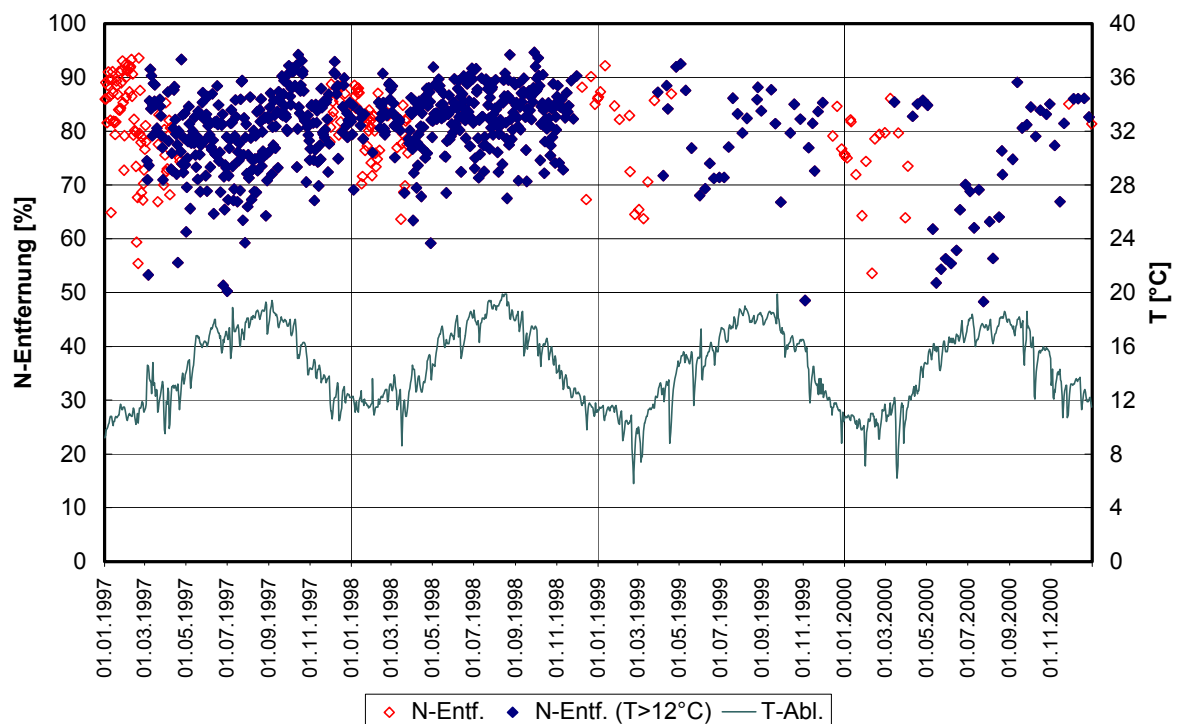


Abbildung 5-6: Wirkungsgrad Stickstoffentfernung bei T > 12 °C und T < 12°C

Wie Abbildung 5-6 zeigt, wird auch bei Temperaturen unter 12 °C eine hohe Stickstoffentfernung erreicht. Im Zeitraum 1997 bis 2000 lag sie bei im Mittel 80,7 % (sowohl für den gesamten Zeitraum als auch für die Werte bei T > 12 °C).

Die biologische Stufe wird derzeit mit einem Feststoffgehalt in der Belebung von etwa 3 bis 4 g/l betrieben. Der Schlammindex wies Schwankungen im jahreszeitlichen Verlauf auf, mit den niedrigsten Werten von etwa 80 ml/g im Sommer und über 175 ml/g im Winter. Das Schlammalter in der biologischen Stufe (ohne Berücksichtigung des Anaerobbeckens) lag im Mittel bei ca. 20 Tagen.

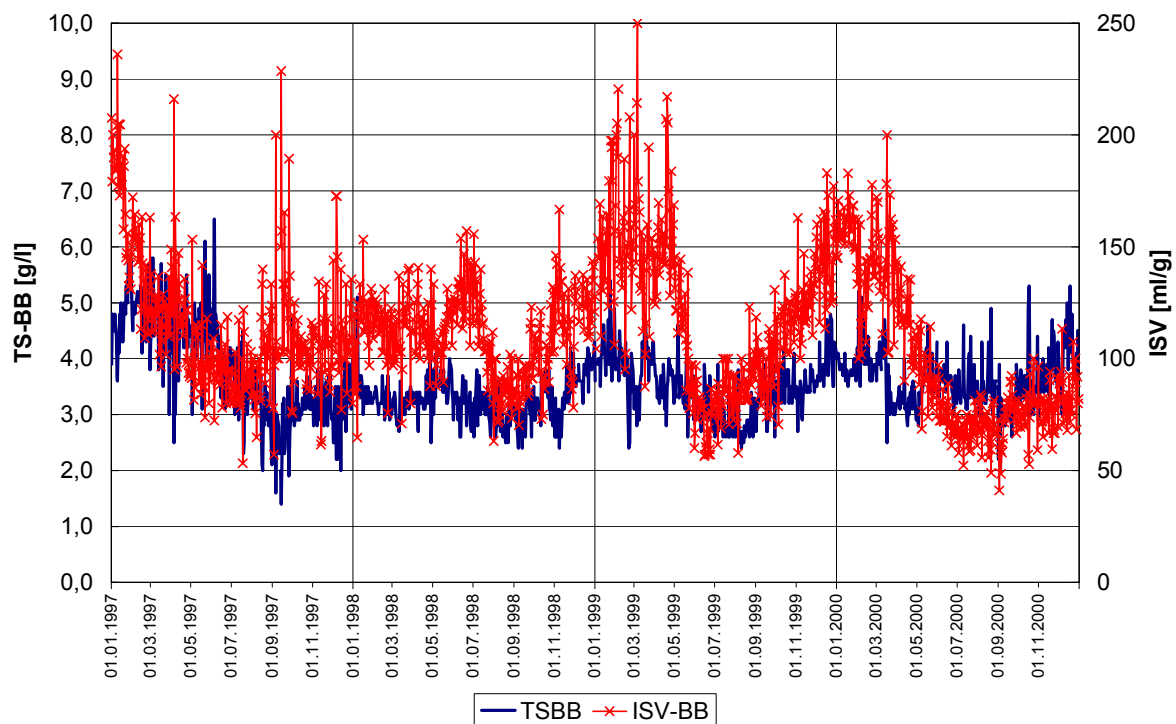


Abbildung 5-7: Feststoffgehalt und Schlammindex Belebtschlamm

Die Betriebsergebnisse hinsichtlich Kohlenstoffreinigung zeigen, dass auch in Zeiträumen mit im Vergleich zur Auslegung ($ISV = 110 \text{ ml/g}$, $TS_{BB} = 4,5 \text{ g/l}$) ungünstigeren Schlammeigenschaften die vorgeschriebenen Ablaufwerte gesichert und durchgängig eingehalten werden konnten. Es kann damit auch anhand dieser Daten bekräftigt werden, dass in Hinblick auf die gesetzlichen Vorgaben (Tagesmischproben, zulässige Überschreitungshäufigkeiten) die Auslegung der Nachklärung nach ATV gewisse Reserven enthält.

Abschließend sei darauf hingewiesen, dass die positiven Auswirkungen auf den Vorfluter mittlerweile auch anhand limnologischer Untersuchungen [12] nachgewiesen wurden (Gewässergüte II oberhalb und unterhalb der ARA).

Folgerungen:

Aus den aufgezeigten Zusammenhängen wird deutlich, dass die ganzjährige und zuverlässige **Einhaltung** gesetzlich auferlegter und ökologisch sinnhafter **Reinigungsvorgaben** unter Einschluß **aller** betriebsgewöhnlichen **Lastfälle** (d.h. also auch inkl. Revision etc.) trotz möglichst weitgehender Nutzung (Zeiten schwächerer Belastung bei höheren Abwassertemperaturen, d.h. $> 12^{\circ}\text{C}$; 2 – Straßigkeit der Anlage) anlagenspezifischer Möglichkeiten **nur mit** entsprechenden **Kapazitätsreserven** der Anlage **gesichert** werden kann. Diese sind in der Regel nur in Form einer projektmäßigen Berücksichtigung von „Zukunftsentwicklung“ zu finden.

Der ökonomischen Forderung nach einer möglichst 100 %-igen Nutzung von Anlagen, vom Zeitpunkt der Inbetriebnahme über den Verlauf der gewöhnlichen Nutzungsdauer hinaus, muß daher schon aus der Sicht der Gewässerreinigung entgegengetreten werden.

Andererseits ergibt sich aus Betriebsergebnissen von Innsbruck auch die Erkenntnis, dass die behördliche Ignorierung von N-Abbaugraden in Zeiten geringerer Ablauftemperaturen ($< 12^{\circ}\text{C}$) nicht haltbar sein wird, wenn ganzjährig der Nachweis der Einhaltung vom N-Abbau $> 70\%$ erbracht wird (vgl. *hiesu auch Abb. 5-6*).

Schließlich ist daraus weiterzuinterpretieren, dass – im Sinne einer ökonomischen Auslastung von Anlagen – durch Belastungszuwachs aus Zukunftsentwicklung gegebene Emissionsüberschreitungen bei Revisionsfällen dann als zulässig zu erachten wären, wenn der ganzjährige Nachweis der N-Abbaugraden $> 70\%$ erbracht werden kann.

Dies vor allem auch mit der Begründung, als schlechtere Abbaugrade im Sommerhalbjahr vor allem vom Mischwasserverdünnungsproblem beeinflusst sind und zu dieser Zeit i.d.R. kein Immissionsproblem bestehen kann.

Die **wahlweise Einhaltung der N-Abbaugrade** (ganzjährige oder $T > 12^{\circ}\text{C}$ – Mittelwerte) wäre auch als Ansatz möglicher Energieoptimierungspotentiale zu sehen.

Diese Folgerungen seien zur Diskussion gestellt und einer nächsten Novellierung der 1. AEV f. k. Abw. vorbehalten.

5.3 Schlammbehandlung, Energieverbrauch

Der Überschussschlamm der biologischen Stufe (im Mittel ca. 7950 kg TS/d) wurde auf im Mittel 6,4 % TS maschinell eingedickt. Der Primärschlammanfall (Mittelwert ca. 7150 kg TS/d) wurde auf im Mittel 9,1 % statisch eingedickt. Der eingedickte Schlamm wurde gemeinsam mit dem zusätzlich auf der Anlage übernommenen maschinell eingedickten Überschussschlamm der Kläranlage Zirl mesophil ausgefault. Bei einer mittleren Faulzeit von ca. 38 Tagen wurden 52 % der zugeführten organischen Feststofffracht abgebaut, der mittlere Faulgasanfall lag bei 6300 m³/d.

Der ausgefaulte Schlamm wird mit Kammerfilterpressen auf im Mittel 35,5 % Feststoffgehalt entwässert. Seit etwa Mitte 1997 wird der Schlamm kompostiert, zuvor wurde er deponiert.

Bei einem Gesamtstrombedarf der Anlage im Mittel von 6.900 MWh/a lag der Energiebedarf der biologischen Stufe i.M. bei 3.500 MWh/a bzw. **15 kWh/EW.a**, was vergleichsweise günstig ist. Durch Eigenerzeugung mittels BHKW konnten rd. 60 % vom Gesamtstrombedarf abgedeckt werden.

Der restliche Energieverbrauch umfaßt vor allem die Abwasserhebung, RÜB- und Pufferbeckenentleerung, Schlammbehandlung, Gaseinpressung, Schlamm entwässerung, Abluftbehandlung sowie sonstige Verbraucher (z.B. Tiefbrunnen für Brauchwasser u.a.m.).

5.4 Betriebskosten

Vorweg muß auf die **Problematik** der **Vergleichbarkeit** von Betriebskosten hingewiesen werden. Die Bemühungen des ÖWAV im Rahmen der KAN und des angelaufenen Benchmarking – Projektes sollten hiezu weitere Transparenz herbeiführen können. Es muß darauf hingewiesen werden, dass insbesondere durch den Umstand zunehmender Privatisierung und damit verbundener Vollkostenrechnung eine direkte Vergleichbarkeit der Kosten (Doppelte Buchhaltung, Kameralistik) nicht gegeben ist.

Es wurde daher in diesem Rahmen davon Abstand genommen, Detailzahlen zu nennen, um der aufwendigen Interpretationsarbeit zu entgehen.

Als Vergleichszahl von „reinen“ **Betriebskosten**, d.h. also Kosten für Personal, Energie, Schlammbehandlung inkl. Schlamm Entsorgung und sonstiger direkt zuordenbarer Kosten (Wartung, Instandhaltung, Reparatur), jedoch ohne Kosten für Kapitaldienst, Zinsen, Abschreibung u.dgl. m. kann aus dem letzten Betriebsjahr ein spezifischer Wert von **235,--/EW.a** bezogen auf den aktuellen Jahresmittelwert von rd. verrechenbaren 250.000 Einwohnerwerten (mittlere Auslastung 63 %) abgeleitet werden [13].

Anzumerken ist weiters, dass die spezifische Abwassergebühr für Innsbruck von rd. **17 ATS/m³ Trinkwasserverbrauch** seit dem Jahre 1997 unverändert geblieben ist, und dies wohl als vergleichsweise günstiger Wert anzusehen ist.

6 Betriebliche Optimierung der Bio-P-Elimination

Die biologische Phosphorelimination wurde durch die Umrüstung der Primärschlammeindicker auf Versäuerungsbetrieb maßgeblich verbessert. Die Umbaumaßnahmen beschränkten sich lediglich auf die Verbindung der Schlammabzugs- mit der Beschickungsleitung, sodass eine äußere Schlammrezirkulation, wie sie zur Auswaschung des Hydrolysates aus dem eingedickten Schlamm empfohlen wird, realisiert werden konnte. Damit kann der Schlamm Spiegel in den Eindickern so eingestellt werden, dass eine Schlammverweilzeit von 4-10 Tagen möglich wird und eine Versäuerung stattfindet. Das mit organischen Säuren angereicherte Trübwasser wird in einen Trübwasserspeicher geleitet, von wo es während Zeiten geringer Zulaufkonzentration in den Zulauf zum Anaerobbecken geleitet wird.

Die Möglichkeit einer Phosphatfällung mit verschiedenen Dosierpunkten und Fällmitteln wurde ebenfalls vorgesehen. Mögliche Dosierpunkte sind vor dem Vorklärbecken sowie im Zufluss zum bzw. direkt in das Belebungsbecken oder in die Ablaufrinne des Belebungsbeckens.

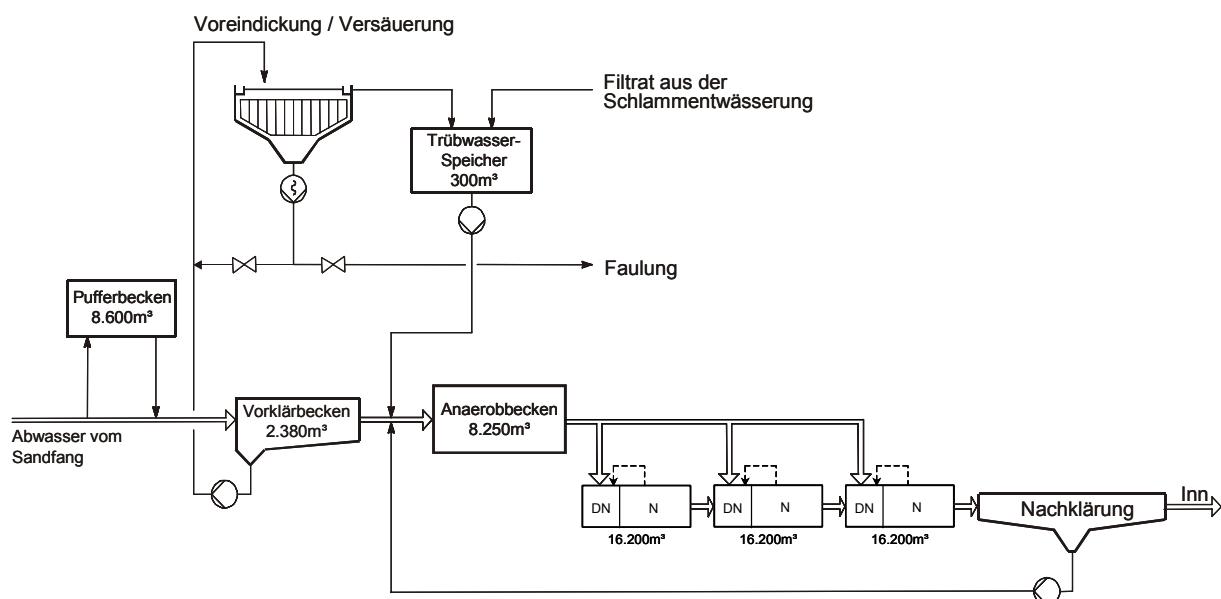


Abbildung 6-1: Verfahrensschema

Die Anordnung des Anaerobbeckens vor dem Belebungsbecken zusammen mit der Zulaufpufferung hatte etwa 60 % Bio-P-Elimination zur Folge, was einem mittleren Ablaufwert von 2,5 mg P/l entspricht. Damit die Ablaufwerte im Mittel eingehalten werden konnten, musste der Rest der Phosphatelimination durch eine Simultanfällung bewirkt werden. In den Jahren 1997 und 1998 wurde in mehreren Schritten die Bio-P-Elimination optimiert, was in [14] beschrieben ist. Hier sind die wesentlichen Ergebnisse zusammengefasst.

Im Sommer 1997 wurde in einem 1:1 Versuch der Effekt der Primärschlammversäuerung ermittelt. Dabei wurde das mit organischen Säuren angereicherte Trübwasser ins Pufferbecken geleitet und mit dem gepufferten Abwasser während der Nachtstunden zum Zufluß dazugegeben. Nachdem der stationäre Betrieb des Vorversäuerung im Eindicker erreicht wurde, konnte die Bio-P-Elimination auf 80 % erhöht werden, wie aus untenstehendem Abbildung 6-2 ersichtlich wird.

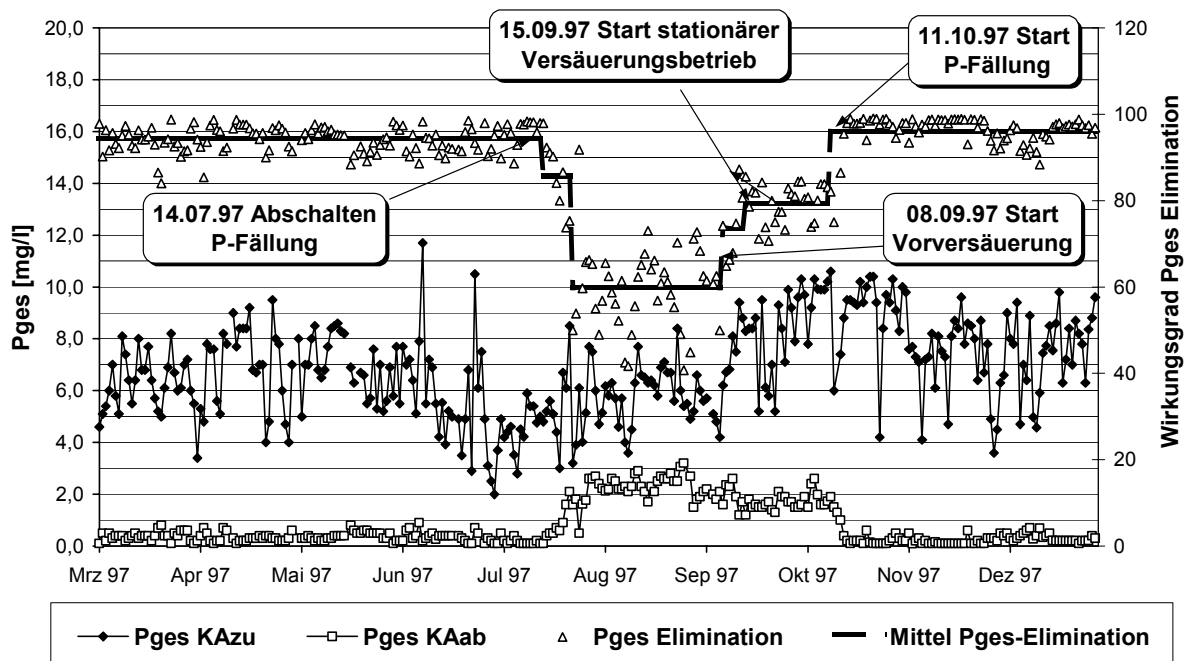


Abbildung 6-2: Einfluss der Primärschlammversäuerung auf die Bio-P-Elimination

Hauptproblem der stabilen Bio-P-Elimination blieb auch nach der Zugabe des Trübwassers die ungleichmäßige Versorgung mit leicht abbaubaren organischen Säuren. Durch die Aktivierung eines bestehenden Schachtes zur Trübwasserspeicherung im Sommer 1998 und einer nach Zeit gesteuerten Zugabe des Trübwassers direkt in den Zulauf des Anaerobbeckens konnte die Bio-P-Elimination so weiter gesteigert werden, dass die chemische Phosphatfällung von da an nur mehr eine Art „Polizeifunktion“ zur Elimination von P_{ges} Ablaufspitzen über 2 mg/l erfüllen muss. Zur Minimierung der dort eingesetzten Fällmittelmenge hat sich in Innsbruck eine, direkt nach der PO_4 -P-Ablaufkonzentration, geregelte Dosierung im Ablaufbereich der Biologie bewährt. Der Effekt dieser Maßnahme ist in Abbildung 6-3 dargestellt. Am anschaulichsten ist der Effekt in der Einsparung von Fällmittel von 249 kg/Fe/d auf 47 kg Fe/d ersichtlich.

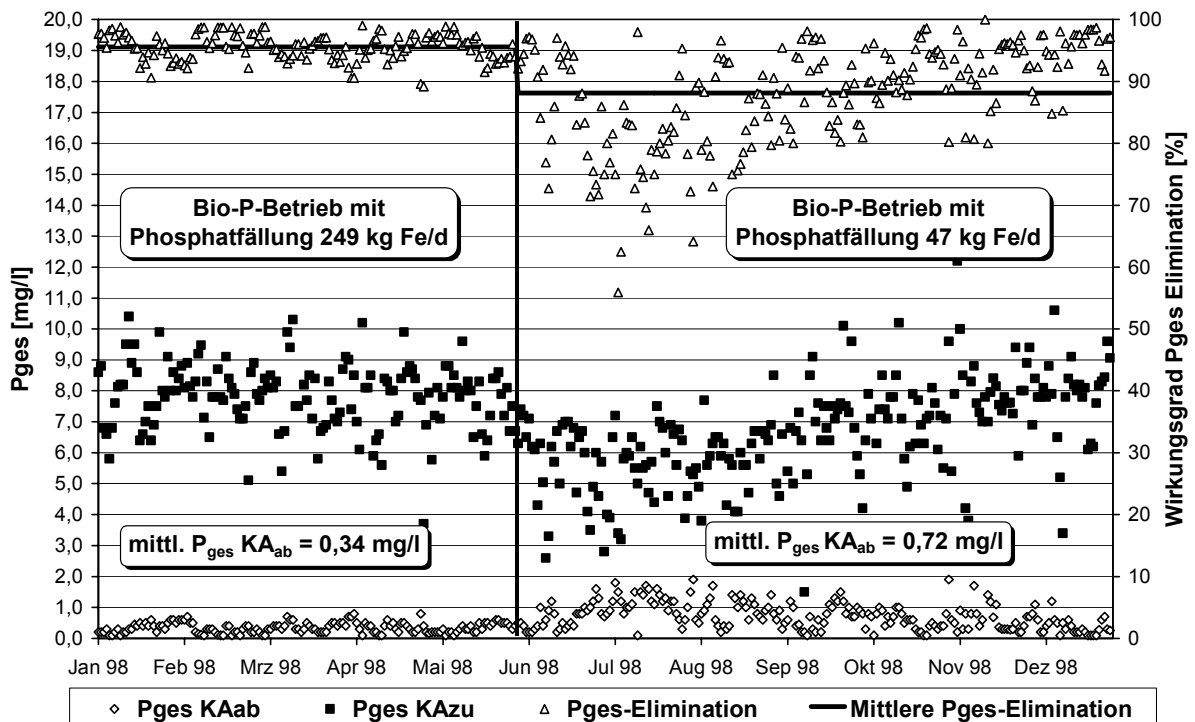


Abbildung 6-3 Einfluss der zeitgesteuerten Trübwasserzugabe

Mit Primärschlammversäuerung und zeitgesteuerter Trübwasserzugabe ist das Optimierungspotential der Bio-P-Elimination noch nicht voll ausgeschöpft. Diese wären eine weitere Optimierung der Stickstoffelimination im Belebungsbecken und die Umstellung der zeitgesteuerten Trübwasserzugabe auf eine nach der $\text{PO}_4\text{-P}$ Ablaufkonzentration des Anaerobbeckens geregelte Zugabe. Damit könnte die Fällung auf wenige länger anhaltende Regenereignisse reduziert werden.

Eine in [14] beschriebene Wirtschaftlichkeitsuntersuchung hat ergeben, dass die höheren Investitions-, Wartungs- und Energiekosten durch die Einsparungen bei Fällmittel und Schlammentsorgung mehr als kompensiert werden. Eine Analyse der Jahreskosten ergab eine Einsparung von 550.000 ATS pro Jahr durch die ausgeführte Bio-P-Elimination im Vergleich zu einer Simultanfällung, was die Realisierung des Bio-P-Beckens in Innsbruck mehr als rechtfertigt.

7 Schlußbemerkungen

Als Vorreiter in der Ära „angepaßter“, stickstoffreinigender Großkläranlagen Österreichs wird die Kläranlage Innsbruck auch in der Zukunft Gelegenheit bieten, weitergehende Erkenntnisse in wissenschaftlicher wie praktischer Hinsicht auf dem Sektor der Abwasserreinigung und Nährstoffentfernung ebenso wie auf dem Sektor der Betriebswirtschaft an die Fachwelt abzuliefern.

Die Planungsgemeinschaft möchte es nicht versäumt haben, den an diesem Werk wesentlich beteiligten Personen den aufrichtigsten Dank für Ihre Bereitschaft, Verständnis und Unterstützung in jeder Phase des Geschehens ausgesprochen zu haben. Im besonderen gebührt der Dank allen Mitarbeitern an der Kläranlage und den am Projekt beteiligten vormals zuständigen städtischen Beamten sowie den Mitgliedern der Studienkommission.

8 Literatur

- [1] Angerer F., Lengyel W., Passer W.: Das neue Abwasserklärwerk Innsbruck, Österr. Wasserwirtschaft, Jg 22, Heft 11/12, 1970
- [2] Angerer F., Lengyel W., Passer W., Passer H.: Das neue mechanisch – biologische Abwasserklärwerk Innsbruck, Österr. Wasserwirtschaft, Jg. 28, Heft 11/12, 1976
- [3] Ingerle K., Nachtschatt H.: Planung für die Kläranlage Innsbruck – Versuche, Auslegung und System, 2. Symposium A-B-Technologie – Erfahrungsaustausch Aachen 9/1985, GWA – Bd 83/1986
- [4] Amt der Tiroler Landesregierung: Kläranlagenkataster Tirol – Auswertung 1990, ARA Innsbruck
- [5] BMfLuF (1981): Richtlinien für die Begrenzung von Abwasseremissionen
- [6] Gethke H.W.: Erweiterung der Kläranlage Innsbruck, Symposium Aachen 2/1990, GWA – Bd. 115/1990
- [7] BMfLuF (1991): 1. Abwasseremissionsverordnung für kommunales Abwasser, BGBl. 180/1991
- [8] Planungsgemeinschaft Kläranlage Innsbruck Abschlußbericht Pilotversuche, Juni 1992
- [9] Winkler H. K., Widmann W.: Comparison of single-stage and two-stage activated sludge processes for the expansion of the Innsbruck WWTP, Wat. Sci. Tech., 29 (12), 69 – 79, 1994
- [10] BMfLuF (1996) 1. Abwasseremissionsverordnung für kommunales Abwasser, BGBl. 210/1996
- [11] Passer H.: Neubau der Kläranlage Innsbruck, Symposium EU VIRON Wien 1997, Veröffentlichung im Kongreßhandbuch
- [12] Arge Limnologie: Limnologische Bestandsaufnahme und Biologische Gewässergüte Inn im Bereich der ARA Innsbruck, Jänner 1998
- [13] Passer H.: Einzugsgebiet ARA Innsbruck, Aktualisierung des EGW – Schlüssels, Stand 1997, Erläuterungsbericht
- [14] van Appeldorn, W. und Widmann W.: Optimierung der biologischen Phosphorelimination auf der Kläranlage Innsbruck, Korrespondenz Abwasser 2001, in press

Verfasser:

Br. h.c. Dipl.-Ing. Helmut Passer
Ing.Büro Passer & Partner Ziviltechniker GmbH, Innsbruck
Dipl.-Ing. Wolfgang Widmann
ILF – Beratende Ingenieure ZT GmbH, Innsbruck
Dipl.-Ing. Dr. Bernhard Hupfauf
Innsbrucker Kommunalbetriebe AG, Innsbruck

Mitarbeit:

Dipl.-Ing. Dr. Kurt Dornhofer
Ing.Büro Passer & Partner Ziviltechniker GmbH, Innsbruck

Kläranlage Salzburg - Siggerwiesen

Erweiterung 1996 bis 1999

Josef Ablinger

RHV Großraum Salzburg

1 Projektgrundlagen

Die 1. Baustufe der ARA Siggerwiesen des Reinhaltverbandes Salzburg wurde im Jahr 1980 projektiert und 1982 mit Bescheid des Amtes der Salzburger Landesregierung für eine Ausbaugröße von $EW_{60} = 350.000$ E wasserrechtlich genehmigt.

Die Kläranlage wurde als zweistufige Belebtschlammanlage nach dem AB-Verfahren von Prof. Böhnke konzipiert und in den Jahren 1983 bis 1986 errichtet. Entsprechend dem damaligen Stand der Technik wurde die Dimensionierung nur für den Kohlenstoffabbau, d.h. Einhaltung der Grenzwerte für BSB_5 (25 mg/l) und CSB (100 mg/l) vorgenommen. So wurde die Schlammbelastung der A-Stufe (Hochlaststufe) mit 6,4 kg/kg,d und die der B-Stufe mit 0,3 kg/kg,d gewählt. Das Layout dieser 1. Baustufe ist mit der Erweiterung der Nachklärung (NKB Straßen 4+5, Ausbaustufe 1a) der Abbildung 1 zu entnehmen.

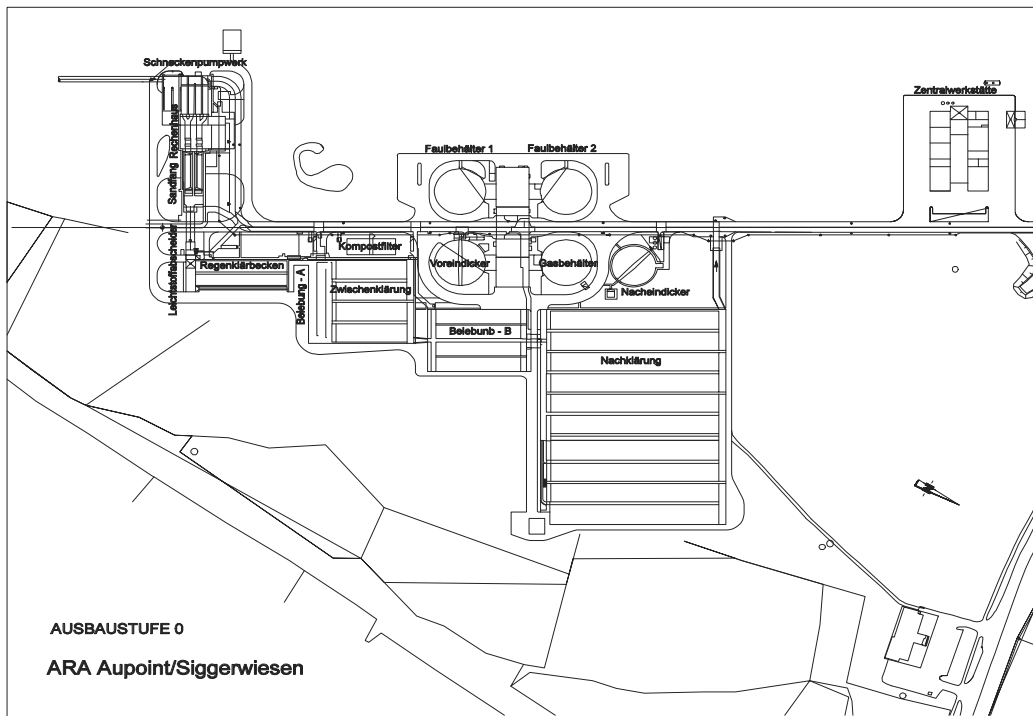


Abb. 1 - Lageplan Bestand 1986 - 1996 für 350.000 E (inkl. Ausbaustufe 1a)

ISF

Die wesentlichsten Auslegungsdaten dieser ersten Baustufe sind in der Abbildung 2 zusammengestellt.

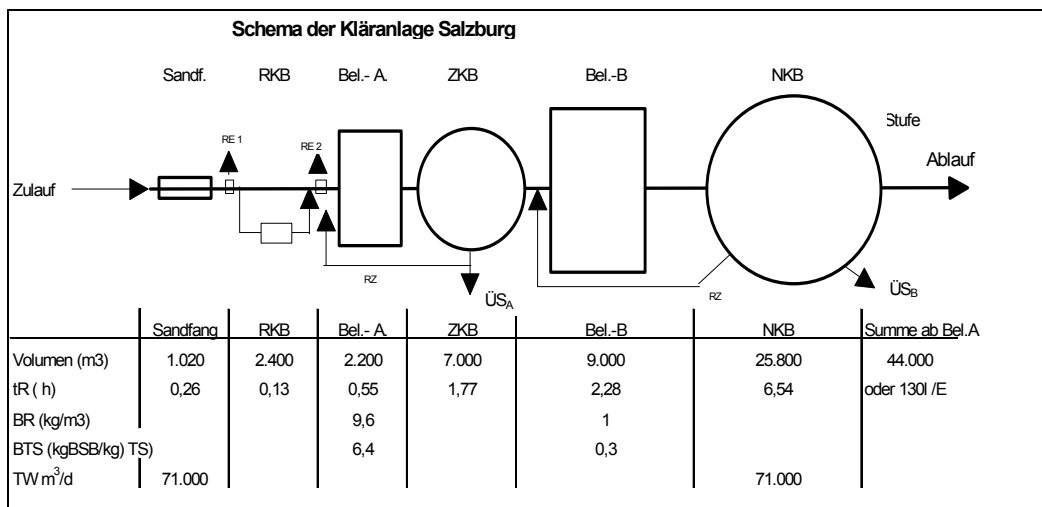


Abb. 2 - Schema des Kläranlagenbestandes 1986 - 1996 für 350.000 E

2 Stufenausbau

Diese Baustufe war von Anfang an als eine erste Ausbaustufe gedacht, da die Bemessungsgrundlagen mit großen Unsicherheiten behaftet waren, zumal die vorhandenen Messdaten von der bestehenden mechanischen Kläranlage der Stadt Salzburg nur einen Teilbereich des Einzugsgebietes der neu zu errichtenden biologischen Kläranlage abdeckten. Als Besonderheit ist anzuführen, dass von Anbeginn die Anlage auch für die Behandlung des Überschussschlammes eines flussaufwärts gelegenen Abwasserverbandes (RHV Tennengau Nord) mit ca. 70.000 E konzipiert wurde. Der Schlammtransport war über die Hauptsammler vorgesehen. Die Schlammbehandlung wurde daher bereits auf 450.000 E ausgelegt.

Dieser Verband musste bis heute keine Kläranlage errichten; statt des Überschussschlammes werden heute die gesamten Abwässer zur Kläranlage Siggerwiesen abgeleitet, was die Belastung der Kläranlage erhöhte. Diese Überleitung ist jedoch volkswirtschaftlich von großem Vorteil, da wesentliche Betriebskosten eingespart werden konnten. Die Aufrechterhaltung der Überleitung wurde daher in den späteren Erweiterungsplanungen berücksichtigt. Zusätzlich wäre diese Kläranlage in einem sensiblen Erholungsgebiet (Umgebung von Hellbrunn – Salzburg Süd) zu liegen gekommen, sodass von allen Seiten der Entfall der Kläranlage an dem ursprünglich vorgesehenen Standort begrüßt wurde.

Um also der nur schwer prognostizierbaren Entwicklung der Anlagenbelastung zufolge des steigenden Anschlussgrades und auch wegen der zu erwartenden höheren Anforderungen an die Reinigungsleistung in der Zukunft Rechnung zu tragen, wurde bei der Wahl des Grundstückes für die biologische Kläranlage, aber auch bei der Anlagenkonzeption an sich besonderer Wert auf eine optimale Erweiterbarkeit gelegt. In dieser Hinsicht kann das Anlagenkonzept der ARA Siggerwiesen als vorbildlich angesehen werden. Die Prozessbauwerke der Wasserlinie – einschließlich der Nachklärung – wurden konsequent als Rechteckbecken ausgeführt. Alle Prozessbauwerke schließen an einer Seite (Ostseite) der Anlagenachse an, die von einem unterirdischen Rohrleitungskollektor und dem darunter liegenden Umgehungs- und Ablaufkanal gebildet wird. Eine – an den zukünftigen Bedarf angepasste, modulartige Erweiterung (nach Osten) wurde damit ermöglicht. Eine große

Erweiterungsfläche im Anschluss an die Nachklärbecken (an der Nordseite) wurde vorgehalten. Zusätzlich wurde in der Anlagenkonzeption berücksichtigt, dass die Biologie in spiegelbildlicher Anordnung auf der linken Seite der Anlagenachse erweitert werden könnte. Auch wenn bei der damaligen Planung in erster Linie von einer durchflussabhängigen Leistungssteigerung der Anlage ausgegangen wurde, so hat sich das Konzept bei den späteren Ausbauphasen – zwecks qualitativer Leistungssteigerung (weitergehende Nährstoffelimination) – gut bewährt.

Die Erweiterungsmöglichkeiten sind der Abbildung 1 zu entnehmen.

3 Betriebserfahrungen 1986 - 1996

Die Belastung der Kläranlage Siggerwiesen hat von 1986 an (= Betriebsbeginn der ARA Siggerwiesen) stetig zugenommen. Der Bemessungswert für die Ausbaugröße von 350.000 E (21 t/d BSB₅) wurde bereits im Jahre 1992 im Jahresdurchschnitt überschritten, wobei das maximale Wochenmittel 1992 bereits 600.000 E erreichte. Die Anlagenbelastung nahm bis 1995 auf einen Jahresdurchschnittswert von 530.000 E weiter zu. Zu beachten ist, dass in dieser Zahl die internen Rückläufe der Kläranlage enthalten sind, die ca. 15 – 20 % der Anlagenbelastung ausmachen. Ab 1995 trat eine Stagnationsphase ein. Im Jahre 2000 lag der Jahresdurchschnittswert bei 520.000 E, der 85 %-Wert lag bei 631.000 E.

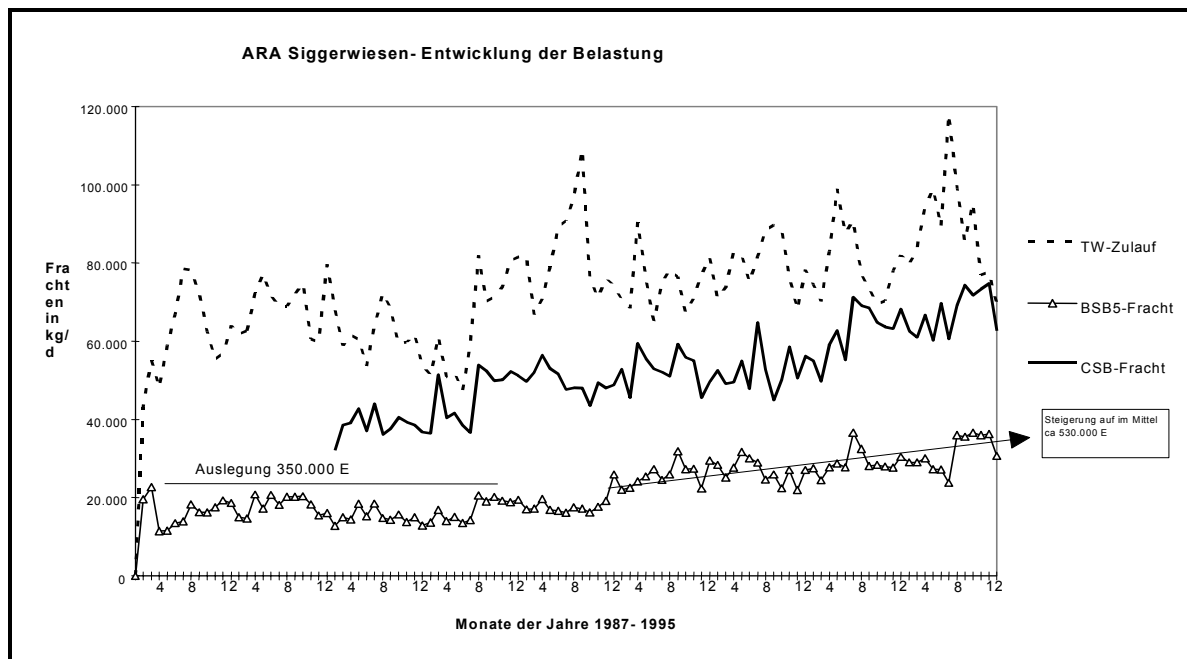


Abb. 3 - Entwicklung der Anlagenbelastung 1987 – 1995 RHV Salzburg, ISF

Was die Reinigungsleistung bezüglich Kohlenstoffabbau betrifft, zeigte der Betrieb trotz der Überlastung immer sehr zufriedenstellende Ergebnisse. In dieser Betriebsphase traten jedoch immer wieder Probleme mit Blähschlamm in der B-Stufe auf. Dabei stieg der ISV-Wert von sonst 100 – 130 ml/g auf 200 ml/g im Monatsmittel an, was vor allem bei hohen hydraulischen Belastungen öfters zu Schlammabtrieb führte. Von den fadenförmigen Bakterien war jeweils *Microthrix parvicella* dominant. Verschiedene Maßnahmen wurden erprobt, um die Blähschlamm Bildung zu unterdrücken und zwar:

- Überleiten von A-Stufenschlamm in die B-Stufe
- Umgehen der A-Stufe mit einem Abwasser-Teilstrom
- Anordnen eines aeroben Selektors im Einlaufbereich der Belebung B
- Dosierung von Fällmitteln

All diese Maßnahmen haben mehr oder weniger zur Entschärfung der Blähschlammproblematik beigetragen, wobei als wirksamste Maßnahmen noch das kurzzeitige, stoßweise Überleiten von A-Stufenschlamm und die Dosierung von Fällmitteln zu nennen sind. Eine Lösung des Problems stellten diese Maßnahmen aber nicht dar. Da die Blähschlamm Bildung bei höherer

hydraulischer Belastung zu Schlammabtrieb geführt hat, wurde zunächst versucht, die Durchströmungsverhältnisse in der Nachklärung durch Einläufe nach dem Coanda- Prinzip zu verbessern. Wegen Erfolglosigkeit dieses Versuches wurde als erste Erweiterungsmaßnahme die Erweiterung der Nachklärung durch zwei zusätzliche Becken in Angriff genommen. Diese zusätzlichen Nachklärbeckenstraßen konnten im Juli 1996 in Betrieb genommen werden. In Zeiten mit Abwassertemperaturen über 12°C konnten auch Stickstoffabbauleistungen über 70 % erreicht werden.

4 Kläranlagenerweiterungen

Veranlassung für die Projektierung der Erweiterung war einerseits die zunehmende Überlastung der Kläranlage und andererseits die Novellierung des Österreichischen Wasserrechtsgesetzes im Jahre 1990, die festlegte, dass die bestehenden Kläranlagen entsprechend den vom Bundesminister für Land- und Forstwirtschaft zu erlassenden Emissionsverordnungen (\Rightarrow 1. AEV, 1991) an den Stand der Technik anzupassen sind. Fast zeitgleich mit der 1. AEV wurde eine neue Fassung des ATV-Arbeitsblattes A 131 (2/1991) herausgegeben, mit Bemessungsregeln (a.a.R.d.T.) für die weitergehende Nährstoffelimination und neuen Bemessungsansätzen für die Auslegung von Nachklärbecken.

4.1 Vorversuche

In Hinblick auf die beträchtlichen Investitions- und Betriebskosten der notwendigen Erweiterungsmaßnahmen wurden Vorversuche im Labormaßstab und halbtechnische Versuche durchgeführt, um die - aus wirtschaftlicher und ökologischer Sicht - optimalste Lösung zu finden.

In Zusammenarbeit mit ISF wurden vom Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen vom September 1990 bis Mai 1991 **Versuche im halbtechnischen Maßstab zur weitergehenden N- und P-Entfernung** durchgeführt, wobei u.a. auch zu beurteilen war, ob das AB-Verfahren auch zukünftig beibehalten werden kann. Die wesentlichsten Ergebnisse der Vorversuche können wie folgt zusammengefasst werden:

- Die A-Stufe kann beibehalten werden; der BSB₅ bzw. CSB im Zulauf zur B-Stufe soll - bei einem Nges-Zulauf zur B-Stufe von 30 – 40 mg/l - 100 bzw. 200 mg/l nicht unterschreiten.
- Die Ausbildung der B-Stufe (Schwachlaststufe) als Zweierkaskade liefert bei gleichen Betriebsbedingungen die besten Eliminationsleistungen bezüglich Stickstoff im Vergleich zur Ausbildung als vorgeschaltete Denitrifikation oder nach dem (modifizierten) UCT-Verfahren.

Anmerkung:

Der Anteil des Denitrifikationsvolumens wurde auf max. 50 % des Gesamtvolumens angehoben. Die Doppelkaskade wurde mit einer Rezirkulation von max. 100 % je Kaskade betrieben.

- Die Ausbildung der Becken mit intermittierender Belüftung ist nicht zu empfehlen. Die N-Entfernungsleistung der vorgeschalteten Denitrifikation (Kaskadendenitrifikation) war deutlich höher als bei der intermittierenden Belüftung. Während bei der vorgeschalteten Denitrifikation (Kaskadendenitrifikation) keinerlei Blähschlammprobleme beobachtet wurden (ISV < 125 ml/g), musste der Parallelversuch mit intermittierender Belüftung zufolge ständig ansteigendem Index bei ISV = 250 ml/g abgebrochen werden.
- Die Ablaufgrenzwerte für den Phosphor können allein durch vermehrte Bio-P-Entfernung nicht eingehalten werden. Es ist eine ergänzende chemische Fällung erforderlich.

Von ISF wurde 1992 ein halbtechnischer Versuch zur **P-Nachfällung nach dem Hochturbulenzverfahren** durchgeführt. Zur effizienten Fällung und Flockung wird dabei eine Mehrkammer-Flockungsanlage mit nachgeschaltetem Schrägplattenklärer, der mit einem darunter liegenden Eindicker kombiniert ist, eingesetzt. Dieses Verfahren erwies sich als geeignet, die P-Ablaufgrenzwerte auch bei strengeren Auflagen, wie sie für Einleitungen in Binnengewässer bestehen, einzuhalten.

Ein weiterer Versuch zur Erprobung der **Injektionstechnologie (IT)** wurde in den Jahren 1993/1994 durchgeführt. Bei diesem Verfahren erfolgt der Stickstoffabbau mittels natürlich vorkommender Nitrifikations- und

Denitrifikationsbiozönosen quasi simultan in den belüfteten Belebungsbecken (keine DN-Zone), wobei diese Biozönosen in einem „Propagator“ vor Ort selektiert und vermehrt werden, bevor sie der nativen Biozönose zudosiert werden. Nach positiver Vorbegutachtung durch die RWTH Aachen und die Universität für Bodenkultur (Prof. Braun) und Begutachtung einer Laborversuchsreihe durch die RWTH Aachen entschloss sich der Reinhaltverband, dieses – von Wissenschaftlern der TU Zagreb entwickelte – innovative Verfahren großtechnisch zu erproben. Im Großversuch zeigte sich, dass zwar phasenweise die N-Entfernungsleistung über 70 % lag, aber weder im Sommerbetrieb noch während der kalten Jahreszeit die erwarteten Ergebnisse zur Einhaltung des $\text{NH}_4\text{-N}$ - Grenzwertes sicher erbracht werden konnten und daher für die großtechnische Realisierung kein geeignetes Verfahren darstellt. Die dabei gewonnenen Daten und Hinweise auf externe Störfaktoren lieferten jedoch wertvolle Hinweise für die weiteren Planungen.

In einem weiteren großtechnischen Versuch wurde 1994 die Wirksamkeit einer **Einlaufkonstruktion nach dem Coanda-Prinzip** zur Steigerung der Kapazität der bestehenden 6 Nachklärbecken erprobt. Dazu wurde eines der 6 bestehenden querdurchströmten Rechteckbecken mit einem Coanda-Feeder nachgerüstet. Dieser Versuch, der in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl und Prüfamnt für Hydraulik und Gewässerkunde der TU München durchgeführt wurde, schlug bei den gegebenen Randbedingungen fehl (zu geringe Spaltgeschwindigkeiten bei querdurchströmten Nachklärbecken?).

4.2 Erweiterung – Ausbaustufe 1a

Die o.a. Blähschlammprobleme und die hydraulische Überlastung der Nachklärung waren Anlass dafür, dass die Erweiterung der Nachklärung auf Grundlage der neuen Bemessungsansätze der ATV A 131 1991 noch vor dem Ausbau der Biologie zur Nährstoffentfernung in Angriff genommen worden ist.

In den Jahren 1994 und 1995 wurden an den hierfür vorgehaltenen Erweiterungsflächen 4 weitere, querdurchströmte Rechteckbecken (wie Bestand) zusätzlich errichtet (**Nachklärung Straße 4 und 5**). Die jeweils 95,0 m langen und 10.2 m breiten Becken wurden mit Kunststoff-Kettenräumern ausgerüstet. Der Bodenschlamm wird über jeweils 2 „Saugkästen“ je NKB abgezogen, wobei ein Kasten an einer Beckenstirnseite und der zweite in

Beckenmitte angeordnet ist. Es ergibt sich damit eine Räumlänge von 2 x 45,0 m Räumlänge je Becken.

Die außergewöhnlich großen Abmessungen der Nachklärbecken stellten besondere Anforderungen an die maschinelle Ausrüstung und an die Sicherheitseinrichtungen. Im Betrieb mussten noch mehrere Optimierungen am Räumsystem vorgenommen werden.

4.3 Stufenausbau

Auf Grundlage der Ergebnisse der Vorversuche und nach Auswertung der Betriebsdaten der ARA wurde vom Ingenieurbüro D.I. Schüffl & D.I. Forsthuber (ISF) ein Projekt zur Anpassung der ARA an den Stand der Technik ausgearbeitet und Ende 1994 zur wasserrechtlichen Bewilligung eingereicht. Dabei wurde die Ausbaugröße der Anlage in Abstimmung mit dem Amt der Salzburger Landesregierung auf einen Einwohnerwert (EW_{60}) von 700.000 E festgelegt.

In der Folge entschloss sich der RHV - vor allem aus finanziellen Erwägungen heraus - den Ausbau in 2 Stufen vorzunehmen. In Abstimmung mit der Wasserrechtsbehörde wurde also ein zweistufiger Ausbau der Kläranlage fixiert, wobei in einer ersten Ausbaustufe (**Ausbaustufe 1b**) die Anpassung der Kläranlage an die tatsächlichen Belastungsverhältnisse entsprechend 620.000 E zu erfolgen hatte. Bezüglich der Nährstoffe im Ablauf war bei der Auslegung ein NH_4-N -Wert ≤ 10 mg/l bei $T \geq 12$ °C zu berücksichtigen.

In einer zweiten Ausbaustufe (**Ausbaustufe 2**) sollte dann die Anpassung der ARA an den Stand der Technik (gemäß jeweils gültiger 1. AEV) für eine Anlagenbelastung von 700.000 E erfolgen.

Auch wenn diese Vorgangsweise eine Mehrbelastung des Betriebes zufolge eines längeren Baugeschehens bedeutet, so überwiegen doch die Vorteile, zumal

- eine optimierte Auslegung der 2. Ausbauphase auf Grundlage der Betriebserfahrungen der ersten Ausbauphase erfolgen kann,

- neue Erkenntnisse der Reinigungstechnik (aktueller Stand der Technik) in der späteren Ausbauphase berücksichtigt werden können,
- das modulartige Konzept der Kläranlage Siggerwiesen eine gezielte – dem Bedarf angepasste - Erweiterung einzelner Anlagenkomponenten erlaubt,
- eine wirtschaftlichere Betriebsweise der Anlage bei (nahezu) Vollauslastung gegenüber einem Teillastbetrieb gegeben ist.

Anmerkung:

Das Wasserrechtsgesetz bietet die Möglichkeit, in begründeten Fällen die Anpassung an den Stand der Technik über die 10 Jahre hinaus ab Ergehen der Emissionsverordnung um weitere 5 Jahre hinauszuschieben. Der Verband hat dies beantragt, musste jedoch den Stand des Konsenses (gemäß Überprüfungsbescheid 1991) durch Erweiterung der Belebungsbecken der B-Stufe herstellen und die Regenüberlaufbecken errichten.

Der Stufenausbau wurde mit Bescheid vom Dezember 1995 wasserrechtlich bewilligt.

4.4 Erweiterung – Ausbaustufe 1b

Im Zuge der Ausbaustufe 1b wurden im Zeitraum Juli 1996 bis Dezember 1998 folgende Baumaßnahmen realisiert:

- Errichtung von 6 ST Regenüberlaufbecken (Speichervolumen insgesamt = ca. 10.500 m³)
- Einbau von 2 ST MID's DN 1200 (Zulauf-Durchflussmessung anstelle der „alten“ Venturimesstrecken)
- Erweiterung der Belegung B von 8.900 m³ auf ca. 30.000 m³
- Errichtung eines zweiten Voreindickers

- Umrüstung der bestehenden Regenklärbecken für die biologische Trübwasservorbehandlung nach dem Aufstauverfahren
- Austausch der Prozessautomatisation (SPS) und Prozessleittechnik (bei laufendem Betrieb!)

Die Bauwerke der Ausbaustufe 1b sind in der Abbildung 4 dargestellt bzw. hervorgehoben.

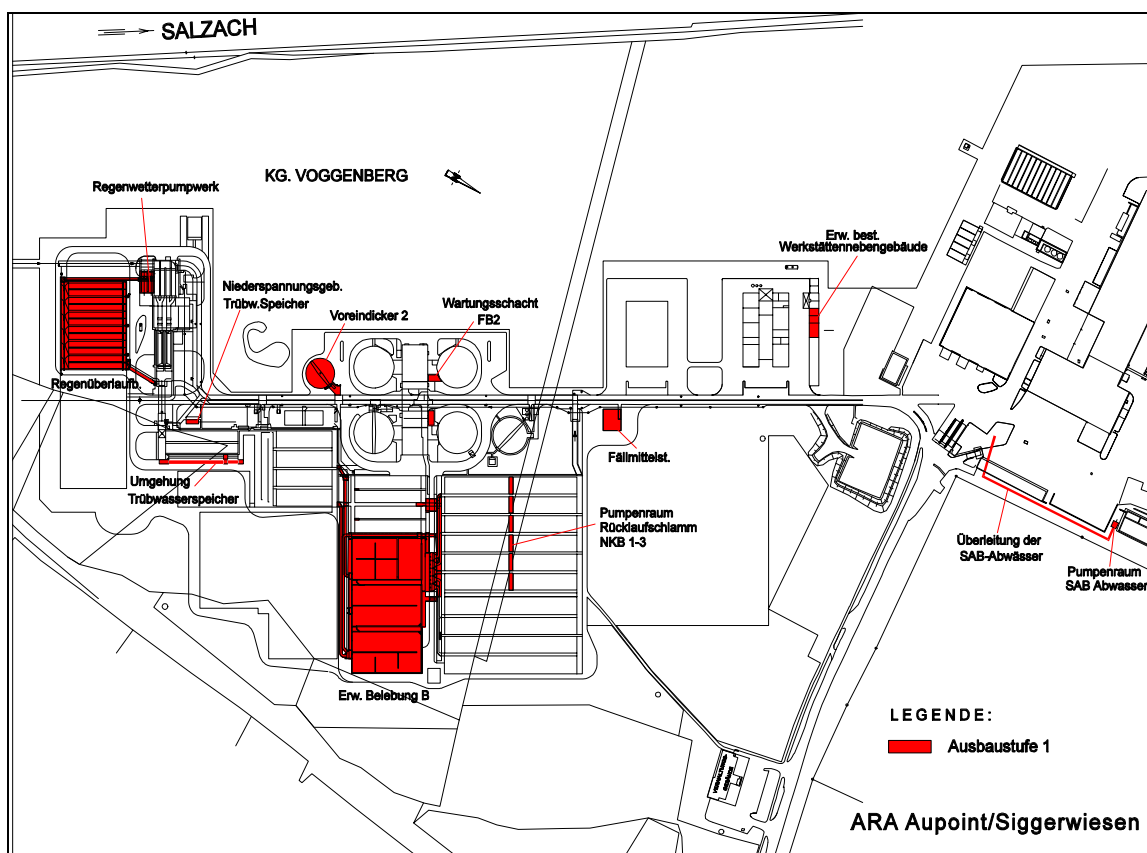


Abb. 4 - Lageplan Ausbaustufe 1b

ISF

Die Beckenvolumina und Bauwerksgrundrisse (Flächen) sind in Tabelle 1 aufgelistet:

Tab. 1 - Ausbaustufe 1 Beckenvolumina und –oberflächen

Bemessung der Anlagenteile Abwasser

<input type="checkbox"/> Trennkanalisation			<input checked="" type="checkbox"/> Mischkanalisation
Rechensystem :	Stepscreen		Belüftungsart : Tiefenbelüftung
Durchlaß :	5 mm		
Vorklärung :			Einleitungskonsens in Vorfluter: Salzach
Regenüberlaufbecken -RÜB	10.500 m ³	2.331 m ²	Q _d = 103.600 m ³ /d
Sand-Fettfang	1.020 m ³	187 m ²	
Leichtstoffabscheider	235 m ³	82 m ²	
Trübwasserbecken	4.204 m ³	818 m ²	
Speicherbecken	1.586 m ³		
Aufstaubecken	2.618 m ³		
Belebung :			Zulauf zur Belebung :
A-Stufe	2.933 m ³	587 m ²	Q _{TW} max 1.350 l/s 4.860 m ³ /h
Mittl. Beckentiefe	5,00 m		Q _{RW} max 2.700 l/s 9.720 m ³ /h
B-Stufe	29.726 m ³	5.829 m ²	
Mittl. Beckentiefe	5,10 m		
Zwischenklärung :	6.528 m ³	1.632 m ²	
Mittl. Beckentiefe	4,00 m		
Nachklärung (netto) :	39.729 m ³	9.690 m ²	
Mittl. Beckentiefe	4,10 m		
ARA-Beckenvolumina (mit TWB mit RÜB):	94.875 m ³ 153 l/E	21.172 m ²	
ARA-Beckenvolumina (mit TWB ohne RÜB):	90.671 m ³ 146 l/E	18.841 m ²	
ARA-Beckenvolumina (ohne TWB ohne RÜB):	80.171 m ³ 129 l/E	18.023 m ²	

4.4.1 Regenüberlaufbecken (RÜB) – Betriebserfahrungen

Die 6 Regenüberlaufbecken werden nach einander von 4 Tauchmotorpumpen mit einer Förderleistung von jeweils 1.000 l/s und 110 kW Nennleistung beschickt. Der Überlauf der RÜB wird gemessen (Venturimesstrecke) und in den Umgehungskanal der ARA abgeleitet. Der gespeicherte Inhalt der RÜB wird – nach Abklingen des Regenereignisses – automatisch entleert und gedrosselt dem ARA Zulauf wieder zugeführt.

Der hohe Leistungsbezug der Beschickungspumpen wirkt sich bei Parallelbetrieb aller 4 Pumpen (Vorschreibung der Wasserrechtsbehörde) besonders negativ auf die Stromkosten aus, zumal der Strompreis – zumindest

bis Ende 2000 – auf den Spitzenbezug ausgerichtet war. Hier wird eine Lösung mit der Wasserrechtsbehörde gesucht; angestrebt wird, dass nur 2 Pumpen gleichzeitig in Betrieb gehen sollen.

Die offenen RÜB sind mit einer automatisch arbeitenden Boden- und Wandspüleinrichtung ausgestattet. Die Bodenreinigung erfolgt mittels Schwallspülung. Dazu wird Abwasser beim Entleeren der Becken in der „Vakuumkammer“ zurückgehalten. Durch Öffnen eines Membranventils kommt es zu einer schwallartigen Entleerung der Vakuumkammer. Das Reinigungsergebnis bezüglich der Bodenablagerungen ist sehr zufriedenstellend. Allerdings mussten an der maschinentechnischen Einrichtungen zahlreiche Optimierungen vorgenommen werden. Ein mehrmaliges Spülen mit mechanisch vorgereinigtem Abwasser vom Sandfang-Ablauf ist möglich, hat sich im Betrieb jedoch als nicht notwendig erwiesen.

Die Wandreinigung erfolgt mittels Spritzdüsenleisten, die über dem max. Wasserspiegel an der Beckeninnenseite um jedes Becken rundum laufen. Das Reinigungsergebnis ist – trotz Beschichtung der Beckenwände - derzeit als bescheiden zu bezeichnen. Eine Verbesserung wird durch Umstellung des Reinigungsablaufes erwartet: Derzeit werden die Wände nach kompletter Beckenentleerung (und vor der Bodenreinigung) abgespritzt. Zukünftig soll mit der Wandreinigung gleichzeitig mit der Entleerung – bei mehreren Spritzphasen – begonnen werden.

4.4.2 A-Stufe – Betriebserfahrungen

Die A-Stufe wurde in der Ausbaustufe 1b nicht verändert; die ursprüngliche Konzeption von 1986 wurde beibehalten. Zwar ist im Projekt 1994 wegen der Anhebung des maximalen stündlichen Durchflusses bei Mischwasserzufluss von 2.200 l/s auf 2.750 l/d (in der Ausbaustufe 1b) bzw. 3.056 l/s (in der Ausbaustufe 2) eine Erweiterung der Zwischenklärung um 2 weitere Becken vorgesehen, der Ausbau soll jedoch – wenn erforderlich – im Zuge der Ausbaustufe 2 realisiert werden.

Die Wirkungsgrad der A-Stufe für das Jahr 2000 sind der Abbildung 5 zu entnehmen:

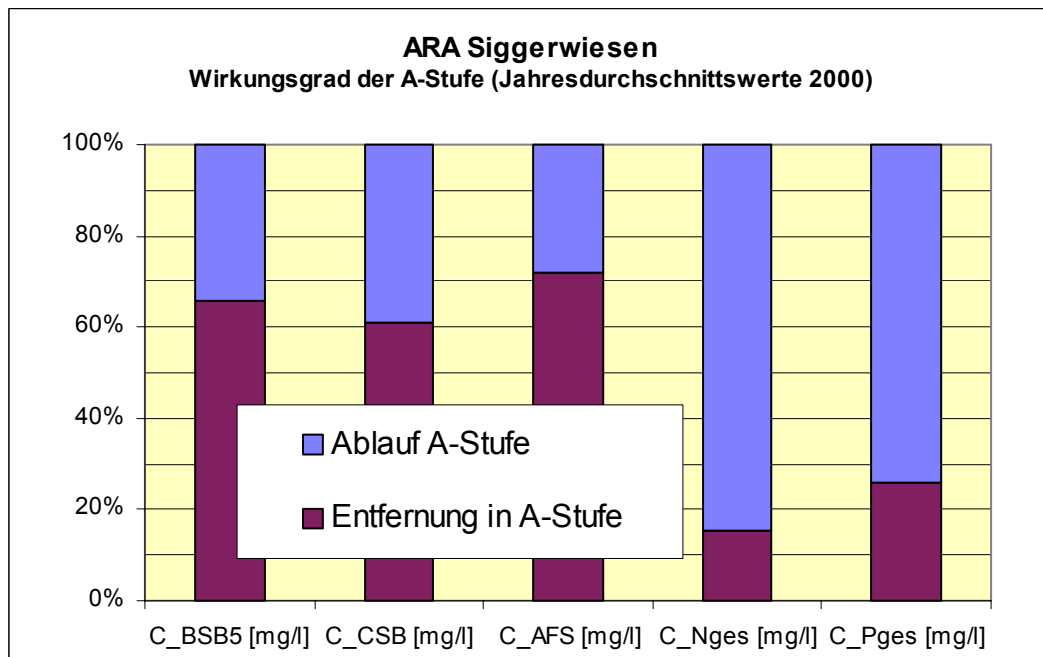


Abb. 5 – Wirkungsgrade der A-Stufe /Jahresdurchschnitt 2000)

ISF

Die Verschiebung der Abwasserzusammensetzung durch die A-Stufe (Vergleich Zulauf mit Ablauf der A-Stufe):

Tab. 2 – Abwasserzusammensetzung im Zu- und Ablauf der A-Stufe
(Jahresdurchschnitt 2000) ISF

	CSB/BSB ₅	BSB ₅ /N-ges	BSB ₅ /P-ges	BSB ₅ /AFS
Zulauf Belebung A	1,70	10,5	55,1	1,37
Ablauf Zwischenklärung	1,93	4,2	25,5	1,68

Als wesentlichste Aussage ist festzuhalten, dass trotz des hohen Wirkungsgrades der A-Stufe bezüglich CSB und BSB₅ das für die Denitrifikation in der nachgeschalteten Schwachlaststufe (B-Stufe) maßgebende Nährstoffverhältnis BSB₅/Nges (= BSB₅/TKN, da NOX im Ablauf der Zwischenklärung = 0 ist) nicht in einen ungünstigen Bereich verschoben wird.

Die Ursache ist in der vergleichsweise geringen N-Konzentration im Verhältnis zur BSB₅-Konzentration zu sehen.

Die einwohnerspezifischen Frachten im Kläranlagenzulauf (Probenahme nach den Rechen- und Sandfanganlagen) stellen sich für das Jahr 2000 wie folgt dar:

Tab. 3 – spezifische Frachten [g/E,d] im Zulauf der ARA (Jahresdurchschnitt 2000) ISF

	CSB	BSB ₅	AFS	N-ges	P-ges
Zulauf ARA (MWa / max.2-Wo-MW)	103/116	60/60	44/	5,6/6,0	1,1/1,1
Nach ATV A 131, 2000 (85%-Werte !)	120	60	70	11,0	1,8

Die für die Auslegung der Ausbaustufe 1b maßgebenden Frachten (maximaler 2-Wochen Mittelwert) wurden im Jahr 2000 erreicht.

Die Zwischenklärung wurde – wie oben erwähnt – in der Ausbaustufe 1b noch nicht erweitert, obwohl die hydraulische Belastung (Konsenswert) von 2.200 l/s auf 2.700 l/s bei Mischwasserzufluss angehoben worden ist. Bei Mischwasserzufluss steigt die Flächenbeschickung im Tagesmittel (!) auf Werte über $q_A = 5$ m/h und die Schlammvolumenbeschickung auf über $q_{SV} = 600$ l/m²,h an. Trotzdem bleibt der Gehalt an abfiltrierbaren Stoffen im Ablauf der Zwischenklärung – nahezu unabhängig von der Schlammvolumenbeschickung, die in einem Bereich von 100–600 l/m²,h im Tagesmittel schwankte – mit 40–150 mg/l weitgehend konstant; Einzelwerte liegen bei 250 mg/l. Nach Auswertung der „Stundenwerte“ sollen genauere Aussagen über die Leistungsfähigkeit der Zwischenklärbecken veröffentlicht werden, für die der Bemessungsansatz nach ATV A 131, 2000 nicht unmittelbar angewendet werden kann.

4.4.3 B-Stufe – Betriebserfahrungen

Die B-Stufe wurde von 8.900 m³ auf insgesamt 30.000 m³ in der Ausbaustufe 1b erweitert. Die 4 bestehenden Belebungsbecken konnten dabei ohne Änderung der maschinellen Ausrüstung und mit geringfügigen Änderungen an den Bauwerken (Ausbildung als Schlängelgraben) in das neue Konzept der Kaskadendenitrifikation integriert werden; die bestehenden Belebungsbecken bilden die Aerobzone der 2. Kaskade. Die Denitrifikationszone der Kaskade 2 und die Kaskade 1 wurden an der Ostseite der bestehenden Belebungsbecken neu errichtet. Die Denitrifikationszonen der beiden Kaskaden können jeweils von ca. 25 % stufenweise auf max. 50 % vergrößert werden; als Rührwerke sind Vertikalrührwerke installiert, die von einer Brücke abgehängt sind.

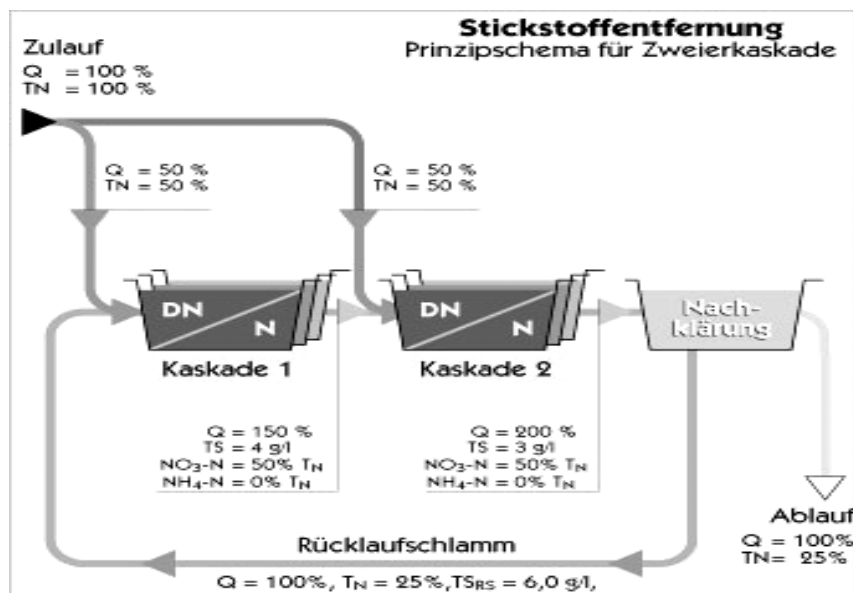


Abb. 6 - Zweierkaskade Prinzipschema

RHV

In Abbildung 6 ist das prinzipielle Verfahrensschema einer Zweierkaskade dargestellt, so wie es für die ARA Siggerwiesen in der Ausbaustufe 1b realisiert worden ist. Diese verfahrenstechnische Anordnung lag auch den halbtechnischen Versuchen 1991 zu Grunde, mit der Ausnahme, dass bei den halbtechnischen Versuchen noch eine interne Rezirkulation von jeweils 100 % je Kaskade betrieben wurde. Wie die Betriebsergebnisse der ersten großtechnischen Anlagen mit Kaskadendenitrifikation zeigten, kann auf die interne Rezirkulation verzichtet werden; eine Sauerstoffverschleppung in die DN-Zonen wird dadurch vermieden. Bei der ARA Siggerwiesen wurde keine interne Rezirkulation ausgeführt.

In der Ausbaustufe 2 soll eine dritte Kaskade errichtet werden, wobei sich dann die theoretische Denitrifikationsleistung (bei $RV = 100\%$ und gleichmäßiger Aufteilung des Zuflusses auf die 3 Kaskaden) von 75 % (Zweierkaskade) auf 83 % (Dreierkaskade) erhöhen wird.

Die Denitrifikationsleistung kann mit dem Rücklaufschlammverhältnis beeinflusst werden. Nach ATV A 131/2000 ist der Bemessung von Belebung und Nachklärung ein Rücklaufstrom von maximal $0,75 \times Q_m$ zu Grunde zu legen, wobei aus betrieblichen Gründen die installierte Förderleistung auf $1,0 \times Q_m$ ausgelegt werden sollte, was auch bei der Auslegung der Rücklaufschlammumpfen der ARA berücksichtigt wurde. Bei Trockenwetterzufluss kann damit die Denitrifikationsleistung über 75 % angehoben werden.

Die Betriebsergebnisse für das Jahr 2000 sind insgesamt sehr zufriedenstellend, wie den Abbildungen 7 und 8 zu entnehmen ist.

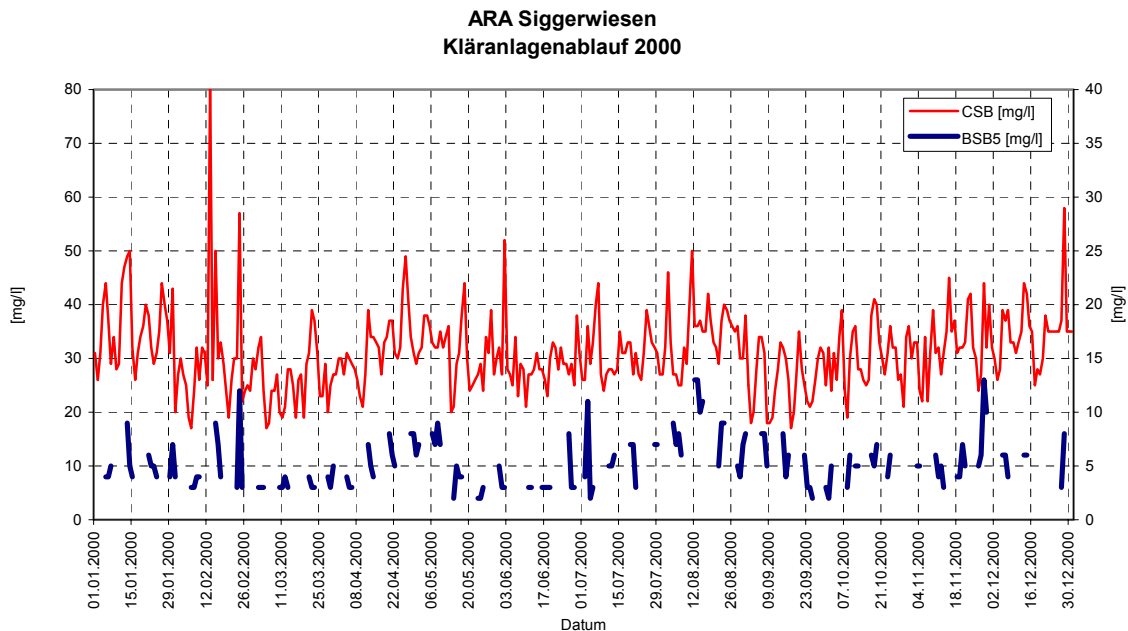
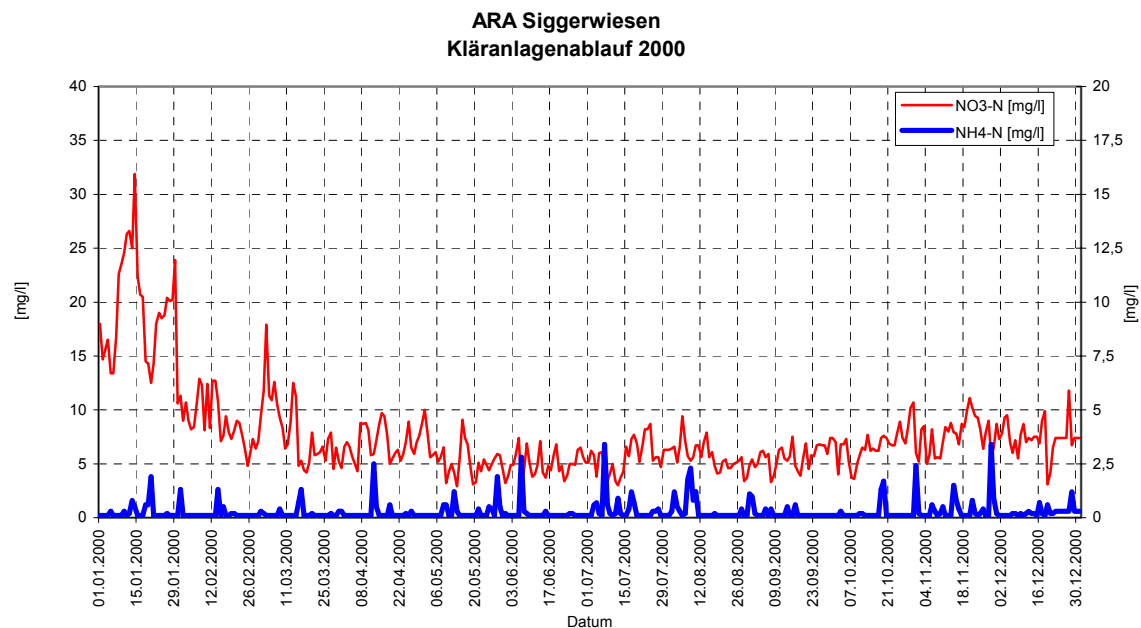


Abb. 7 – CSB- und BSB₅-Konzentration im KA-Ablauf (2000)

RHV,ISF

Abb. 8 – NO₃-N- und NH₄-N-Konzentration im KA-Ablauf (2000)

RHV, ISF

Der Abbildung 8 ist zu entnehmen, dass das ganze Jahr über – auch in der kalten Jahreszeit (ca. 10 °C Abwassertemperatur) – nicht nur eine stabile Nitrifikations- sondern auch Denitrifikationsleistung der Anlage gegeben ist. Spitzenbelastungen (als 2-Wochen Mittelwert) bis 620.000 E können auch in der kalten Jahreszeit (z. B. März 2000) ohne negative Auswirkung auf die Ablaufqualität abgearbeitet werden. Die erhöhten NO₃-Ablaufwerte zu Anfang des Jahres 2000 rühren daher, dass zufolge der negativen Erfahrungen mit der Blähschlammentwicklung während der kalten Jahreszeit in den vergangenen Jahren die maximale Denitrifikationskapazität nicht ausgenutzt wurde und die Beckenabschnitte der Kaskade 2, die für Nitrifikations- und Denitrifikationsbetrieb ausgerüstet sind, „prophylaktisch“ belüftet worden sind.

Mit der Ausbaustufe 1b werden nicht nur die aktuell gültigen Grenzwerte der ARA, sondern bereits – mit Ausnahme des Parameters Phosphor - die Grenzwerte der Ausbaustufe 2 (entsprechend der 1. AEV für kommunales Abwasser, 1996) eingehalten.

Zur simultanen P-Fällung wurde eine Löse- und Dosierstation für Grüneisensalz errichtet. Die Fällmitteldosieranlage ist seit Sommer 2000 in Betrieb. Die Eisensalzdosierung erfolgte bisher unter dem Gesichtspunkt der Betriebsoptimierung der automatisch arbeitenden Station. Laut Wasserrechtsbescheid ist „die Simultanfällung bis 04/2002 in Betrieb zu nehmen“.

Die ARA Siggerwiesen ist ein Beispiel dafür, dass unter bestimmten Randbedingungen – insbesondere einem günstigen C/N-Verhältnis im Rohabwasser - auch eine nach dem AB-Verfahren konzipierte Kläranlage zur weitergehenden Nährstoffelimination nach dem Stand der Technik angepasst werden kann. Selbst bei einem sehr hohen BSB₅-Wirkungsgrad von 65 % ist eine weitgehende Denitrifikation möglich.

Wegen der sehr günstigen N-Entfernungsleistung wurden bisher keinerlei Versuche unternommen, den Wirkungsgrad der A-Stufe zu limitieren, wie etwa ein Absenken des Schlammalters oder der O₂-Konzentration oder gar eine Teilumgehung der A-Stufe mit Rohabwasser.

Eine Vergleichsrechnung und Überprüfung der B-Stufe nach ATV A 131, 2000 (Abbildungen 9 und 10) zeigt, dass eine A-Stufe als Vorreinigungsstufe mit hohem BSB₅-Wirkungsgrad Vorteile gegenüber einer reinen Vorklärung aufweist. Dabei wurden mittlere Belastungsverhältnisse – wie sie im Jahre 2000 auf der ARA vorherrschten – angesetzt und nur der BSB₅-Wirkungsgrad der Vorreinigung variiert; das Beckenvolumen wurde gemäß aktuellem Ausbauzustand mit 29.700 m³ bei einem V_{DN}/V_{BB} -Verhältnis = 0,40 angesetzt. Zu beachten ist, dass trotz hohem BSB₅-Wirkungsgrad das N/C-Verhältnis in einem sehr günstigen Bereich (< 0,25) liegt.

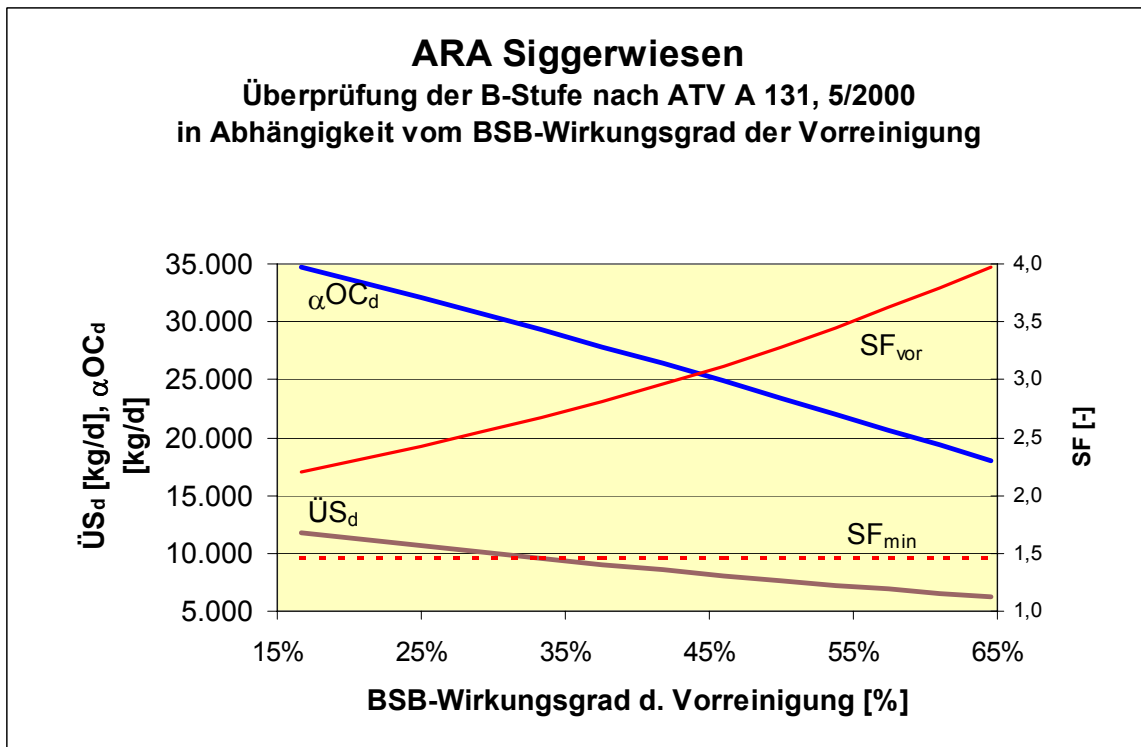


Abb. 9 – Vergleichsrechnung mit var. BSB₅-Wirkungsgrad der Vorreinigung

ISF

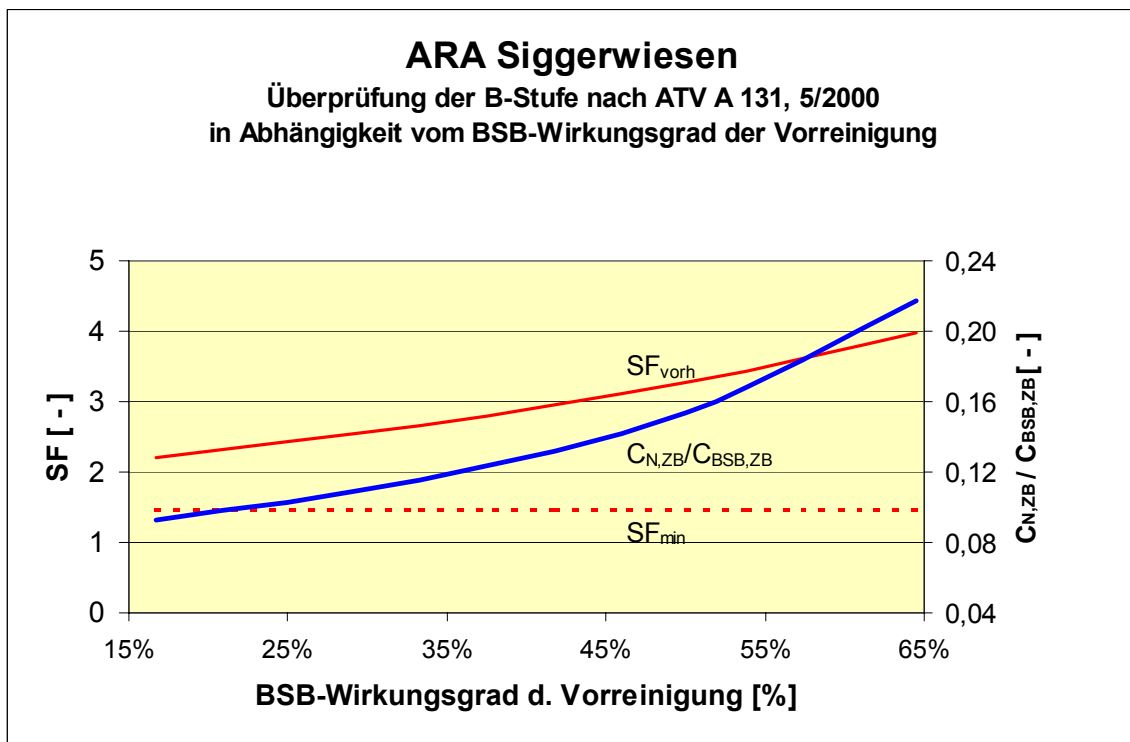


Abb. 10 – Vergleichsrechnung mit var. BSB₅-Wirkungsgrad der Vorreinigung

ISF

Den Abbildungen 9 und 10 ist zu entnehmen, dass mit steigendem BSB₅-Wirkungsgrad – bei sonst gleichen Zulaufverhältnissen - das vorhandene Schlammalter deutlich ansteigt (hier dargestellt in Form des Sicherheitsfaktors, der gemäß ATV A 131, 2000 (Glng. 5-3) in die Berechnung des Schlammalters eingeht). Die Überschussschlammproduktion sinkt entsprechend ab.

Bezüglich des O₂-Bedarfes ist mit wesentlichen Einsparungen zu rechnen; in diesem Beispiel reduziert sich der O₂-Bedarf (αOC_d) der B-Stufe von ca. 28.000 kg/d (bei $\eta_{BSB} = 35 \%$) auf ca. 18.000 kg/d (bei $\eta_{BSB} = 65 \%$). Bei einer Vorreinigung mittels einer A-Stufe ist der O₂-Bedarf der A-Stufe zusätzlich zu berücksichtigen!

Bei der ARA Siggerwiesen lag der Luftbedarf der A – Stufe im Jahr 2000 bei ca. 35 % des Luftbedarfes der B -Stufe (bei $\eta_{BSB,A\text{-Stufe}} = 65 \%$!).

5 Kosten

5.1 Investitionskosten

Die Gesamterrichtungskosten wurden mit 350 Mio. ATS veranschlagt. Nach Fertigstellung der Erweiterungsmaßnahmen der „Ausbaustufe 1b“ ergab sich eine Endabrechnungssumme von ca. S 297 Mio. ATS, was eine Kosteneinsparung von ca. ATS 53 Mio. (= 15 %) gegenüber den veranschlagten Kosten ergibt.

Die erzielten Einsparungen sind nicht auf eine Verminderung des Investitionsumfanges, sondern unter anderem auch auf die konjunkturelle Lage in der Bauwirtschaft zurückzuführen.

Die Investitionskosten für die Kläranlage betragen mit Stand Ende 1999 rd. 907 Mio. ATS, das sind ca. 26 % der Gesamtinvestitionen des Verbandes oder 1.463 ATS/EW₆₀. In der Abbildung 11 ist die gesamte Baukostenentwicklung seit der Gründung des Verbandes im Jahre 1974 zu ersehen.

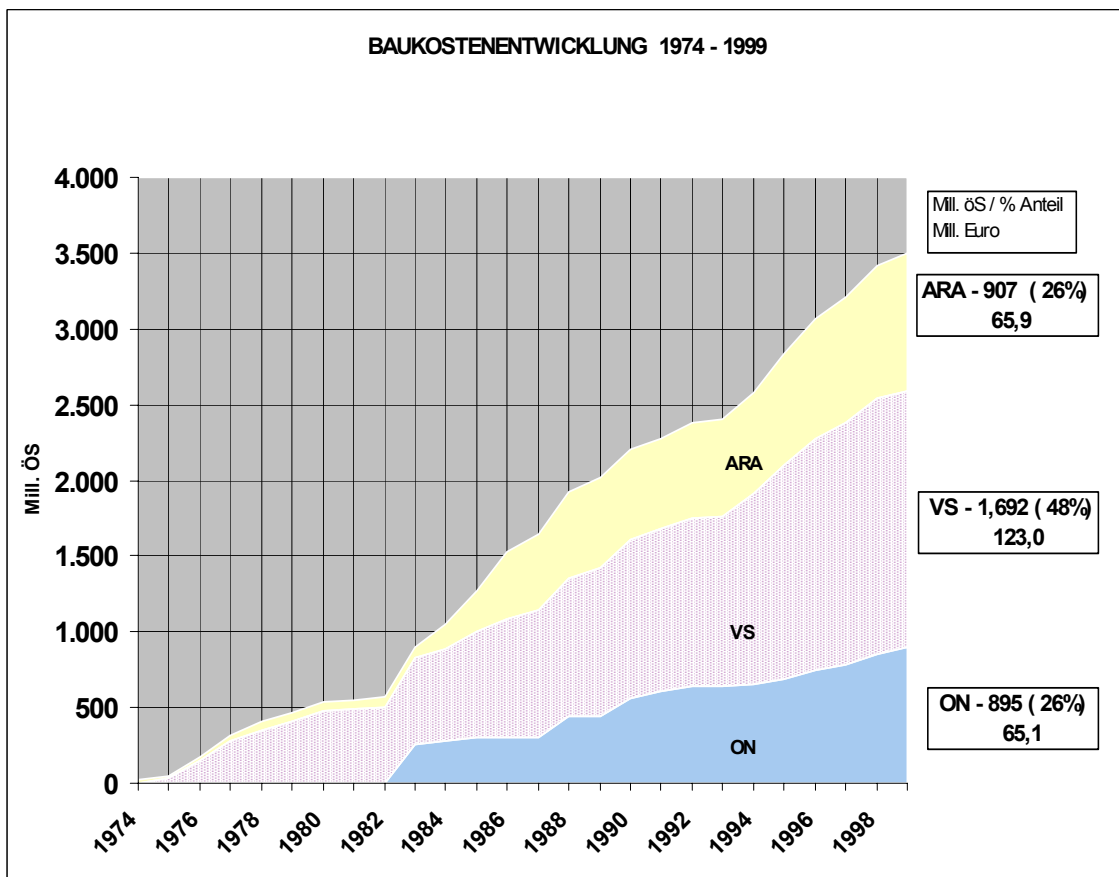


Abb. 11 - Gesamtkostenentwicklung 1974 – 1999

5.2 Personal- und Betriebskosten

Für die Betriebsführung der erweiterten Kläranlage konnte gegenüber anderen Prognosen (ATV, TU-Wien) mit dem vorhandenen Personal das Auslangen gefunden werden. Dies ist auf das sehr gute Ausbaukonzept mit Einbeziehung der Mitarbeiter in die Ausbauplanung und auf diverse operative Optimierungen zurückzuführen.

Tab. 4 - Personalstand RHV Salzburg, Stand Ende 2000

RHV

Betriebsleitung	1,5 Mannjahre
Kläranlage	24,3 Mannjahre
Labor	1,7 Mannjahre
Gesamtbetriebspersonal	27,5 Mannjahre

Personaleinstellungen werden grundsätzlich erst nach genauer Prüfung der Erfordernisse und der organisatorischen Notwendigkeit vorgenommen.

Tab. 5 - Spezifische Betriebskosten, Stand Ende 1999

RHV

Betriebskosten 1999	Kosten je Einwohner [ATS/(E*a)]	Kosten je m ³ Abwasser [ATS/m ³]
	[Euro/(E*a)]	[Euro/m ³]
Personalkosten	41,1	1,39
	3,0	0,10
Sonstige Betriebskosten	92,3	3,13
	6,7	0,23
Gesamtbetriebskosten	133,3	4,52
	9,7	0,33

6 Zusammenfassung

Die bisherigen Betriebserfahrungen mit der ausgebauten Kläranlage Salzburg-Siggerwiesen zeigen, dass AB-Anlagen unter bestimmten Randbedingungen durchaus in der Lage sind, Reinigungsleistungen entsprechend dem Stand der Technik (gemäß 1. AEV für kommunales Abwasser, 1996) auch bezüglich der Stickstoff-entfernung zu erbringen. Voraussetzung ist – wie bei anderen Anlagen auch - neben einer guten Anlagenkonzeption der Einsatz von qualifiziertem und motiviertem Betriebspersonal.

Die Kanalnetzbewirtschaftung und die Klärschlamm Entsorgung sind zwei wichtige Aufgaben für die nächsten Jahre, von denen wiederum wesentliche Rückwirkungen auf die Kläranlagenbetriebsführung erwartet werden.

Aufgrund der derzeitigen Wirtschaftssituation wird sich der Verband weiterhin intensiv bemühen, eine möglichst gleichmäßige Belastung der Gemeinden zu erreichen.

Für die Planungs- und Bauleistungen waren die Ingenieurkonsulenten Dipl. Ing. Schüffl – Dipl. Ing. Forsthuber mit dem Projektleiter Dipl. Ing. Lüftenegger und dem Bauleiter Dipl. Ing. Hochhauser verantwortlich. Durch das Fachpersonal des Verbandes erfolgte eine begleitende Planungs- und Projektüberprüfung sowie Bauüberwachung mit Einbringung von wertvollen Betriebserfahrungen bereits in die Planungsvorschläge.

Autoren:

Dipl. Ing. Josef Ablinger
Betriebsleiter
RHV Großraum Salzburg

Aupoint 15
5101 Bergheim
Tel.: 0662 – 46949-430
TF.: 0662 – 46949 – 15
e-mail: rhv@rhv-sab.at

Planung und Bauleitung:

Ing. Kons. Dipl. Ing. Schüffl – Dipl. Ing. Forsthuber
Projektleiter: Dipl. Ing. Franz Lüftenegger
Bauleiter: Dipl. Ing. Hermann Hochhauser
Julius Welsersstraße 15
5020 Salzburg
Tel.: 0662 – 434901
TF.: 0662 – 434901 – 8
e-mail: isfsfc@schfo.co.at

Anpassung an den Stand der Technik der Regionalkläranlage Linz-Asten der Linz Service Ges.m.b.H.

Peter Schweighofer

LINZ SERVICE GmbH

1 Historische Entwicklung des Konzeptes der Abwasserreinigung im Großraum Linz

1.1 Allgemeines

Ende der 60-er Jahre wurde von der Österr. Donaukraftwerke AG (DOKW) ein Rahmenplan für den wasserkrafttechnischen Ausbau der Donau für die Strecke Aschach-Ybbs vorgelegt. Dieser Plan sah die Errichtung eines Kraftwerkes im Bereich der Stadt Linz vor. Durch dieses geplante Kraftwerk bei Abwinden-Asten wurde das zu dieser Zeit bestehende Entwässerungssystem der Stadt-Linz und das der hier angesiedelten Großindustrie der freien Vorflut beraubt. Nach umfangreichen Untersuchungen wurde 1974 von den Stadtbetrieben Linz (SBL) ein Lösungsvorschlag vorgelegt, der einen Umleitungskanal für alle Linzer Abwässer und eine Einleitung nach biologischer Reinigung in das Unterwasser des Kraftwerkes Abwinden-Asten vorsah. Diese Entwässerung des Linzer-Großraumes in freier Vorflut wurde aus Sicherheitsgründen (Einstaufreiheit des Entwässerungssystems) gewählt und hat sich bisher bestens bewährt. Durch den Bau des Umleitungskanals wurde die Einbindung von insgesamt 23 Umlandgemeinden in die Abwasserentsorgung des Linzer-Großraumes (ca. 400 km²) möglich.

Neben dieser grundsätzlichen Entscheidung für die freie Vorflut des Entwässerungssystems, anstatt des Überpumpen in den Stauraum, stellte sich daneben auch die prinzipielle Frage wie die Reinigung, der in der Großindustrie anfallenden Abwässer zu bewerkstelligen sei.

1.2 Abwasserreinigungskonzept für den Großraum Linz inkl. Großindustrie Anfang der 1980-er Jahre

Die Anforderungen an die Abwasserreinigung zu diesem Zeitpunkt sahen eine weitgehende Reduktion der direkt sauerstoffzehrenden Substanzen (BSB₅ und CSB) im Abwasser vor. Es war also die Frage zu beantworten, ob und unter welchen Bedingungen die Abwässer des Chemiebetriebes, des Stahlwerkes und der Zuckerfabrik Enns entweder für sich alleine oder gemeinsam mit den kommunalen Abwässern gereinigt werden könnten.

Generell waren für die zu betrachtenden Industriebetriebe, Chemiewerk, Stahlwerk und Zuckerfabrik folgende Varianten zu betrachten:

- Voll(biologische) Reinigung der Abwässer in einer betriebseigenen Kläranlage und direkte Einleitung in den Vorfluter.
- Teil(biologische) Reinigung der Abwässer in einer betriebseigenen Kläranlage und Einleitung in die Regionalkläranlage.
- Ableitung der Abwässer in die Regionalkläranlage und gemeinsame Reinigung mit den kommunalen Abwässern.

Aufgrund grundlegender Überlegungen zur gemeinsamen Reinigung (gesamthaft ökonomisch günstigeren Kosten, stoffausgleichende Wirkung und erhöhte Sicherheit für den Vorfluter bei Abwasserstößen aus der Industrie, v.d.EMDE, 1980) und den Ergebnissen intensiver Voruntersuchungen (BEGERT, 1978a,b, BEGERT u. KANDLER, 1977) kam man zum Entschluß, das Konzept der gemeinsamen Reinigung von industriellen und kommunalen Abwässern umzusetzen. Dazu waren bei den einzelnen Industrien gewisse Maßnahmen notwendig:

Chemiewerk:

Bau getrennter Kanalsysteme für die Sammlung der organisch belasteten und nicht belasteten Abwässer. Bau eines Fließmischbeckens zur Neutralisation und eines Puffer- und Rückhaltebeckens, sowie Einbindung in den neu zu bauenden Umleitungskanal.

Stahlwerk:

Auflassung der Entphenolungsanlage, Beibehaltung der Stripper- und Schwefelsäureanlage, permanente Abgabe von 10 % unbehandelten Abwassers zur Adaptation des Belebtschlammes sowie Bau einer Druckrohrleitung direkt in den Zulauf zur biologischen Stufe der Regionalkläranlage.

Zuckerfabrik:

Bau einer anaerob-aeroben Vorbehandlungsanlage sowie Bau einer Druckrohrleitung direkt zur Regionalkläranlage.

1.3 Ergebnisse der gemeinsamen Reinigung des Großraumes Linz - aufgetretene (Betriebs)probleme:

Das gewählte Konzept der gemeinsamen biologischen Behandlung der kommunalen und industriellen Abwässer des Großraumes Linz hatte sich im Betrieb bewährt. Der biologische Abbau der organischen Abwasserinhaltsstoffe der Großindustrie war stabil und so weitgehend, so daß die wasserrechtlich geforderten Ablaufwerte gesichert eingehalten werden konnten.

Trotz des grundsätzlichen Funktionierens der gemeinsamen biologischen Reinigung traten spezielle, auf die Einleitung der Industrieabwässer zurückzuführende Betriebsprobleme auf.

Bei Stillstand der Schwefelsäureanlage im Stahlwerk und der Ableitung des unbehandelten Starkwassers zur Regionalkläranlage, kam es aufgrund des hohen Cyanidgehaltes zu starken Geruchsentwicklungen mit Gefährdung des Kläranlagenpersonals durch Blausäuregas. Die Lösung dieses Problems konnte durch eine Cyanidfällung mittels Zugabe von Eisensulfat in das Abwasser des Stahlwerkes gelöst werden. Jedoch führt der dabei gebildete Fällschlamm in der Schlammfäulung zu einem merklich geringeren Gasanfall.

Ferner gab es durch die industriellen Abwassereinleitungen immer wieder zu Geruchsprobleme. Durch eine Überdeckung der Belebungs- und Vorklärbecken und nachfolgender Abluftbehandlung konnte dieses Problem weitgehend in den Griff bekommen werden.

Nicht eindeutig zuordenbar war die zeitweise starke Schaumentwicklung auf den Belebungsbecken, die vielfach nur durch Reduktion der Belüftung und Verringerung des Schlammgehaltes beherrscht werden kann.

Durch teerig-bituminöse und fasrige Abwasserinhaltsstoffe kam es zu starken Verlegungen der eingesetzten Mischstrahldüsenbelüftung, die eine oftmalige Wartung und Reinigung, bzw. zum Ersatz der Düsen führten.

Neben diesen oben erwähnten Betriebsproblemen führte vor allem die nach heutigen Maßstäben zu seichte Konstruktion der Nachklärbecken (Randwassertiefe 2,0 m) in Verbindung mit zeitweise hohem Schlammindex (150 – 250 ml/g) bei Mischwasserereignissen zu kaum verhinderbarem Schlammabtrieb.

Die Indirekteinleiterstruktur änderte sich im Laufe der Zeit. So fiel die Zuckerfabrik weg, zusätzlich wurde eine saisonweise Fruchtsaftproduktion, eine nahegelegene Papierfabrik, ein Lackeproduzent sowie weitere Nachbargemeinden mit eingebunden.

Konsensüberschreitungen des Chemiewerkes führten dazu, daß mit dem Jahre 1989 dem Chemiewerk eine eigene innerbetriebliche biologische Vorreinigungsanlage (BAV) zum Abbau der organischen Kohlenstoffverbindungen vorgeschrieben wurde. Diese Vorreinigungsanlage ging im Jahre 1991 in Betrieb.

2 Stand der Anlage vor der Anpassung an den Stand der Technik

2.1 Auslegung der Regionalkläranlage 1980

Der Bemessung der zu bauenden biologischen Stufe (nach Vorklämung) wurde eine Belastung von 44 tBSB₅/d zugrunde gelegt und sie wurde auf Kohlenstoffabbau (ohne gezielte Nährstoffentfernung) ausgelegt (B_R-BSB₅ = 1,0 kg/m³*d). Die Anteile der Industrie wurden dabei mit 6 tBSB₅/d für das Chemiewerk, mit 3 tBSB₅/d für das Stahlwerk und während der Kampagne

8 tBSB₅/d für das biologisch vorgereinigte Abwasser der Zuckerfabrik angesetzt. Die Kommune selbst, wurde mit ca. 27 tBSB₅/d ermittelt.

Als Ablaufwerte bei Trockenwetter waren 20 mg BSB₅/l im Jahresmittel und 25 mg BSB₅/l in 85 % der Fälle einzuhalten. Die Regionalkläranlage Linz-Asten ging im Jahre 1982 vollständig in Betrieb.

2.2 Technische Anlagenbeschreibung

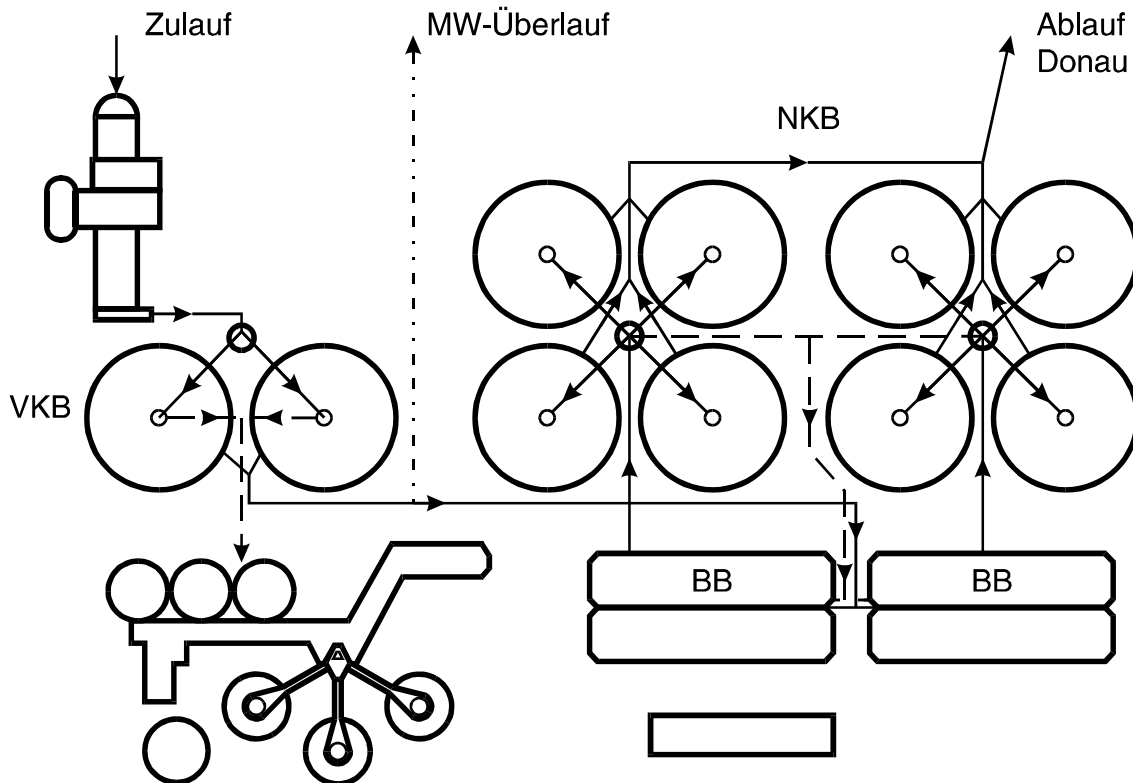


Abbildung 1: Lageplan der RKL-Asten nach Inbetriebnahme 1982.

Ausbaugröße:

Mechanische Reinigungsstufe	750.000 EGW
Biologische Reinigungsstufe	850.000 EGW
Schlammbehandlung	700.000 EGW

Abwassermengen:

Trockenwetterzufluss	Q _{TW} 2,2 m ³ /s
Maximaler Regenwetterzufluss	Q _{RW} 8,8 m ³ /s
Maximaler Zufluss der biologischen Stufe	Q _{BIO} 4,4 m ³ /s

Schmutzfracht:

Bemessungswert	44.000 kg BSB ₅ /d
----------------	-------------------------------

Anlagen:a) *Mechanische Reinigungsstufe*

<i>Schneckenpumpwerk:</i>	
4 Förderschnecken	à 2,2 m ³ /s
Gesamtleistung	8,8 m ³ /s
Durchschnittliche Förderhöhe	4,0 m
<i>Rechen:</i>	
4 Grobrechen	10 cm Spaltbreite
4 Feinrechen	2,5 cm Spaltbreite
<i>Sandfang:</i>	
4 Sandfangbecken 30 m lang	à 135 m ³
<i>Vorklärung:</i>	
Absatzbecken (2 Becken) mit je 54,6 m Außendurchmesser	
Gesamtinhalt	13.800 m ³
Aufenthaltszeit Q _{TW}	1,74 h
Aufenthaltszeit Q _{RW}	0,44 h

b) Biologische Reinigungsstufe

Belebungsbecken:	
4 Becken, Außenabmessungen	91,7 x 20,2 m
Wassertiefe	7,5 m
Inhalt je	11.000 m ³
zusammen	44.000 m ³
Rücklaufschlammumpen in den Belebungsbecken:	
24 Pumpen mit je	18,5 kW
Belüftung:	
Düsenstrahlbelüftung, Lufteintrag	40.000 m ³ Luft/h
Aufenthaltszeit im Belebtschlammbecken:	
je nach Belastung	3 - 6 h
BSB ₅ -Raumbelastung B _R	1,0 kg BSB ₅ /m ³ .d
Schlammbelastung B _{TS}	0,3 kg BSB ₅ /kg.d
Maschinenhaus 1:	
1 Gasmotor 750 kW mit 1 Turboverdichter	26.000 m ³ /h
2 Gasmotore 550 kW mit je 1 Turboverdichter	32.000 m ³ /h
2 Gasmotore mit je 1 Stromgenerator 550 kW	
Nachklärbecken:	
8 Becken mit je 54,6 m Außendurchmesser	á 8.750 m ³
Gesamtinhalt	70.000 m ³
Aufenthaltszeit im Nachklärbecken je nach Belastung	3,47 - 6,64 h

c) Schlammbehandlung:

2 Stk. Voreindicker	á 1.500 m ³
3 Stk. Faulbehälter	á 10.400 m ³
Aufenthaltszeit	30 d
Faulgasanfall	12.000m ³ /d
Faulschlammmenge	800 m ³ /d

3 Anpassung an den Stand der Technik**3.1 Allgemeines**

Die Anpassung der RKL-Asten an den Stand der Technik vollzog sich in mehreren Schritten, wobei die Linz Service GmbH unter Anpassung an den Stand der Technik nicht nur die durch die WRG-Novelle 1990 erforderliche Anpassung an den „klärtechnischen“ Stand der Technik, sondern auch Anpassungen an den Stand der Technik aus betrieblichen und verfahrenstechnischen Gründen versteht. So war es zum Beispiel auf der Schlamm Entsorgungsseite notwendig weitreichende Maßnahmen zu ergreifen (1993 – 2000).

Die Anpassung der biologischen Stufe RKL-Asten aufgrund der Forderungen der WRG-Novelle 1990 nahm aufgrund der speziellen örtlichen Gegebenheit des hohen Industrieabwasseranteiles und durch die dadurch hervorgerufenen Probleme auf Seite der Abwasserreinigung (Nitrifikationshemmung) einen relativ langen Zeitraum in Anspruch.

Wie bei der Konzeption der bestehenden Anlage konnte auch die Erweiterung der biologischen Stufe nur im Gleichklang mit Maßnahmen bei den maßgeblichen Industrieeinleitern vorgenommen werden. Aufgrund der zeitlich unterschiedlich gestaffelten WR-Bescheide der RKL und der maßgeblichen Industriebetriebe konnte erst vor einigen Jahren ein Entscheidung über ein gesamthaft sinnvolles Abwasserreinigungskonzept für den Großraum Linz und Umgebung herbeigeführt werden.

Die Umsetzung des Ausbaues der biologischen Stufe der RKL befindet sich zur Zeit kurz vor der Fertigstellung. Davor (1997 – 1998) wurden bereits die bestehenden Nachklärbecken aufgehöhht und eine mechanische Überschußschlammeindickung gebaut.

Die Maßnahmen der relevanten Industriebetriebe (Erweiterung der biologischen Stufe im Chemiapark bzw. Erweiterung der Ammoniakstrippung bei der Kokerei) wurden mit Oktober 2000 fertiggestellt und Betrieb genommen.

Zeitgleich mit dem Ausbau der biologischen Stufe wird der Kläranlagenaltbestand an den Stand der Technik angepaßt. Hier werden vor allem mit Maßnahmen im Bereich der EMSR – Technik (Prozeßleitsystem) und der Energiewirtschaft (Mittelspannungsring, Ersatz alter Gasmotore, Aufbau eines Mischgasnetztes, Energie- und Lastmanagement) Schwerpunkte gesetzt. Ergänzend werden noch einige verfahrenstechnische Verbesserungen, wie Ersatz alter Feinrechen und Erweiterung der Wärmetauscherkapazität im Bereich der Faulung vorgenommen.

4 Maßnahmen auf Seite der Klärschlamm Entsorgung

Bau einer Schlammwässerungsanlage (1993 - 1994)

und Bau einer Klärschlammmonodeponie (1995 - 2000)

Entsprechend des technischen Standards um 1980 und der stark von der Industrie beeinflußten Klärschlammqualität wurde die Schlamm Entsorgung der Regionalkläranlage Asten über foliengedichtete Flüssigschlammteiche, die zur Eindickung und Lagerung des anfallenden Schlammes dienen konzipiert. Aufgrund der absehbaren zeitlichen Begrenztheit dieses Entsorgungsweges wurde Mitte der 80-er Jahre nach Alternativen gesucht und eine mögliche Alternative wurde mit dem sogenannten „Aupolder“ entwickelt. Es handelt sich dabei um Klärschlammvererdungsbecken mit Schilfbesatz, die in den nahegelegenen Donauauen angelegt wurden. Nach anfänglichen Betriebsproblemen, es konnte keine stabile Schilfpopulation aufgebaut werden, wurde 1990 ein Botaniker zugezogen, dem es gelang die Population des Schilfes zu stabilisieren und eine geeignete Betriebsweise zu erarbeiten. Mit der mittlerweile jahrelang erprobten Betriebsweise des Aupolders erfolgt eine sehr

weitgehende Entwässerung (ca. 30 bis 40 % TS) (LENGLACHNER et al., 1993) und eine weitere Mineralisation der organischen Schlammfrachten. Die vorhandene Aupolderkapazität reicht jedoch nur um ca. 10 % der durchschnittlichen anfallenden Klärschlammfracht von 14.000 toTS/a während der Vegetationsperiode (Juni bis Oktober) zu behandeln.

Trotz intensiver Bemühungen um weitere Grundstücke in näherer Umgebung für weitere Klärschlammvererdungsbecken gelang es jedoch nicht solche anzukaufen.

Es war daher notwendig sich eine weitere Alternative für die Klärschlamm Entsorgung zu überlegen. So wurde 1993 beschlossen, auf dem Kläranlagengelände im Bereich der bestehenden Flüssigschlammteiche eine Klärschlammmonodeponie zu errichten.

Dazu war es vorerst notwendig ca. 1/3 der vorhandenen Flüssigschlammteiche zu räumen, den Klärschlamm zu entwässern, zwischen zu lagern um anschließend die Deponie bauen zu können.

Um die Entwässerung des gelagerten Klärschlammes bewerkstelligen zu können wurde auf dem Kläranlagengelände eine vierstraßige Membrankammerfilterpresse zur Schlammmentwässerung gebaut.

Beide Vorhaben wurden 1993 abfall- und wasserrechtlich genehmigt.

Mit Herbst 1994 konnte die neue Schlammmentwässerungsanlage in Betrieb genommen werden. Ab diesem Zeitpunkt wurde in einem Zweischichtbetrieb der durch die Räumung der alten Schlammteiche (ca. 25.000 toTS im Zeitraum 1994 bis 1997) und der aus der Kläranlage anfallende Klärschlamm von 10.000 bis 12.000 toTS/a (exkl. Schlamm auf Aupolder) entwässert und auf der Hausmülldeponie der Stadt Linz als Material zur Oberflächenabdichtung verwendet.

Durchgeführte Versuche mit unterschiedlichen Zuschlagstoffen zur Schlammkonditionierung erbrachten, daß nur mit einer Kalk – Eisendreiechlorid – Konditionierung der im Deponiebescheid geforderte Trockensubstanzgehalt von 40 % erreicht werden kann.

Techn. Daten Membrankammerfilterpressen:

4 Membranfilterpressen, Durchsatzleistung	max. 2.000 m ³ /d mit 4 %TS
Plattengröße	1,5 m x 1,5 m
Plattenanzahl	4 x 115
Pressenvolumen	6,2 m ³
Eisen-III-Chlorid, Kalkkonditionierung	
Endfeststoffgehalt	40 % TS

Nach der mühevollen Räumung der alten Schlammteiche konnte 1995 im Frühjahr mit dem Bau der Klärschlammmonodeponie begonnen werden. Die Untergrundverhältnisse vor Ort stellen sich so dar, daß unter den Donaubeleitschottern in ca. 13 – 15 m Tiefe der faktisch wasserundurchlässige Schlier ansteht. Das genehmigte Deponieprojekt sah daher als erste Abdichtungsmaßnahme eine 60 cm starke Dichtwand, die 5 m in den Schlier einbindet (H. BRANDL, 1998) und als zweite Dichtungsmaßnahme eine bituminöse Dichtwanne mit oberliegender Drainage vor. Aufgrund eines Vorschlages des geologischen Amtsgutachters Univ. Prof. Brandl, TU-Wien, wurde für den zweiten Dichthorizont ein neuartiges Material als Ersatz für die bituminöse Decke eingebaut. Es handelt sich dabei um das Rauchgasreinigungsprodukt „REALIT“ des Kraftwerkes Dürnrohr (H. BRANDL und Th. MACHO, 1998). Dieses Gipsprodukt bindet unter Wasserzugabe zu einem langzeitstabilen und dichten ($k = 5 \cdot 10^{-9}$ bis 10^{-10} m/s) Material ab. Der Vorteil des Materials ist vor allem in seinem günstigeren Preis zu sehen, ein Nachteil im gegenständlichen Fall war allerdings, daß das Material aus einem kalorischen Kraftwerk kam, welches nur im Winter bei Niederwasser der Donau dementsprechende Mengen REALIT (20 – 25 to / d) lieferte. Da der Einbau des abgemischten Materials einerseits bei niederschlagsfreiem Wetter erfolgen muß (genaues Einhalten des Wassergehaltes) und andererseits frostempfindlich ist (was teilweise durch den Einbau einer Opferschichte von 5 cm kompensiert werden konnte) kam es zu

mehreren Bauverzögerungen, so daß die Fertigstellung der Deponieabdichtung erst mit Feb. 2000 erfolgte. Der erste Schüttabschnitt der Deponie konnte jedoch schon im Herbst 1997 in Betrieb genommen werden.

Mit Mitte 2000 wurden die letzten Restarbeiten erledigt und die Deponie steht zZ knapp vor der technischen Kollaudierung. Der Betrieb der Deponie ist vorerst bis 2010 genehmigt.

Diese Vorhaben auf der Seite der Schlammensorgung stellen die ersten wesentlichen Maßnahmen für die Anpassung an den Stand der Technik dar.

5 Anpassung der biologischen Stufe an den Stand der Technik

5.1 Bau einer mechanischen Überschußschlammeindickung (1997 – 1998)

Als eine erste Maßnahme im Sinne der Anpassung an den Stand der Technik wurde in den Jahren 1997/1998 eine mechanische Überschußschlammeindickung errichtet. Bis zur Errichtung der MÜSE wurde der Überschußschlamm über die Vorklärbecken abgezogen und über die Voreindicker in die Faultürme verbracht. Bei schlechtem Schlammindex war mit dieser Form des Überschußschlammabzuges und der Auflage im Mischwasserfall bis zu $8,8 \text{ m}^3/\text{s}$ über die Vorklärung und $4,8 \text{ m}^3/\text{s}$ in die Biologie zu nehmen eine Wiederbeimpfung der Biologie mit Blähschlamm nicht auszuschließen. Durch den Bau der MÜSE sollte vorrangig dieser Schlammkreislauf unterbrochen werden. Zusätzlich sollte mit dieser Maßnahme der Grundstein für eine künftige hydraulische Entlastung der Faulung und damit Erhöhung der Faulzeit gelegt werden. Dieser Effekt kommt jedoch erst nach der Inbetriebnahme der RS-Regelung mit April 2001 voll zu tragen. Bis dahin wird durch das alte vorhandene Belüftungssystem der Mischstrahldüse und des dafür benötigten hohen Rücklaufschlammstromes als Treibwasser ein zu hohes Rücklaufschlammverhältnis gefahren, um damit auf der MÜSE eine optimale TS im eingedickten Schlamm zu erhalten.

Technische Daten

4 Bandeindicker, Durchsatzleistung	max. 550 m ³ /d mit 0,4 % TS
Endfeststoffgehalt	5 – 7 % TS
Pulver- oder Flüssigpolymerdosierung	3- 4 kg Wirksubstanz pro toTS.

5.2 Umbau - Aufhöhung der Nachklärbecken (1997 – 1998)

Wie bereits erwähnt waren die alten Nachklärbecken eine Schwachstelle, die vor allem bei Mischwasser zu Schlammabtrieb führte. Die Ursache lag einerseits in der Form des Aufteilungsbauwerkes, welches als ringförmiges Verteilbauwerk mit Dükerleitungen zu je vier Nachklärbecken konzipiert war. Durch diese Form der hydraulischen Aufteilung wurde bei erhöhten Abwassermengen ein bestimmtes Nachklärbecken mit bis zu 50 % und mehr der Gesamtmenge beaufschlagt, was auch aufgrund der flachen Bauweise (Randwassertiefe 2,0 m) unweigerlich zu Schlammverlusten führen mußte. Da für den Ausbau der Belebungsbecken noch keine endgültige Lösung gefunden war, wurde der Umbau der Nachklärbecken vorgezogen.

Aufgrund der vorhandenen Konstruktion des ringförmigen Aufteilungsbauwerkes und der ungleichen hydraulischen Aufteilung wurde entschieden, jedes Nachklärbecken mit einer eigenen regelbaren Pumpe zu beschicken. Damit konnte eine gleichmäßige Belastung der Nachklärbecken gewährleistet werden. Ergänzend wurden die Nachklärbecken so weit aufgehört (1,0 m), daß damit ein freier Rücklauf des Rücklaufschlammes auch in die neuen Belebungsbecken gewährleistet wird.

Die vorhandenen Mittelbauwerke wurden in der Form modifiziert, daß das bisher nach unten hin offene Mittelbauwerk durch einen eingehängten Stahl“prall“teller abgeschlossen wurde und damit der Abwasserschlammstrom von der Vertikale in die Horizontale umgelenkt wird. Eine in einigen Nachklärbecken angeordnete obere Umlenkplatte (vgl. Abb. 3) erzeugte einen

Düseneffekt und verlagerte den Flockungsraum in das Nachklärbecken selbst, was bei hohen Wassermengen zu einen trübere Ablauf führt. Untersuchungen sollen zeigen, ob durch Einhängen eines mitfahrenden Trennwandzylinders, ein erweiterter Flockungsraum geschaffen werden kann.

Durch das Aufhöhen des Innenringes der bestehenden Nachklärbecken war es auch möglich eine getauchte Ablaufkonstruktion zu integrieren, die einen Rückhalt von Schwimmschlamm erlaubte. Die Schwimmschlammräumung wurde durch eine auf dem Wasserspiegel mitschwimmende Archimedische Schraube gelöst. Diese Konstruktion funktioniert zur vollsten Zufriedenheit. Und es wird auch überlegt diese Form der Schwimmschlammräumung in den alten Belebungsbecken einzusetzen, da diese jeweils einen getauchten Ablauf zu den Nachklärbecken haben und somit zwangsläufig als Schaum-/Schwimmschlammfalle funktionieren und ein Entfernen des Schwimmschlammes aus dem System damit nicht möglich ist. Beim Bau der neuen Belebungsbecken wurde hingegen auf eine freie Durchgängigkeit des Schwimmschlammes geachtet.

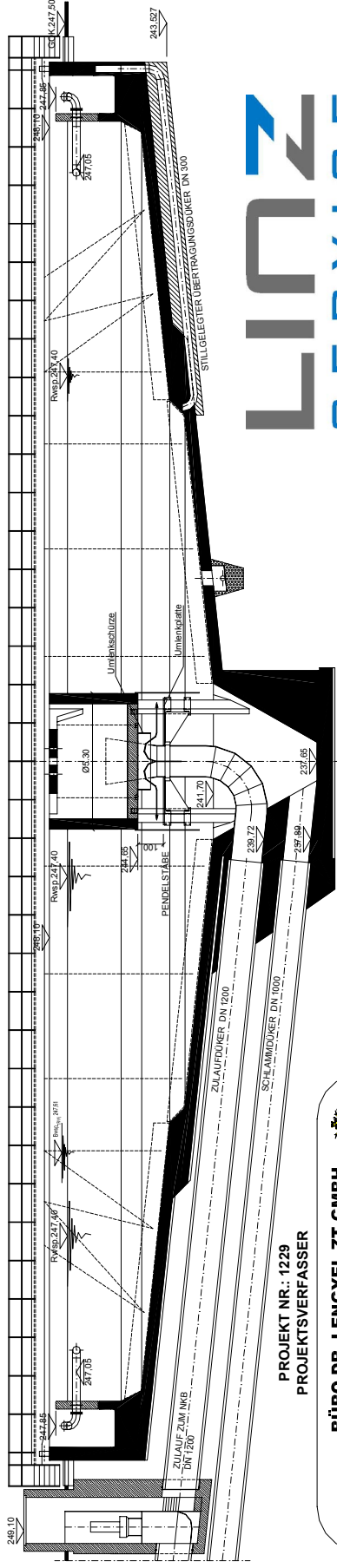
Tabelle 2: Technische Daten/ Bemessung

Anzahl Becken	Stk	8
Beckendurchmesser	m	52
Tiefe 2/3-Punkt	m	3,9
Randwassertiefe MW	m	3,0
Q_{\max}	(l/s)	600
qA	(m/h)	1,03
qSV	(l/m ² .h)	400
ISV	(ml/g)	110

Mit Inbetriebnahme der letzten umgebauten Nachklärbecken im Herbst 1998 konnte der Schlammrückhalt in Kombination mit dem durch die MÜSE verbesserten Schlammindex entscheidend verbessert und somit an den Stand der Technik angepaßt werden.

REGIONALKLÄRANLAGE LINZ ASTEN

NACHKLÄRBECKEN SCHNITT DURCH ZULAUFDÜKER



LINZ SERVICE

PROJEKT NR.: 1229
PROJEKTVRFASSER

BDL
GEBELLSCHWARTZBERG 10
1040 WIEN
TEL.: +43 1 799 24 00 0
FAX: +43 1 799 24 00 1
WWW.BDL-AT.AT

BÜRO DR. LENGYEL ZT GMBH
A-1030 WIEN, Fasangasse 25, Tel.: +43 1 799 24 00 0, Fax: +43 1 799 24 00 1
KULTURTECHNIK UND WASSERWIRTSCHAFT
MASCHINENBAU (VERFAHRENSTECHNIK)
GEBELLSCHWARTZBERG 10
1040 WIEN
TEL.: +43 1 799 24 00 0
FAX: +43 1 799 24 00 1
WWW.LENGYEL-AT.AT

WIEN, FEBRUAR 2001

file:me: 1229_010_schnitt

Abbildung 3: Querschnitt durch umgebautes Nachklärbecken

5.3 Ausbau der biologischen Stufe und Umbau der bestehenden Belebungsbecken (1999 – 2001)

5.3.1 Grundlagen des Ausbaues

Sieben Jahre nach Inbetriebnahme der Regionalkläranlage wurde im Jahre 1989 dem Betreiber der Regionalkläranlage Linz-Asten von der Wasserrechtsbehörde vorgeschrieben, ein Projekt hinsichtlich Anpassung an die technisch wasserwirtschaftliche Entwicklung vorzulegen. Diese Anforderungen zielten speziell auf die damals noch neuen Anforderungen bezüglich Stickstoffentfernung ab.

Aufgrund der vom üblichen kommunalen Abwasser abweichenden Zusammensetzung des Linzer Abwassers wurde beschlossen, direkt vor Ort auf der Regionalkläranlage Linz-Asten halbtechnische Pilotversuche zur "Anpassung der Regionalkläranlage Linz-Asten an die technischen wasserwirtschaftlichen Anforderungen" durchzuführen. Entsprechend der Anforderungen nach einer gesicherten Nitrifikation und ganzjähriger Stickstoffentfernung lag der Schwerpunkt auf der Untersuchung dieser Fragestellungen. Die Versuche wurden mit Herbst 1990 begonnen.

Dieses Pilotversuche vor Ort zeigten sehr rasch, daß zu dem damaligen Zeitpunkt eine vollständige Nitrifikationshemmung vorlag. Es wurde daraufhin ein Untersuchungsprogramm zur Identifikation und Bewertung der Relevanz von nitrifikationshemmenden Einleitungen in das Linzer Kanalnetz gestartet. Vermutet wurde zu diesem Zeitpunkt, daß die Großindustrie im Linzer Großraum die Versursacher dieser Nitrifikationshemmung waren. Das gestartete Untersuchungsprogramm ging jedoch systematisch mit Hilfe einer Aufstromsuche im Kanalnetz vor, um jeden möglichen Einfluß zu erfassen. Eine genaue Beschreibung der Vorgehensweise und Methodenentwicklung findet sich bei SCHWEIGHOFER (1998).

Zusammenfassend erbrachte die Unersuchung auf nitrifikationshemmende Stoffe im Linzer Kanalnetz, daß zwei Großindustriebetriebe, Chemiepark und Stahlwerk/Kokerei, nitrifikationshemmende Stoffe einleiten. Ein weiterer Untersuchungsschritt erbrachte, daß die nitrifikationshemmende Wirkung des Kokereiabwasser vollständig und das Abwasser des Chemieparkes teilweise

biologisch entgiftbar ist. Somit wurde der Chemiapark als maßgeblicher Einleiter nitrifikationshemmender Stoffe ermittelt.

Zwischenzeitlich (1991) ging die aufgrund der Frachtüberschreitungen vorgeschriebene biologische Vorreinigungsstufe des Chemiaparkes in Betrieb. Nach Inbetriebnahme dieser Vorreinigung konnte eine partielle Nitrifikation in den Versuchsanlagen vor Ort erreicht werden. Diese teilweise Nitrifikation ermöglichte es auch Methoden zur Berechnung des Ausmaßes der vorhandenen Nitrifikationshemmung (Abb. 4) zu entwickeln (NOWAK und SVARDAL, 1993, NOWAK et al, 1994 und SCHWEIGHOFER 1998) und die theoretische Auswirkung auf die Bemessung von Belebungsanlagen unter Berücksichtigung der Hemmung (Abb. 5) zu untersuchen (SCHWEIGHOFER, 1996, 1998).

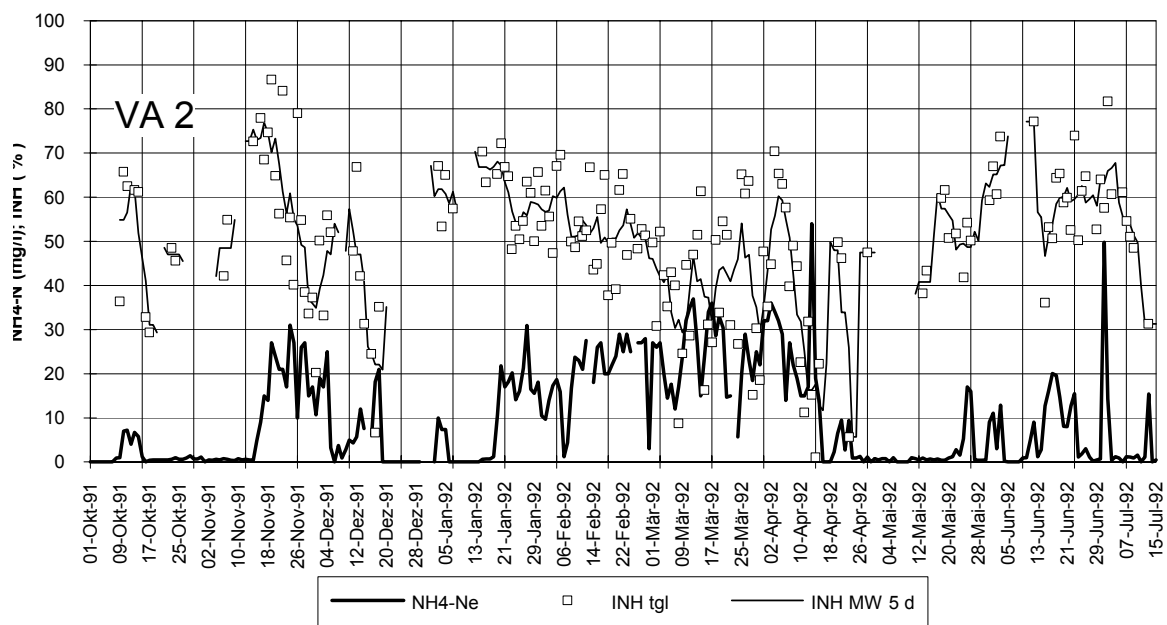


Abbildung 4: Verlauf der Hemmung (INH) der aktuellen maximalen Wachstumsraten für die VA 2 (SCHWEIGHOFER, 1998)

- Erforderliches aerobes Schlammalter unter Berücksichtigung des Sicherheitsfaktors gegen Auswaschen: (SCHWEIGHOFER, 1998)

$$t_{TS_{aer}} = SF_{ausw} \frac{1}{\mu A * (1 - INH) - bA_{aer} - bA_{anox} * \frac{V_{BB} - V_N}{V_N}}$$

Für eine angenommene Bemessungstemperatur von 10 °C und einem, aus den Betriebsdaten ermittelten $SF_{\ddot{u}}$ von 1,60, ergibt sich bei einem Verhältnis von $V_N/V_{BB} = 0,67$ die in der nachfolgenden Graphik dargestellte überproportionale Abhängigkeit des aeroben Schlammalters von der vorhandenen permanenten Hemmung.

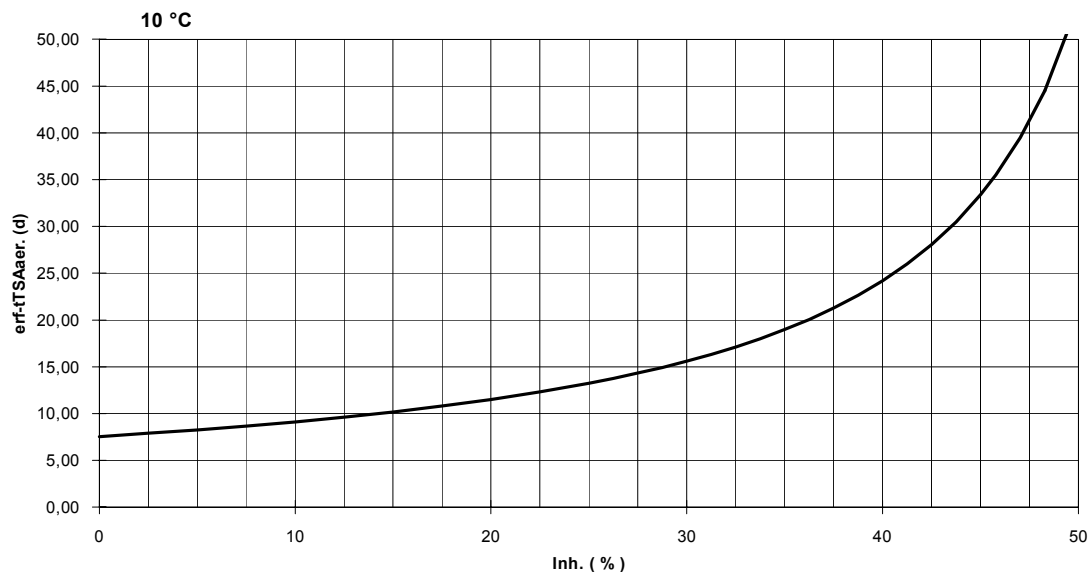


Abbildung 5: Abhängigkeit des erforderlichen aeroben Schlammalters vom Ausmaß der Hemmung der maximalen Wachstumsrate ($T = 10 \text{ °C}$, $SF_{\ddot{u}} = 1,60$; $V_N/V_{BB} = 0,67$) (SCHWEIGHFOER, 1998)

Aus obigem Zusammenhang mußte zwingend die Erkenntnis abgeleitet werden, daß ein Ausbau der biologischen Stufe nur nach weitgehender Reduktion der Einleitung nitrifikationshemmender Stoffe in das Linzer Kanalnetz erfolgen kann. Eine reine „End off Pipe“ Technologie, sprich alleiniger Ausbau der biologischen Stufe der RKL Asten, konnte das Problem nicht lösen.

Mit dieser Erkenntnis wurde von den SBL bei der Behörde um einen Anpassungsaufschub für den Ausbau der Biologie angesucht und dieser wurde letztendlich bis zum 31.3.2001 von der Behörde eingeräumt. Übereinstimmung herrschte auch darin, daß der Ausbau der RKL Asten nur unter der Voraussetzung, daß keine Nitrifikationshemmung mehr vorhanden ist, ökonomisch und ökologisch sinnvoll ist. Es waren daher vor allem Maßnahmen im Chemiepark zu treffen, welche auch über die Jahre durch die Behörde in den

verschiedensten Wasserrechtsverhandlungen den Betreibern im Chemiepark vorgeschrieben wurden. Diese Maßnahmen beinhalteten Teilstrombehandlungen, wie Produktionsänderungen und letztendlich den weiteren Ausbau der biologischen Vorreinigungsanlage des Chemieparks. Mit Oktober 2000 wurde diese Erweiterung ein halbes Jahr vor der Inbetriebnahme des Ausbaues der biologischen Stufe der RKL-Asten in Betrieb genommen.

Neben dem speziellen Problem der Nitrifikationshemmung ist das Linzer Abwasser durch die Einleitung von hohen industriellen CSB und Stickstofffrachten geprägt. Auch hier wurde über die Jahre durch Behördenvorschreibungen vor allem bei den Kokereiabwässern eine deutliche Reduktion der Stickstoffeinleitungen von ca. 2-3 tN/d anfangs der 90-iger Jahre auf im 0,6 bis 0,8 tN/d erreicht. Als dominanter Stickstoffeinleiter bleibt somit der Chemiepark übrig, der zZ je nach Produktionsplan noch zwischen wenigen hundert Kilo Stickstoff pro Tag bis zu 2,5 tN/d einleitet.

Tabelle 3: Anteile der kommunalen und industriellen Abwassereinleitungen in die RKL-Asten für das Jahr 2000 (Jahresmittelwerte)

	Q (m ³ /d)	CSB-Fr. (t/d)	N-Fr. (t/d)	P-Fr. (t/d)
Kommunal	170.000	55,5	6,2	0,79
Industrie	28.000	37,0	4,5	0,14

Dieser letztendlich langwierige Prozeß zeigt, daß ein gesamthaft sinnvolles Abwasserreinigungskonzept für den Großraum Linz nur unter Berücksichtigung der Wechselwirkungen zwischen Industrie und Kommune entstehen konnte.

5.3.2 Bemessung der 1. Ausbaustufe und verfahrenstechnische Gestaltung der biologischen Stufe

Anforderungen und Bemessung

Die Bemessung der biologischen Stufe mußte für folgende Anforderungen durchgeführt werden:

Tabelle 4: Konsenswerte Zulauf Biologie:

CSB (t/d)	80
BSB ₅ (t/d)	36
TKN (t/d)	11,2
Ges.P (t/d)	1,84

Tabelle 5: Geforderte Reinigungsleistung:

Parameter	80 %	Max	Max Monatsmittel	Min
BSB ₅ (mg/l)	15	30	-	-
BSB ₅ (t/d)	-	-	3,0	-
CSB (mg/l)	90	120	-	-
CSB (t/d)	-	-	20	-
TOC (mg/l)	35	45	-	-
TOC (t/d)	-	-	7,0	-
NH ₄ -N (mg/l)	5	15	-	-
NO ₃ -N (mg/l)	15	30	-	-
η - N (%), größer 12 °C, über die biologische Stufe	60	-	-	50
PO ₄ -P (mg/l)	0,8	1,2	-	-
PO ₄ -P (t/d)	0,16	0,24	-	-
Ges.P (mg/l)	1,0	1,5	-	-
Ges.P (t/d)	0,2	0,3	-	-

Für die Bemessung der biologischen Stufe wurde ein CSB-Bemessungsmodell (DORNHOFER, 1999) verwendet, welches an den Daten der Pilotversuche kalibriert wurde. Diese Bemessung erbrachte ein erforderliches Gesamtbelebungsbeckenvolumen von 99.000 m³, was einen Neubau von 55.000 m³ erforderlich machte.

Tabelle 6: Eckdaten der Bemessung

CSB – Bemessungsfracht	(t/d)	80
N – Bemessungsfracht	(t/d)	11
P – Bemessungsfracht	(t/d)	1,8
Keine Nitrifikationshemmung	-	-
FC	(-)	1,2
FN	(-)	1,7
η - N Biologie, 12 °C	(%)	60
SF	(-)	1,6
Trockenwettermenge Biologie	(m ³ /d)	220.000
	(m ³ /s)	max. 4,8
Mischwasserzufluß Mechanik	(m ³ /s)	Max. 8,8

Tabelle 7: Notwendiges Belebungsbeckenvolumen (1. Ausbaustufe)

Belebungsbecken neu	(m ³)	2 x 3.500 4 x 12.000 = 55.000
Belebungsbecken gesamt	(m ³)	99.000

Verfahrenstechnische Konzeption der Belebungsbecken

Aufgrund des Anlagenbestandes waren zwei wesentliche Verfahrenstechnische Entscheidungen faktisch vorgegeben. Es wurde die Wassertiefe der neuen Becken an die der alten Becken (7,2 m) angeglichen, um in beiden Beckengruppen das

selbe Belüftungssystem mit der selben Druckluftverdichterstation betreiben zu können. Nachdem die vorhandenen Umlaufbelebungsbecken sich bewährt hatten und in Kombination mit der Sauerstoffzufuhr eine optimale Anpassung der aeroben/anoxischen Zonen möglich ist, wurde diese Beckengrundform und Größe beibehalten.

Eine wesentliche betriebliche Anforderung war die nach einer Zweistraßigkeit mit der Möglichkeit wie bisher auch einstraßig fahren zu können. Dies bedeutete den Bau eines neuen Rücklaufschlammaufteilungs / Vermischungsbauwerkes und einer zweistraßigen Führung des Rücklaufschlammes (im freien Gefälle von den aufgehöhten Nachklärbecken) zu den neu errichteten Belebungsbecken. Um im einstraßigen Betrieb eine gute Durchmischung des Abwasserbelebtschlammgemisches zu erreichen, wurde das Rücklaufschlammaufteilungsbauwerk auch als Mischbauwerk ausgebildet und im Überleitungsgerinne zwischen neuen und alten Belebungsbecken wurde ein eigenes Vermischungsbauwerk errichtet.

Ergänzend wurde vorgesehen, daß sowohl in der neuen Belebungsbeckengruppe (4 BB mit je ca. 12.000 m³ + je 2 vorgeschaltete Selektoren mit je 3.500 m³) und der vorhandenen Belebungsbeckengruppe (4 BB mit je ca. 11.000 m³) jeweils zwei Becken parallel aber auch in Serie betrieben werden können.

Aufgrund der in der Vergangenheit immer wieder schlechten Schlammabsetzeigenschaften und der Tatsache der Einleitung großer Frachten leicht abbaubaren CSB's (Fruchtsaftproduktion, Papierfabrik) wurde ein aerober/anoxischer Selektor vorgesehen, der auch nach Bedarf als Rücklaufschlammbelebungsbecken genutzt werden kann. Es ist dazu eine Rohabwasserüberleitung in die nachfolgenden Belebungsbecken vorgesehen. Damit kann im Falle einer auftretenden Nitrifikationshemmung, eine zu hohe Hemmstoffkonzentration im Selektor umgangen werden, indem direkt in die nachfolgenden Umlaufbecken eingeleitet wird.

Die vorhandene Zuleitung zu den Nachklärbecken über die bestehenden Belebungsbecken erzwang faktisch, daß die neuen Belebungsbecken den vorhandenen Belebungsbecken vorgeschaltet werden. Das erforderte den Rohabwasserzulauf zu verlängern und das Freibord im Bereich des Regenüberfalles um 40 cm anzuheben.

Ursprünglich war geplant, den oberflächennahen alten Rohabwasserzulauf zu den vorhandenen Belebungsbecken weiter zu nutzen, da dadurch eine „Step feed“ Betriebsweise möglich ist, die aufgrund einer dadurch erhöhten Trockensubstanz in den vorgeschalteten Belebungsbecken ein um ca. 15 % höheres Gesamtschlammalter in der insgesamt knapp bemessenen Anlage erlauben würde.

Da die neuen Belebungsbecken so konzipiert wurden, daß keine Schwimmschlammfallen auftreten (keine getauchten Abläufe), mußte der direkte Rohabwasserzulauf zu den vorhandenen Belebungsbecken unter dem neu zu errichtenden Überleitungsgerinne von den neuen in die vorhandenen Belebungsbecken gebaut werden. Damit der „Step feed“ Betrieb auch möglich ist wurde ein eigenes Rohabwasseraufteilungsbauwerk mit einer beweglichen Teilungszunge errichtet.

Insgesamt wurde mit dem Ausbau der biologischen Stufe der RKL-Asten ein einfaches und überschaubares aber doch sehr flexibles Verfahrenskonzept entwickelt. An dieser Entwicklung waren sowohl Planer, Wissenschaft und Betrieb gleich intensiv beteiligt.

Zu erwähnen ist noch, daß dieser getroffene Ausbau eine erste Ausbaustufe darstellt, da der 1993 von der Behörde ursprünglich genehmigte Vollausbau (plus 100.000 m³, bei Bemessung auf 20 % Nitrifikationshemmung) in Folge der Überlegungen für ein angepaßtes und verursachergerechtes Abwasserreinigungs-konzept für den Großraum Linz, im Einvernehmen mit der Behörde auf zwei Ausbaustufen aufgeteilt wurde. Die zweite Ausbaustufe wird durch das Nichterreichen der vorgeschriebenen Ablaufwerte oder durch das Überschreiten bestimmter Zulauffrachten zur biologischen Stufe automatisch ausgelöst.

REGIONALKLÄRANLAGE LINZ-ASTEN
GENERELLES VERFAHRENSSCHEMA BIOLOGIE

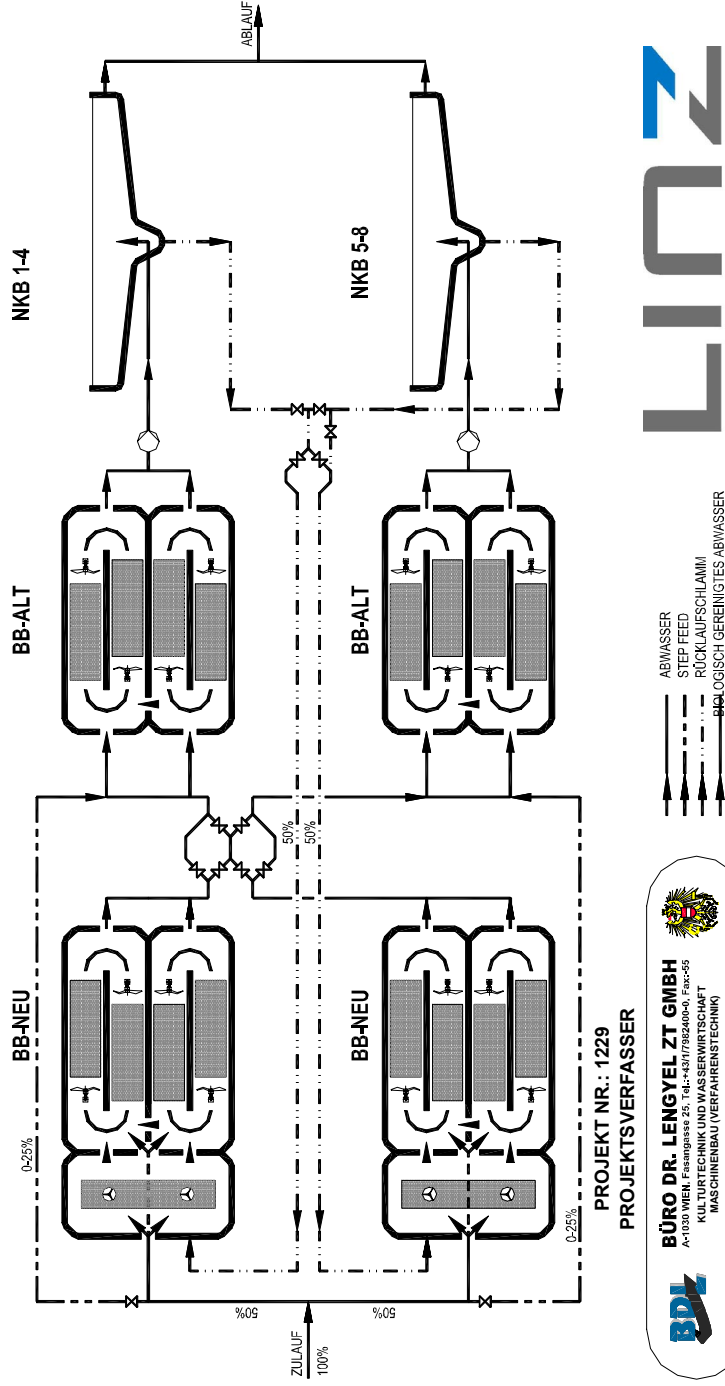


Abbildung 6: Verfahrensschema

Einbindung der neuen Belebungsbecken in den Altbestand

Eine Besondere Herausforderung an Planung, Bau und Betrieb war das Zusammenführen der neuen und alten Belebungsbecken über verbindende Gerinne und der Bau des neuen Rücklaufschlammaufteilungs- und Vermischungsbauwerkes als zentrales Element der Zweistraßigkeit. ohne dabei die Reinigungsleistung zu beeinträchtigen.

So konnte das neue Überleitungsgerinne und die neue „Step feed“ Abwasserzufuhr nur in elf genau aufeinander abgestimmten zeitlich abgestuften Einzelmaßnahmen und Aktionen in den Anlagenaltbestand eingebunden werden.

Erschwerend war hier vor allem, daß die Nachklärung nur über die alten Belebungsbecken beschickt werden kann. So mußten immer zwei alte Belebungsbecken in Betrieb bleiben. Damit die Reinigungsleistung auch in diesen Bauphasen gewahrt blieb, mußten dazu die neuen Belebungsbecken gemeinsam mit jeweils zwei alten Belebungsbecken in Betrieb sein.

Da der Bereich zwischen den beiden Blöcken der bestehenden Belebungsbecken komplett neu verbaut wurde, mußten alle in diesem Bereich befindlichen Leitungseinbauten, die vielfach noch für den Betrieb der bestehenden Becken gebraucht wurden, in Provisorien wieder errichtet werden, was vor allem den Kläranlagenbetrieb forderte.

Eine spezielle Herausforderung an alle Beteiligten war die Einbindung des Rücklaufschlammaufteilungs- und Vermischungsbauwerkes. Hier mußten in 11 Meter Tiefe zwei Schachtbauwerke auf die vorhandenen und in Betrieb befindlichen Rücklaufschlammleitungen aufgesetzt werden. Die Umschließungsarbeiten für die Umleitung des Rücklaufschlammes in die neue zweistraßige Rücklaufschlammführung, über dieses neu errichtete RS-Aufteilungs- und Vermischungsbauwerk nahm drei Tage in Anspruch. Wobei die Anlage mit Ausnahme von 8 Stunden, wo im Kanal rückgestaut wurde, immer in Betrieb war.

Nach Beendigung dieser Arbeiten konnte die neue Belebungsstufe in Betrieb genommen und gleichzeitigen mit dem Umbau der beiden ersten vorhandenen Belebungsbecken begonnen werden.

5.3.3 Wahl und Konzeption des Belüftungssystems

Die für die Bemessung der Sauerstoffzufuhr notwendigen Angaben finden sich in der Tabelle 4. Zusätzlich wurden die aus der statischen Bemessung erhaltenen Werte für den Sauerstoffbedarf durch eine an den Pilotergebnissen kalibrierte dynamische Simulation unter Berücksichtigung der tatsächlichen Tagesgänge und auch der Betriebsweise „Step feed“ in der selben Größenordnung verifiziert.

Tabelle 8: Auslegungswerte Sauerstoffzufuhr

Max. O ₂ Bedarf	(kg O ₂ / h)	4.700
Erford. Sauerstoffzufuhr Reinwasser	(kg O ₂ / h)	7.800

Da die Einblastiefe des Belüftungssystems bei ca. 7,0 liegt, wurde im Vorfeld eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung hinsichtlich eines mittelblasigen bzw. feinblasigen Belüftungssystems durch die TU-Wien unter Heranziehung externer Fachleute durchgeführt. Es wurde dabei zur Beurteilung der Wirtschaftlichkeit eine Projektskostenbarwertberechnung nach LAWA (1993) über 20 Jahre durchgeführt. Untersucht wurden dabei die am Markt befindlichen feinblasigen Systeme, wie Teller, Schläuche und Streifen sowie ein mittelblasiges System (statische Mischer). An Kosten wurden in die Betrachtung neben den Investitions- und Reinvestitionskosten (Membrane) des jeweiligen Belüftungssystems bis zur den Gebläsen, aber ohne Gebläse, der Energieverbrauch bei einer mittleren Belastung, Säureverbrauch und ein ev. Kalkbedarf für eine pH-Wert Korrektur bei den Membranbelüfter angesetzt.

Dieser Wirtschaftlichkeitsvergleich erbrachte eindeutig, daß bei einem mittelblasigem System unter den Bedingungen auf der RKL – Asten der Projektskostenbarwert um ca. 50 % über denen der feinblasigen Systeme zu liegen kommt, was hauptsächlich auf den erhöhten Energieeinsatz zurückzuführen ist. Es wurde daher die Entscheidung für ein feinblasiges Belüftungssystem getroffen.

Es wurden daher alle drei Systeme zu Ausschreibung gebracht und der Bestbieter über eine Projektskostenbarwertberechnung ermittelt, wobei die von den Bietern zu garantierenden Werte in die Berechnung eingingen.

Aus der durchgeführten Ausschreibung ging das Belüftungssystem mit Streifenbelüfter als Bestbieter hervor. Nachfolgend sind die wesentlichen technischen Kenndaten angeführt. Dabei ist noch anzumerken, daß von den gewählten 6 Turboverdichtern, fünf Stück aus dem Bestand der Kläranlage stammen und nur technisch überholt und zum Teil umgebaut wieder zum Einsatz kamen. Nachdem die einzelnen vorhandenen Verdichter schon einiges an Betriebsstunden aufweisen, wurde ein neuer Maschinensatz (Turbo und Motor) aus Redundanzgründen gekauft.

Tabelle 9: Daten Belüftungssystem

Erford. Sauerstoffzufuhr Reinwasser	(kg O ₂ / h)	7.800
Wasser(Einblas)tiefe	(m)	6,95
Spez. Eintrag Reinwasser	(gO ₂ / Nm ³ .m)	19,0
Max. erforderliche Luftmenge	(Nm ³ / h)	Ca. 59.000
Druckluftherzeugung 6 Turboverdichter	(Nm ³ /h)	2 x 22.000 + 4 x 12.000 = 72.000
8 Belendenregulierschieber	-	-
Rührwerke	(Stk)	8 x 8 + 2 x 2 = 64
Maximale Luftbeaufschlagung	(Nm ³ / m ² / h)	39,0
Membran – Streifenbelüfter	(Stk)	Ca. 3.400
Pro BB je 4 Felder mit Regelklappen. Jedes Feld zweigeteilt, Handklappen	-	-
OP – Reinwasser Garantiewert	(kgO ₂ /kWh)	4,3

5.3.4 Sauerstoffzufuhrregelung

Das gewählte und von der TU-Wien, Institut für Wassergüte (SVARDAL und KROISS, 1997, LINDTNER, 1998) entwickelte Konzept baut auf einer direkten Sauerstoffzehrungsmessung in den Belebungsbecken und einer Konstantdruckregelung der Luftverdichter auf. Um bei eventuellen Nitrifikations-hemmeinflüssen richtig zu reagieren, wurde eine Sauerstoffkonzentrationsregelung unterlegt.

Regelung nach dem Sauerstoffverbrauch

Wird in einer Zone auf eine konstante Sauerstoffkonzentration (Sollwert) belüftet, so ist die dafür notwendige Luftmenge abhängig von der Atmung. Mit zunehmender Atmung wird die insgesamt benötigte Luftmenge ($= Q_L$ ges.) ansteigen, um die Sauerstoffkonzentration konstant zu halten. Bis zu einer festgelegten Beaufschlagung ($= \max B$) wird nur ein Feld belüftet.

Wird diese maximale Beaufschlagung überschritten, so öffnet die Luftklappe zum nächsten Belüfterfeld (Feld 2) und teilt die Luft auf zwei Felder auf, bis $2 * \max B$ überschritten wird. Nach dem Überschreiten von $3 * \max B$ wird auch das vierte Feld belüftet. Übersteigt die O_2 -Konzentration den O_2 -Sollwert, wird die Luftmenge verringert und das Abschalten der einzelnen Belüfterfelder erfolgt nach den selben Kriterien wie das Zuschalten.

Wählbare Größen bei dieser Regelung sind die maximale Beaufschlagung $\max B$ und der O_2 -Sollwert. Die Ermittlung von $\max B$ erfolgt am besten im Zuge der Einfahrphase der Anlage bzw. näherungsweise mit Hilfe der dynamischen Simulation. Außerdem darf $\max B$ die mechanisch zulässige Belastung der Belüfter nicht überschreiten. Dieser Wert wird grundsätzlich von der Kohlenstoffgrundatmung bestimmt und muß regelmäßig angepaßt werden. Die Kohlenstoffgrundatmung ist abhängig von der mittleren (über mehrere Tage) CSB-Belastung und der Temperatur. Sie ändert sich nur langsam, so daß eine „manuelle“ Nachjustierung ausreichend ist. Grundlage für die Anpassung im Betrieb sind die im Zuge der routinemäßig durchgeführten Eigenüberwachung, gemessenen NH_4-N und NO_3-N -Ablaufkonzentrationen. Es ist auch möglich, die Temperatur im Belebungsbecken in die Regelung einzubeziehen, oder ein Expertensystem dafür heranzuziehen.

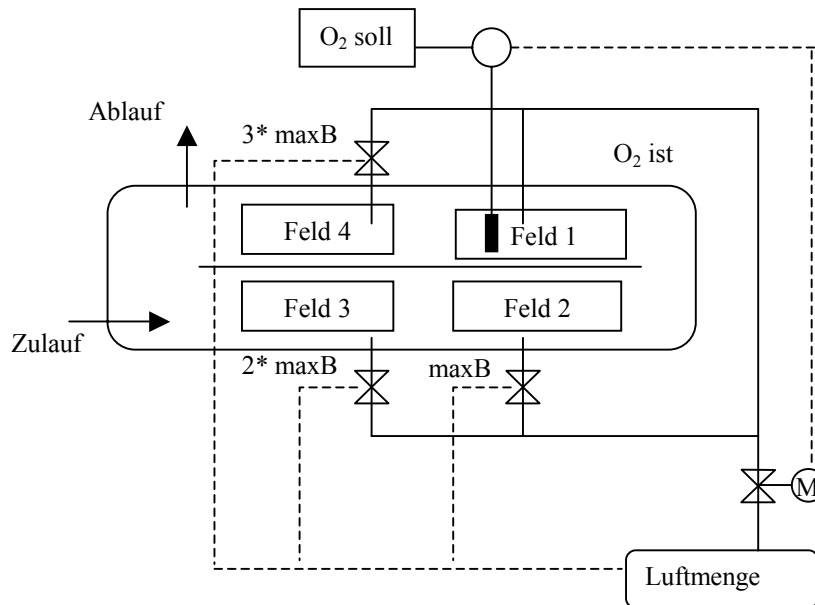


Abbildung 7: Schema eines Umlaufbeckens mit Steuerung der Nitrifikation/Denitrifikation nach dem Sauerstoffverbrauch

Regelung nach der Sauerstoffkonzentration

Aus Gründen der Redundanz und vor allem auch aufgrund der zu erwartenden Hemmung der Nitrifikanten, wird der oben beschriebenen Regelung eine Regelung nach der Sauerstoffkonzentration unterlagert.

Beim Auftreten einer Hemmung wird von den Nitrifikanten weniger Sauerstoff verbraucht. Infolge würde trotz ansteigender Ammoniumkonzentration im Ablauf das belüftete Volumen nicht vergrößert werden.

Bei einem Anstieg der Ammoniumkonzentration im Ablauf über einen frei wählbaren Wert, wird daher von einer Regelung nach dem Sauerstoffverbrauch auf eine Regelung nach der Sauerstoffkonzentration umgeschaltet. In diesem Fall werden alle vier Felder mit Luft beaufschlagt und ein ebenfalls frei wählbarer Sollwert durch Verstellen des Blendenregulierschiebers angestrebt. Der O_2 - Istwert wird aus dem Mittelwert aller vier Sauerstoffsonden im jeweiligen Becken ermittelt.

Die Entscheidung, ob nach dem Sauerstoffverbrauch oder nach der Sauerstoffkonzentration geregelt wird, ist von der Ammoniumkonzentration im Ablauf der bestehenden Belebungsbecken abhängig. Jene Ammoniumkonzentrationen, die für die Umschaltung maßgebend sind, können für die vier Becken jeder Straße unterschiedlich sein.

5.3.5 Bauablauf

Bau Schmalwand	Jänner 1999
Aushub Baugrube	Mai / Juni 1999
Beginn Betonarbeiten neue Belebungsbecken	Juli 1999
Fertigstellung der Betonarbeiten der neuen BB / Montagebeginn maschinelle Ausrüstung	Mai 2000
Bau der verbindenden Gerinne	Mai bis Sept. 2000
Einbindung in den Altbestand, Bau des RS Bauwerkes	Aug./Sept. 2000
Inbetriebnahme neue Belebungsbecken	23.- 25.9. 2000
Umbau der beiden ersten bestehenden Belebungsbecken	Oktober / Dez. 2001
Umbau der beiden letzten bestehenden Belebungsbecken	Jänner / März 2001
Inbetriebnahme der gesamten Biologie, Beginn des wasserrechtlichen Probetriebes	1.4. 2001

5.3.6 Übersichtslageplan, Stand 2001, unter Berücksichtigung einer möglichen Erweiterung der biologischen Stufe.



5.3.7 Erste Betriebserfahrungen

Nachfolgend werden erste Betriebsergebnisse des teilfertiggestellten Ausbaues der Biologie (ca. $\frac{3}{4}$ des Belebungsbeckenvolumens in Betrieb, zwei bestehende Belebungsbecken noch im Umbau) dargestellt.

Schlammabsetzeigenschaften

In der Vergangenheit kam es vor allem im Herbst während der Kampagne des einleitenden Fruchtsaftproduzenten zur einer Blähschlammentwicklung mit Schlammindeces von bis zu 250 ml/g. Im Herbst 1998 wurde die MÜSE in Betrieb genommen, was bedeutet, daß der davor immer wieder aufgetretene, unerwünschte interne Schlammkreislauf ÜS-Abzug über VK, Schlammabtrieb in die Biologie, Wiederbeimpfung mit Blähschlamm, unterbrochen wurde. Kurzfristig war auch eine deutliche Abnahme des ISV festzustellen, die jedoch in Folge einer klassische Blähschlammabildung aufgrund leicht abbaubaren CSB's und fehlendem Selektor, nicht unterbunden werden konnte. Es kam wieder zu kurzfristigen Anstiegen im ISV auf Werte bis zu 250 ml/g. Im Herbst 1999 war dieser Effekt wiederum feststellbar, jedoch war der absolute Anstieg nicht mehr so hoch.

Mit Ende September 2000 (23.-25.9.2000) wurden die neuen Belebungsbecken inkl. Selektor in Betrieb genommen. Um in dieser Betriebsphase alles für ein Erreichen einer gesicherten Nitrifikation zu unternehmen, wurde der Selektor belüftet. Diese Inbetriebnahme fand in einer Zeit mit bereits ansteigendem Schlammindeces statt und führte innerhalb kürzester Zeit zu einer deutlichen Verbesserung des Schlammindeces von ca. 180 ml/g auf ca. 100 – 120 ml/g .

Nachdem sich mit Anfang 2001 eine vollständige Nitrifikation etabliert hatte, wurde das aerobe Volumen reduziert um im Gegenzug die Denitrifikation zu begünstigen. Ab diesem Zeitpunkt wurde der Selektor anoxisch betrieben, was auf die Entwicklung des Schlammindeces keinen Einfluß zeigte. Zusammenfassen kann also festgehalten werden, daß die Integration eines Selektors in das Verfahrenskonzept unter den Gegebenheiten der RKL Asten den gewünschten Effekt erbrachte.

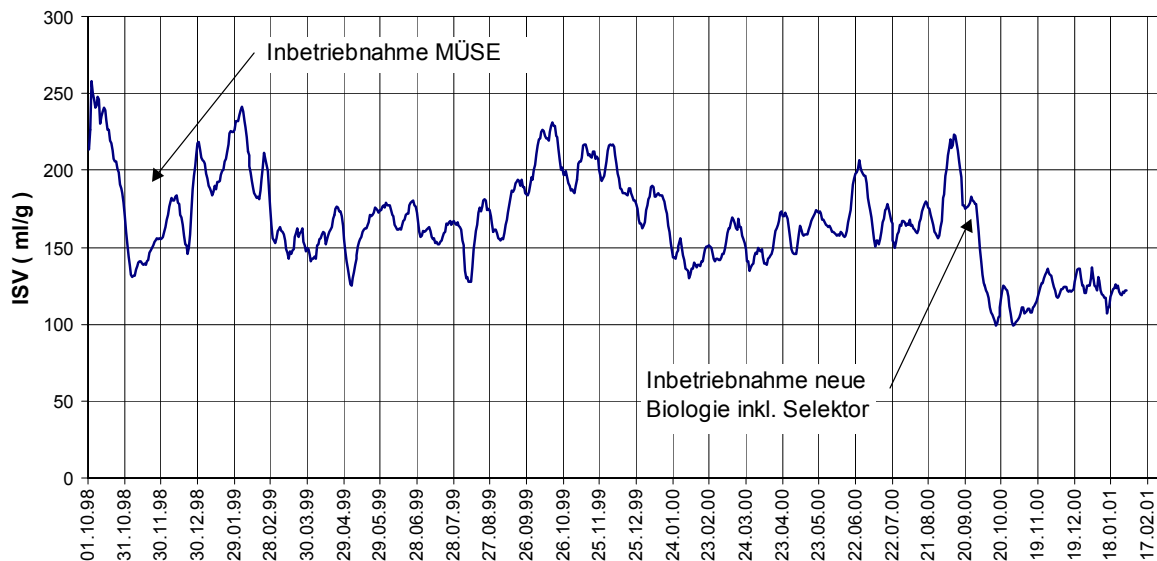


Abbildung 8: Entwicklung des Schlamminde seit Herbst 1998

Nitrifikation, Stickstoffentfernung

Obwohl momentan erst $\frac{3}{4}$ des geplanten Belebungsbeckenvolumens in Betrieb sind, können schon erste Auswirkungen auf die Nitrifikation und Stickstoffentfernung festgestellt werden.

Wie die Stickstoffbilanz der nachfolgenden Abbildung zeigt, war im Sommer 2000 keine Nitrifikation vorhanden. Mit Ende September wurden die neu errichteten Belebungsbecken in Betrieb genommen, wobei noch zwei der vorhandenen Belebungsbecken mit dem vorhandenen Belüftungssystem aber mit der gleichen Verdichterstation betrieben wurden. Unter diesen Gegebenheiten (zwei Luftzerteilernsysteme - mittel- und feinblasig - aus einer Verdichterstation) war keine geordnete und Sauerstoffzufuhr möglich. Trotz dieses provisorischen Betriebes konnte aufgrund der Erhöhung des Schlammalters eine teilweise Nitrifikation erreicht werden. Trotz unveränderter Betriebsweise der Biologie auf der RKL konnte mit Ende Oktober eine deutlich ansteigende Nitrifikationsleistung mit faktisch vollständiger simultaner Denitrifikation festgestellt werden. Ursache dieser verbesserten Nitrifikation ist die Inbetriebnahme der Erweiterung der biologischen Vorreinigungsanlage des

Chemieparkes. Wie auch durchgeführte Pilotversuche vor Ort zeigten, wird damit eine noch weitere Reduktion der Nitrifikationshemmung vor Ort erreicht, was eine verbesserte Nitrifikation in der RKL ermöglichte.

Mit Mitte Dezember 2000 wurden die ersten beiden umgebauten vorhandenen Belebungsbecken in Betrieb genommen, was ab diesem Zeitpunkt erstmals ein einheitliches Belüftungssystem für $\frac{3}{4}$ des zu errichtenden Belebungsbeckenvolumens bedeutete. Damit konnte über den Jahreswechsel 2000/2001 das gesamte zur Verfügung stehende Belebungsbeckenvolumen voll aerob betrieben werden. Trotz gesunkener Abwassertemperaturen konnte damit bis Anfang Jänner 2001 eine vollständige Nitrifikation erreicht werden. Diese Betriebsweise ging allerdings zu Lasten der Denitrifikation. Nachdem sich eine stabile Nitrifikation etabliert hatte, wurde mit Mitte Jänner das aerobe Volumen reduziert (z.B. Selektor und Teile der neuen BB nicht mehr belüftet), was unter Erhalt der vollständigen Nitrifikation eine deutliche Verbesserung der Denitrifikation brachte. So wird zZ schon die geforderte Stickstoffentfernung über die biologische Stufe eingehalten.

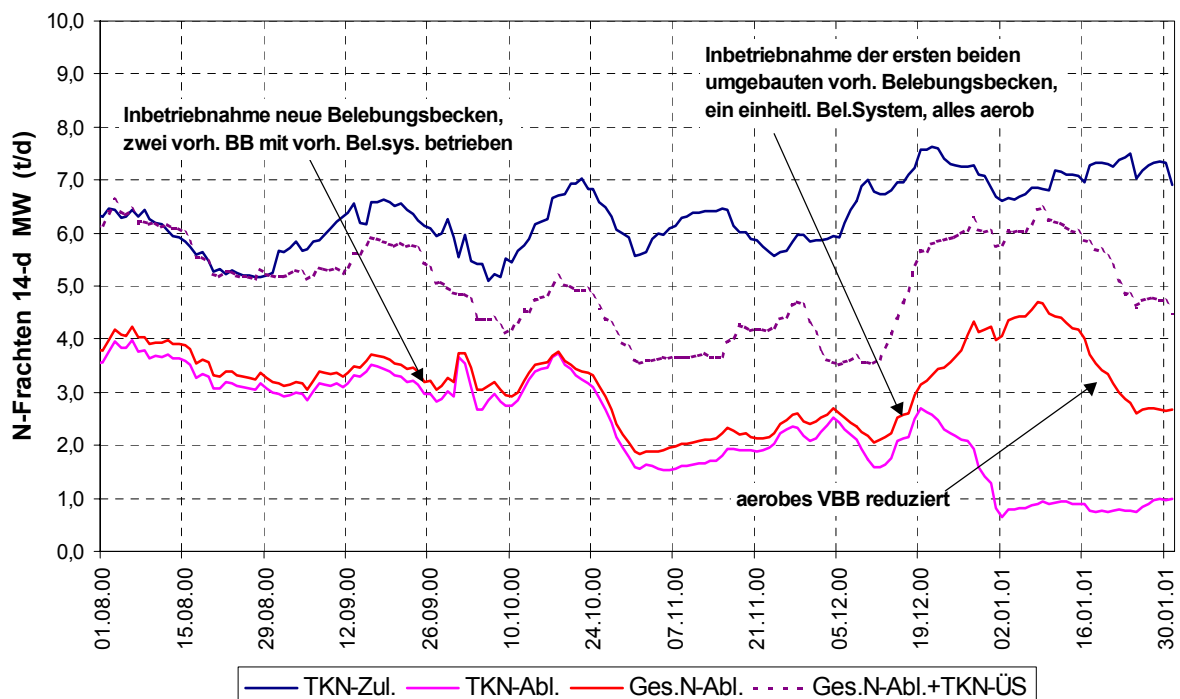


Abbildung 9: Stickstoffbilanz für die Biologische Stufe

Durch die zZ laufende Inbetriebnahme der Sauerstoffzufuhrregelung wird es demnächst möglich sein auch mit dem vorhandenen $\frac{3}{4}$ des Belebungsbecken-
volumens eine optimierte Denitrifikation zu erreichen.

Mit der geplanten Inbetriebnahme der beiden letzten momentan in Umbau befindlichen Belebungsbecken mit Ende März können die geforderten Werte hinsichtlich Stickstoffentfernung gesichert erreicht werden.

6 Anpassung des Anlagenaltbestandes an den Stand der Technik (1999 – 2001)

6.1 Modernisierung der PLS - Technik

Den Schwerpunkt der Anpassung des Anlagenaltbestands an den Stand der Technik stellt die faktisch vollständige Erneuerung und Modernisierung der PLS Technik dar. Im Kern (Mechanik, Biologie, Faulung) bestand die PLS Ausrüstung aus einer nahezu 20 Jahre alten konventionellen Schützen- und Relais-technik, die vor allem im Bereich der mechanischen Reinigungsstufe zusätzlichen starken Korrosionserscheinungen ausgesetzt war und dringend erneuerungsbedürftig war. Die Registrierung und Protokollierung erfolgte überwiegend auf Linien- bzw. Trommelschreiber sowie über periodische Erfassung der Meßwerte durch das Betriebspersonal.

Mit Inangriffnahme der Projektierung der Anpassung der biologischen Stufe an den Stand der Technik war es notwendig auch den Bestand der PLS bzw. EMSR Technik anzupassen.

1997, zum Zeitpunkt der Planung dieser Maßnahmen wurde noch von einem direkten Ersatz der vorhandenen Elektro- und Leittechnik und Automatisierung der vorhandenen Steuerungen und Regelungen ausgegangen, um den vorhandenen Betrieb in seiner alten Betriebsweise zu automatisieren und zu überwachen. Im Zuge der Detailplanung der ersten funktionellen Einheiten wurde jedoch sehr rasch klar, daß ein modernes PLS nur von der erforderlichen Funktion der jeweiligen Verfahrensstufe ausgehen kann und daß sich erst daraus die notwendigen technischen Maßnahmen ergeben. Diese Herangehensweise über notwendige und sinnvolle zeitgemäße Funktionen der

jeweiligen Verfahrensstufen und Entscheidungen wie der generelle Einbau von „voll“ automatischen Stellantrieben führte zu einer deutlichen Veränderung der ursprünglich Planung. So konnte dadurch die Vielzahl der auf der Anlage vorhandenen Verteiler zu einer deutlich geringeren Anzahl mit dezentraler Intelligenz (SPS) verdichtet werden, was die Anzahl der ursprünglich einzusetzenden SPS ebenfalls deutlich reduzierte.

Letztendlich entstand ein PLS mit dezentralen Intelligenzen in den jeweiligen funktionellen Einheiten (Zulaufpumpwerk, Rechenhaus und Sandfang, Vorklärung, Faulung, Heizung, Biologie (Belebung und Druckluftherzeugung) und Maschinenhäuser/BHKW). Die vorhandenen und teilweise neu errichteten autarken Unterstationen, welche vor Ort bereits eine SPS beinhalteten (Kühlwasserkreislauf mit Notkühlung, Schmierölversorgung der BHKW, Gasverdichteranlage) bzw. komplexere Untereinheiten wie Schlamm-entwässerung, MÜSE, Gasreinigungsanlage, werden im PLS nur visualisiert. Dabei werden die wichtigsten Störmeldungen, die Betriebsstundenerfassung der wesentlichsten Aggregate und die Betriebsdatenprotokollierung in das neue PLS übernommen. Betrieben werden diese komplexeren ebenso wie die einfacheren Unterstationen, die oft nur einen Regelkreis (Konstantdruck, Konstanttemperatur oder Konstantmenge) besitzen, als autarke Stationen vor Ort ohne Aktionen über das PLS setzen zu können.

Ergänzt wird das PLS durch eine mächtige Datenbank, die zur Erfassung der Betriebsdaten der Verfahrensabläufe, der Aggregatedaten und Labordaten dient. Aus diesen Daten wird die umfangreiche Betriebs- und Anlagenprotokollierung, sowie die Instandhaltungsplanung generiert.

Technische Daten:

Signal- I/O-Umfang:

Digitale Eingänge:	~4000(DE)
Digitale Ausgänge:	~3000(DA)
Analoge Eingänge:	~700 (AE)
Analoge Ausgänge:	~200 (AA)

Automatisierungsstationen:

~ 25 Stk. SIMATIC S7 - 300 u. 400 (speicherprogrammierbare Steuerungen)

Prozess-Kommunikation:

Protokoll: INDUSTRIAL ETHERNET TCP/IP

Topologie: 5 redundante LWL-Ringe

Leittechnik:

3 Stk. Dual-Prozessor Server mit RAID 5 Array

10 Stk. Bedienplätze für PLS und Betriebsdatenauswertung

2 Doppelbildschirmssysteme und Video-Projektion der Anlagenbilder in der
Warte

Vorortbedienung:

6 Stk. Industrie PC für die Vorortbedienung mit vollem Funktionsumfang
des PLS

Prozessleitsystem:

- Pull-Down-Menügesteuerte Benutzerführung
- Integriertes Last- und Energiemanagement für Eigenerzeugung und Verbrauchsoptimierung
- Fernwartung und Bedienung über Modem

Betriebsdatenerfassung und Auswertung

- Auf ORACLE basierende Datenbank
- Redundante Datenerfassung über 2 Erfassungsserver
- Frei parametrierbare Berichte, Trends, Wartungsmanagement und Handeingaben
- Ausgabe der Berichte in EXCEL

ÜBERSICHTSSCHEMA „EDV- UND SPS-ANLAGE“ RKL LINZ - ASTEN

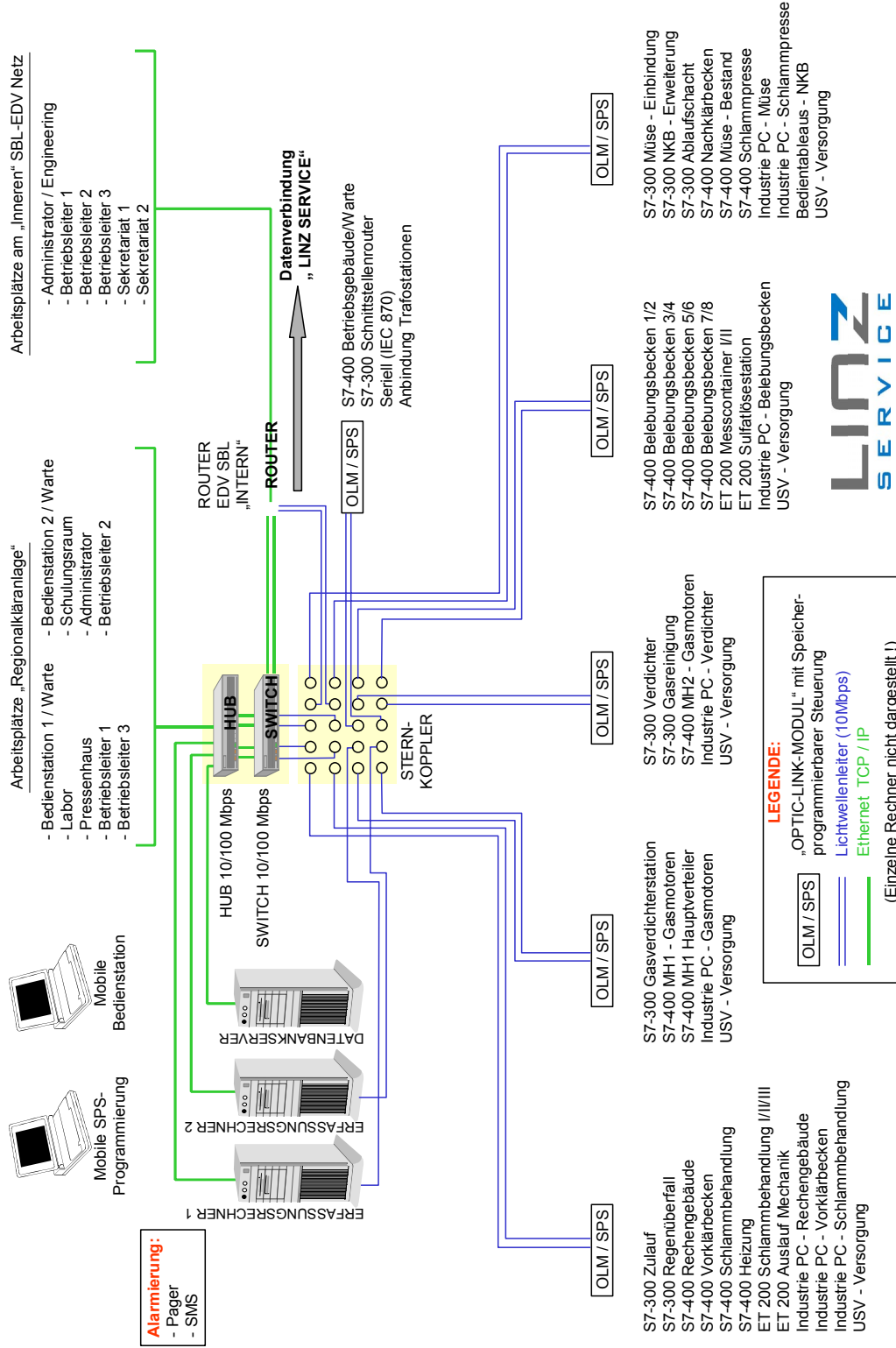


Abbildung 10: Schema PLS RKL-Asten

6.2 Bau eines Mittelspannungs 30 kV – Ringes

Aus historischen Gründen waren auf der Anlage drei Spannungsebenen vorhanden (0,4 kV, 6,3 kV und 30 kV), zusätzlich war ein sogenannter „elektrischer Inselbetrieb“ (ohne Spannungsversorgung durch das EVU) nicht möglich.

Die „Eigenversorgung“ der Kläranlage durch Verstromung von Faul-, Deponie- bzw. Erdgas beschränkte sich auf Grund fehlender Mittelspannungsverbindungen dabei nur auf :

- Maschinenhaus 1, 2
- Belebung
- Mechanik / Betriebsgebäude (teilweise)

Die restlichen Stationen wie Pressenhaus, MÜSE, Nachklärung konnten in diesem Fall nicht betrieben werden.

Eine weitere Behinderung des durchgängigen Inselbetriebes und die damit verbundene Möglichkeit zur „Eigenversorgung“ der Kläranlage sowie der Mülldeponie (deren Entgasungsanlage die RKL betreibt) lag durch das zwischengeschaltene 6,3 kV-Netz im Bereich des Maschinenhauses 1 vor.

Im Zuge der Maßnahmen zum Jahreswechsel 2000 wurde diese fehlende Mittelspannungsverbindung als Vorleistung für den geplanten Mittelspannungsring vorgezogen. Es konnte damit erstmals ein vollständiger Inselbetrieb mit Eigenversorgung gefahren werden. Im Endausbau des Mittelspannungsringes kann jede verfahrenstechnische Einheit von zwei Seiten angespeist werden. Zusätzlich wurden zwei Übergabestellen vom EVU zu diesem Ring vorgesehen, so daß eine maximale Versorgungssicherheit der Anlage gegeben ist.

Technische Daten

Durchgeführte Maßnahmen

- Errichten einer 30,0 kV - Verbindungsleitung vom Betriebsgebäude in die Trafo-station Schlammbehandlung (im Zuge der Y2k-Umstellung / Notstrombetrieb)
- Ausbildung einer Übernahmestation der „Linz Strom“ zur Einspeisung der getrennten Umspannwerke Raffelstetten und Fising/Mülldeponie (3x26,25 kV – 450 MVA)
- Herstellen eines eigenen „SBL – Mittelspannungsringes“ auf der Ebene 30,0kV über die Anlagenteile Betriebsgebäude, Rechenhaus, Schlammwässerung, Maschinenhaus 1 + 2 und Biologie sowie Einbindung der Trafostation – Deponie.
- Umbau der 6,3 kV-Ebene im Bereich des Maschinenhauses 1 auf 30,0 kV mit Tausch der dazugehörigen Trafos inklusive Erneuerung der Trafostationen
 - Rechenhaus (Trafo III, 30/0,4 kV – 1000 kVA)
 - Biologie (Trafo VI + VII, je 30/0,4 kV – 1600 kVA)
 - Generator 5,6,7 (Trafo IV, 30/6,3 kV – 2500 kVA)
- Abbruch und Demontage der 30 kV – Freileitung inklusive bestehender Einspeisetrafo-station der Linz Strom im Bereich der Schlammwässerung

ÜBERSICHTSSHEMA MITTELSPANNUNGSANLAGE „SBL-RING“ RKL LINZ - ASTEN

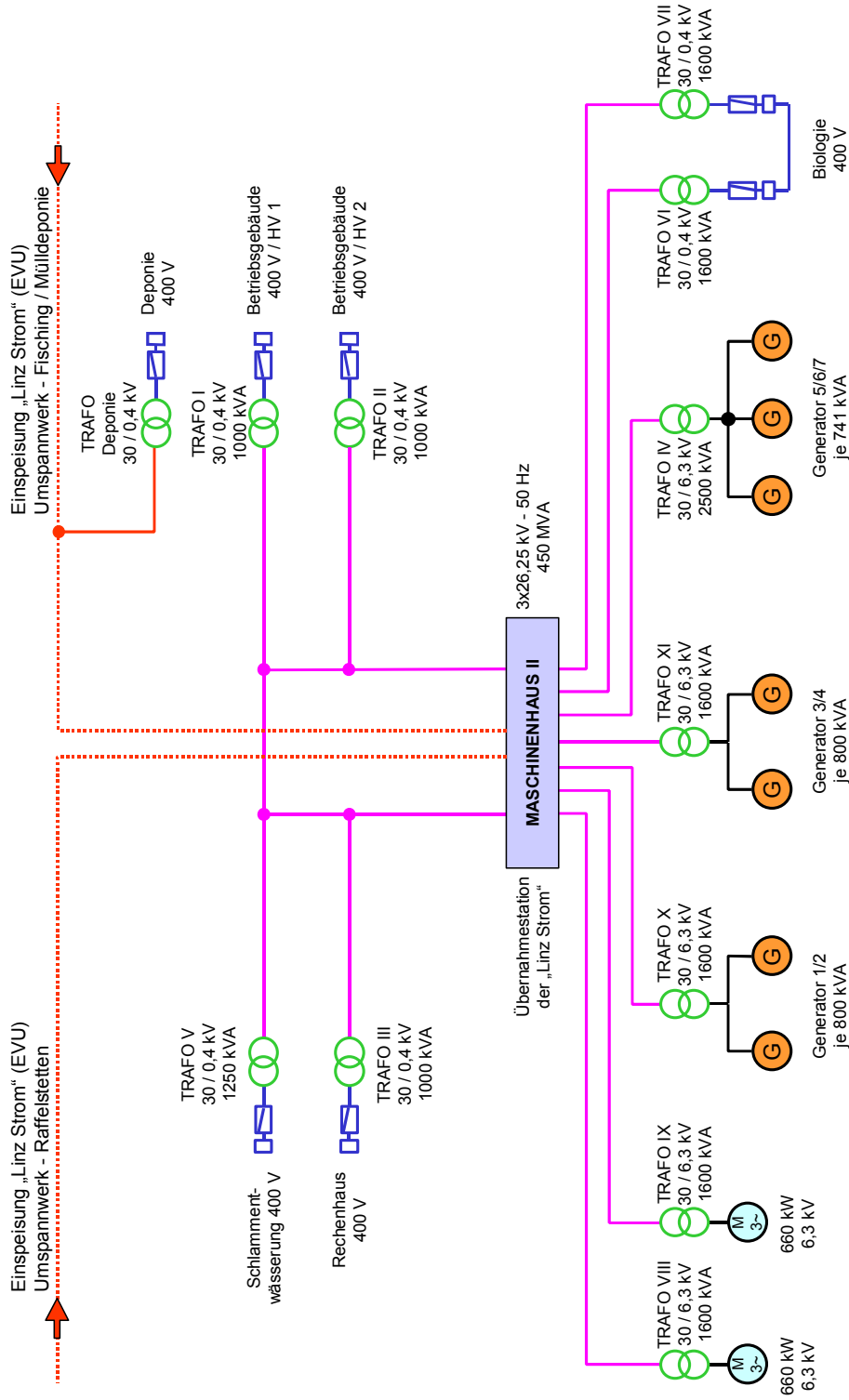


Abbildung 11: Schema Mittelspannungsanlage

6.3 Last- und Energiemanagement

Entsprechend den Usancen der Energiewirtschaft wurde auf der RKL die „bereitgestellte Leistung“ als arithmetischer Mittelwert der 15-Minuten-Messperiode vom EVU ermittelt. Diese Form der Leistungsabrechnung und die Größe der Kläranlage resp. ihr Energieverbrauch machte es faktisch notwendig sich Gedanken über ein Last- und Energiemanagement zu machen. Mit dem Bau eines zeitgemäßen PLS, Trennung von Stromproduktion und Verbrauch, Einsatz neuer moderner emissionsarmer Gasmotore, Bau des Mittelspannungsringes wurden auch die technischen Möglichkeiten geschaffen ein Last- und Energiemanagement zu installieren. Herzstück dieser Maßnahme ist ein „Loadcontroller“ der nach folgender Wirkungsweise arbeitet:

- Parallel zur Messung des Energieversorgungsunternehmens werden folgende Signale auf den Loadcontroller geschaltet.
 - Synchronimpuls des EVU (alle 15 Minuten)
 - Leistungsimpuls (abhängig von der Anlagenleistung)Die Sollwertvorgabe erfolgt über Eingabe an der Bedienstation durch den Betreiber, wobei der weitere Datentransfer über die eingebundenen SPS-Anlagen bis zu den einzelnen Verbrauchern erfolgt.
- Die bezogene elektrische Leistung wird synchron zur EVU-Messung ermittelt. Die „Ist-Leistung“ wird überwacht und ständig mit der „Soll-Leistung“ verglichen.
- Mittels Trendberechnung werden die Leistungsverhältnisse beurteilt und die angeschlossenen Verbraucher unter Berücksichtigung der einzelnen Parameter zu- bzw. weg geschaltet.
- Das Lastmanagement (Loadcontroller) berechnet alle notwendigen Schaltvorgänge und verhindert dabei zum einen, dass Verbraucher unnötigerweise oft weg geschaltet werden, und ermöglicht zum anderen, die optimale Ausnutzung der eingestellten Soll-Leistung.

Generell wird sichergestellt, daß ohne wesentliche Beeinträchtigung des klärtechnischen Verfahrens die eingestellte Leistungsvorgabe „breitbandig“ gefahren und nicht überschritten wird.

6.4 Ersatz alter Gasmotore, Bau eines Mischgasnetzes

Auf der Kläranlage wurden fünf ca. 20 Jahre alte BHKW mit in Summe 2,95 MW Nennleistung mit Faulgas/Erdgas betrieben, wovon drei BHKW direkt Luftverdichter und zwei BHKW's Generatoren antrieben. Zusätzlich wird seit 1996 die Entgasung der nahegelegenen Hausmülldeponie betrieben, wobei nach einer ÖladSORPTIONSREINIGUNG das Deponiegas in 4 BHKW's mit einer Nennleistung von insgesamt 2,6 MW verwertet werden kann. Beide Gassysteme waren in ihrer Grundkonzeption getrennt. In der Überarbeitung des Energiekonzeptes wurde die Einführung eines Mischgassystemes aus Faul- und Deponiegas als zielführend erachtet, da damit ein Kapazitätsabtausch zwischen den bisher getrennten BHKW-Stationen möglich wird. Die Mischung beider Gase erfolgt im Faulgasgasometer, von wo aus es über eine gemeinsame Leitung und eine Treibgasverdichterstation den BHKW-Stationen zugeführt wird.

Es werden daher die fünf alten durch drei neue BHKW mit einer Nennleistung von in Summe 1,95 MW gleicher Baureihe wie bei der Deponiegasverwertung ersetzt. Damit erfolgt die Entkoppelung der Faulgasverwertung mit Stromerzeugung von der Druckluftherzeugung für die Biologie.

Ergänzend wird durch diese Maßnahme eine erhöhte Stromeigenversorgungssicherheit aufgebaut, da ein Ausfall der Deponiegaslieferung aufgrund eines Sauerstoffeinbruches in das Deponiegas nun nicht mehr direkt und plötzlich zum Abstellen der BHKW und damit ev. zu einem Spitzenstrombezug führt. Es bleibt jetzt aufgrund des zwischengeschalteten Gasometers mehr Zeit zu reagieren.

6.5 Ersatz der Feinrechen

Im Zuge der Anpassung des Anlagenaltbestandes werden die vorhandenen Harken - Feinrechen mit einem Stababstand von 2,5 cm durch Umlaufharkenrechen mit einem Stababstand von 10 mm ersetzt. Die vorhandenen Grobrechen mit einer Stabweite von 10 cm bleiben vorerst als Schutz für die neuen Feinrechen in Betrieb. Ergänzt wird dieser Umbau durch die Errichtung von Rechengut- und Sandwäscher.

6.6 Erhöhung der Wärmetauscherkapazität im Bereich der Faulanlage

Um eine optimale Ausfäulung des Klärschlammes durch ganzjährig gesichert hohe Faulturmtemperaturen zu erreichen, wird die zu geringe Wärmetauscherkapazität durch den Neubau von zusätzlichen Rohr in Rohr Wärmetauschern erhöht. Wie laufende Untersuchungen zeigen, kann damit ein weiterer Abbau der organischen Trockensubstanz im ausgefauten Schlamm von im 53 % auf 47 – 48 % erwartet werden.

7 Kosten der getroffenen Maßnahmen

RKL Asten, gesamte Anpassung an den Stand der Technik

	Kosten (ATS)
Schlammwässerung	114.500.000
Klärschlammdeponie	138.000.000
Deponieentgasung und Verstromung	64.000.000
MÜSE und NKB Umbau	60.000.000
Zwischensumme 1	376.500.000
Anpassung Altbestand	138.000.000
Ausbau Biologie	262.000.000
Zwischensumme 2	400.000.000
Gesamtsumme	776.500.000

Da Zwischenzeitlich ein Großteil der Maßnahmen umgesetzt sind, können die Kosten für den Ausbau Biologie und Anpassung an den Stand der Technik mit großer Wahrscheinlichkeit wie folgt angegeben werden.

RKL Asten, Anpassung an den Stand der Technik

	Kosten(ATS)
EMSR incl. Energiemanagement	71.000.000
Rechenhausumbau maschinell	11.300.000
Faulung Umbau incl. Schlammdeintegr.	8.500.000
Neue Gasmotore,, Mischgassystem	30.000.000
Honorare,Sonstiges	17.200.000
Summe Anpassung d. Altbestandes	138.000.000
Bau	135.000.000
maschinelle Ausrüstung	63.000.000
EMSR	30.500.000
Honorare,Sonstiges	33.500.000
Summe Ausbau Biologie	262.000.000
Summe Gesamt	400.000.000

8 Zusammenfassung

Die Anpassung an den Stand der Technik der RKL-Asten dauerte in ihrer Umsetzung ca. 8 Jahre. Wobei die LINZ – SERVICE GmbH darunter nicht nur die Anpassung an den Stand der Technik entsprechend der Vorgaben der Wasserrechtsgesetzgebung, sondern auch Maßnahmen, die aus betrieblicher Sicht notwendig (Schlammdeponierung, Schlammdeponie) und solche die als eine Anpassung alter Anlagentechnik (PLS, Gasmotore etc.) sinnvoll waren, versteht. Mit all diesen getroffenen Maßnahmen ist die Kläranlage Asten eine zeitgemäß ausgerüstete Kläranlage.

Geht man von einer Ausbaugröße von ca. 950.000 EW aus, so errechnen sich für all diese Maßnahmen spezifische Investitionskosten von etwa. 820 ATS/EW. Die eigentliche Anpassung an den Stand der Technik aufgrund der wasserrechtlichen Anforderungen (262 + 60 (NK+MÜSE) = 322 Mio ATS) kostet ca. 340 ATS/EW.

9 Literatur

- A. BEGERT, W. KANDLER: Versuche zur gemeinsamen Reinigung von Kokereiabwasser und häuslichem Abwasser unter besonderer Berücksichtigung extremer Stoßbelastungen. *Vom Wasser*, 49, 71-115, 1977
- A. BEGERT: Ein Beitrag zur Reinigung des Abwassers eines Chemiefaserwerkes; eines chemischen Betriebes und einer Kokerei. *Wiener Mitteilungen*, 24, 1978a
- BEGERT: Untersuchungen über den Anschluß von Industrieanlagen an eine Regionalkläranlage. 4. EAS Symposium München, Tagungsband, 124-140, 1978b
- H. BRANDL, Dichtwände im Grund-, Wasser- und Deponiebau. *Österreichischer Betonverein, Schriftenreihe, Heft 29/1998*)
- H. BRANDL, Th. MACHO, Pre-Treated waste for waste disposal liners. Third international Congress on environmental geotechnics, Lisboa, Portugal, Sept. 1998.
- K. DORNHOFER, Ein Beitrag zur Optimierung der Stickstoffentfernung in zweistufigen Belebungsanlagen. Dissertation. *Wiener Mitteilungen*, 152, 1998.
- W. v.d.EMDE: Gemeinsame Behandlung von betrieblichen und kommunalen Abwässern in einer Abwasserreinigungsanlage. Vortrag am Verbandstag der österreichischen Wasserverbände, 1986
- F. LENGLACHNER, J. BRABEC, E. GLÖTZL; Der Aupolder – Klärschlammwässerung und –vererdung in einem künstlichen Feuchtgebiet. Beitrag Linzer Umweltbericht 1997
- LINDTNER S.: Vergleich verschiedener Regelungsstrategien der Sauerstoffversorgung mit Hilfe der dynamischen Simulation. Diplomarbeit, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, Technische Universität Wien (1998)
- O. NOWAK, K. SVARDAL: Observations on the kinetics of nitrification under inhibiting conditions caused by industrial waste water compounds. *Wat.Sci.Tech.*, 28 (2), 115-123, 1993.
- O. NOWAK, P. SCHWEIGHOFER, K. SVARDAL: Nitrification inhibition - A method for the estimation of actual maximum autotrophic growth rates in activated sludge systems. *Wat.Sci.Tech.*, 30 (6), 9-19, 1994
- O. NOWAK: Nitrifikation im Belebungsverfahren bei maßgeblichem Industrieabwassereinfluß. Dissertation. *Wiener Mitteilungen*, 138, 1996.
- P. SCHWEIGHOFER: Nitrifikationshemmstoffe und Abwasserreinigung. *Wiener Mitteilungen*, 108, T1-T27, 1992.
- P. SCHWEIGHOFER: Steps toward the upgrading of a municipal WWTP affected by nitrification inhibiting compounds. *Wat.Sci.Tech.*, 33(12), 39-46, 1996.
- P. SCHWEIGHOFER: Nitrifikationshemmstoffe bei kommunaler Abwasserreinigung. Dissertation, *Wiener Mitteilungen*, 138, 1997.
- K. SVARDAL und H. KROISS. Steuerung der Nitrifikation und Denitrifikation mittels Sauerstoffmessung im Belebungsbecken, *GMA-Bericht 33*, 205 - 220, *Tagungsunterlagen, VDI/VDE-GMA-Aussprachetag "Mess- und Regelungstechnik in abwassertechnischen Anlagen"*, 28.-29.11., Düsseldorf (1997).

Verfasser:

DI.Dr.techn. Peter Schweighofer
LINZ SERVICE GmbH
Bereich Abwasser, Regionalkläranlage Asten

Ipfdorferstr. 7
A - 4481 ASTEN

Tel.: ++43 / 732 / 7890 / 6118
Email: peter.schweighofer@sbl.co.at

Betriebserfahrungen mit der Regenwettersteuerung

Gerhard Spatzierer

Amt der Burgenländischen Landesregierung, Abt. 9-Gewässeraufsicht

Kurzfassung: Zur Verminderung von Schlammabtrieb aus dem Nachklärbecken bei Regenereignissen wird das Verfahren der Regenwettersteuerung vorgestellt. Bei Überschreitung eines vorzugebenden Schlammspiegelgrenzwertes wird dabei die Belüftung und Umwälzung im Belebungsbecken vorübergehend abgestellt. Dadurch wird die Schlammverfrachtung in die Nachklärung reduziert. Die Ergebnisse eines 5-jährigen Betriebes zeigen, dass durch diese Betriebsweise bei niedrigem Schlammindex die hydraulische Leistungsfähigkeit der Nachklärung deutlich gesteigert werden kann. Die Grenzen, die Übertragbarkeit auf andere Anlagen sowie Hinweise zur Einführung und weiteren Optimierung dieses kostengünstigen Verfahrens werden eingehend erläutert.

Keywords: Nachklärbecken, Schlammabtrieb, Regenwetter, Schlammspiegel, Regenwettersteuerung, Schlammvolumenbeschickung, Mischwasser-Regelung.

1 Einleitung

Eine Umfrage im Rahmen der ÖWAV-Kläranlagenachbarschaften im Jahre 1994 zeigte, dass die Anlagen gesamthaft mit einer höheren Schlammrockensubstanz betrieben werden, als der Bemessung (z.B. ATV-DVWK A 131) der Anlagen zugrunde gelegt wurde (EMDE, 1996). Dies liegt zumeist daran, dass erfahrungsgemäß bei höherem Schlammalter eine bessere Ablaufqualität (z.B. vollständige Nitrifikation) speziell im Winterbetrieb erreicht werden kann. Weiters fehlen aber auch auf vielen Anlagen ausreichende Speicherkapazitäten für den Überschussschlamm, sodass Klärschlamm zwangsweise in den Belebungsbecken bis zur Abgabe (z.B. mobile Entwässerung, landwirtschaftliche Verwertung) zwischengestapelt wird.

Bei Regenereignissen kommt es speziell bei Mischkanalisationssystemen zu starken hydraulischen Belastungen der Anlagen, wodurch Schlamm in hohem Maße vom Belebungsbecken in die Nachklärung verfrachtet wird und dadurch die Schlammhöhe im Nachklärbecken so weit ansteigt, bis das vorhandene Speichervolumen überschritten wird. Schlammabtrieb und damit verbunden eine hohe Vorfluterbelastung sind die Folge. Zur Verhinderung dieses Schlammabtriebes wurde auf der für 100.000 EW ausgebauten Kläranlage des WV Wulkatal im April 1994 die im folgenden beschriebene spezielle Betriebsweise für den Regenwetterfall entwickelt. Weiters wurde ab 1995 für die gesteuerte Stickstoffentfernung eine intermittierende Belüftung (mit Umwälzeinrichtungen) in Betrieb genommen.

2 Die Regenwettersteuerung

Die Kläranlage des WV Wulkatal (Abb. 1) besitzt 2 hintereinander durchflossene Belebungsbecken ($V: 2 \times 7.500 \text{ m}^3$) und 2 Nachklärbecken (Rundbecken, Gesamt- $V = 7.600 \text{ m}^3$, Gesamt-Oberfläche = 3.178 m^2 , Randwassertiefe = $2,0 \text{ m}$). Die Belüftung erfolgt mit Stabwalzen (Mammutrotoren, $\varnothing 1 \text{ m}$, $10 \times 75 \text{ kW}$). Bei Regenereignissen wird die Anlage max. mit der 4-fachen Trockenwetterwassermenge (laut Bemessung) beschickt. Die Anlage wurde im Jahre 1977 in Betrieb genommen. Im Frühjahr 2000 wurde die Anlage um 2 weitere Nachklärbecken (Gesamt- $V = 13.680 \text{ m}^3$, Gesamt-Oberfläche = 3.179 m^2 , Randwassertiefe = $4,0 \text{ m}$) erweitert.

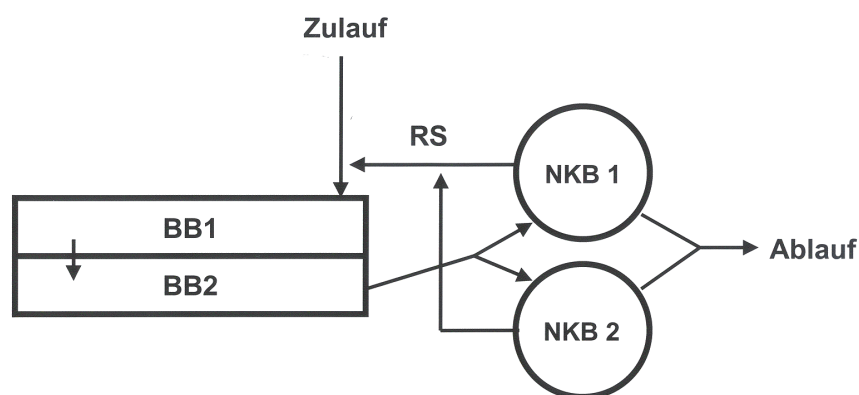


Abbildung 1: Kläranlage Wasserverband Wulkatal - Betrieb mit 2 Nachklärbecken

Im Zuge der Vorversuche zur Einführung einer intermittierenden Belüftung zur weitgehenden Stickstoffentfernung wurde festgestellt, dass nach dem Abstellen der Belüfter sich bereits nach 30 - 40 min eine Klarwasserzone an der Oberfläche des Belebungsbeckens in der Höhe von 10 - 15 cm ausbildet. Dadurch sinkt gleichzeitig auch der vom Belebungsbecken in die Nachklärung abgeleitete Feststoffgehalt ab (von 440 ml/l auf 260 ml/l, $I_{SV} = 55$ ml/g). Trotz Abschalten der Belüftung war aber auch nach 40 min Pausenzeit im Umlaufbecken noch eine Fließgeschwindigkeit von 10 - 15 cm/s vorhanden. Durch das Abschalten der Rotoren konnte somit die Schlammverfrachtung ins Nachklärbecken durch teilweises Absetzen des Schlammes im 2. durchflossenen Belebungsbecken reduziert werden. Nach der Wiederinbetriebnahme eines Rotors (10 W/m³) wurde nach 10 min bereits wieder eine völlige Durchmischung des gesamten Beckens erreicht.

Auf Grund dieser Voruntersuchungen wurden auf der Anlage folgende weitere Schritte gesetzt:

- 1) Tägliche Bestimmung der ungelösten Stoffe im Ablauf
- 2) Einbau eines Trübungsmessgerätes im Ablauf
- 3) Betriebsweise Regenwettersteuerung nach der Zulaufmenge (ab 1994)
- 4) Einbau von Schlammspiegelmessgeräten in beiden NKB
- 5) Betriebsweise Regenwettersteuerung nach dem Schlammspiegel (ab 1995)
- 6) Optimierung des Verfahrens

Das Verfahren der Regenwettersteuerung arbeitet nach folgendem Prinzip:

Bei hoher Schlammvolumenbeschickung der Nachklärung wird nach Erreichen einer vorzugebenden Speichergrenze (Schlammspiegel) die Belüftung und Umwälzung im 2. durchflossenen Belebungsbecken abgestellt, wodurch es zu einem teilweisen Absetzen des Schlammes im Belebungsbecken kommt. Dadurch sinkt die Schlammvolumenbeschickung der Nachklärung und der Schlamm Speicher im NKB wird durch die Rücklaufschlammförderung wieder teilweise geleert, der Schlammspiegel sinkt. Bei Erreichen eines weiteren vorgegebenen Grenzwertes des Schlammspiegels wird die Belüftung und Umwälzung im Belebungsbecken wieder in Betrieb genommen.

Der Verlauf des Schlammspiegels bei höheren hydraulischen Belastungen ist in Abbildung 2 dargestellt.

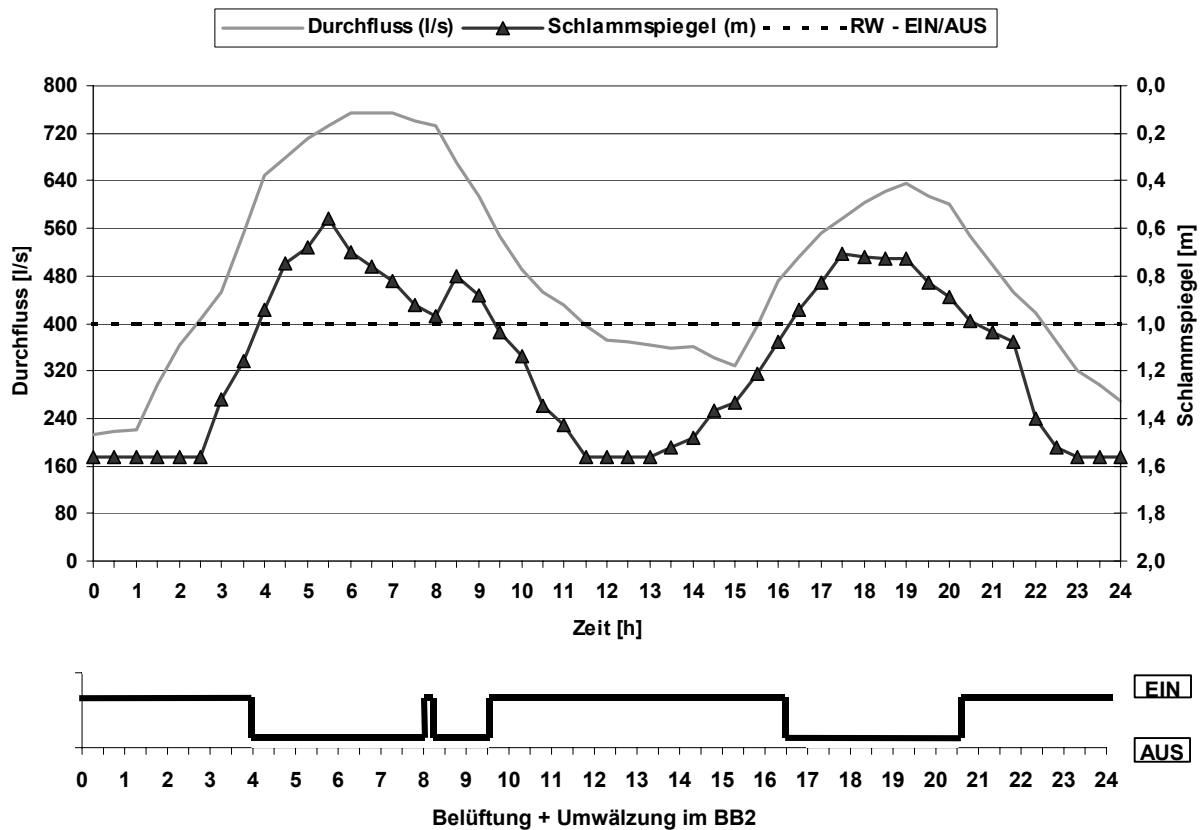


Abbildung 2: Tagesganglinie Durchfluss und Schlammspiegel im NKB bei Betrieb der Regenwettersteuerung

Diese Betriebsweise wird international als „Aeration Tank Settling“ („ATS“) bezeichnet, was soviel heißt wie „Absetzen (des Belebtschlammes) im Belebungsbecken“, (NIELSEN et al., 1996). In Skandinavien wird dieses Verfahren bereits auf 3 Kläranlagen mit insgesamt ca. 700.000 EW eingesetzt (NIELSEN et al., 2000). Auch auf der Kläranlage Brügge (Belgien) mit rund 300.000 EW soll dieses Prinzip („Storm water regime“) nach der Erweiterung der Anlage verwendet werden (BOONEN et al., 2000).

3 Betriebsergebnisse - Betriebserfahrungen

Ein Vergleich einzelner Regenereignisse ist äußerst schwierig und auch wenig aussagekräftig, da die Charakteristik der Einzelereignisse und der Randbedingungen überaus unterschiedlich sein kann und dadurch u.U. zu Fehlinterpretationen führt. Von großem Einfluss können dabei u.a. folgende Faktoren sein:

- Intensität und Dauer der Niederschlagsereignisse
- Schlammgehalt und Absetzeigenschaften des Schlammes
- Abwassertemperatur

Um Aussagen über die Wirkung der Regenwettersteuerung machen zu können, wurden sämtliche Regenereignisse (Tagesabwassermenge $> Q_{TW}$) von 2 mehrjährigen Zeiträumen vor und nach Inbetriebnahme dieser Betriebsweise statistisch ausgewertet. Als Maß für die Ablaufqualität wurde hierbei der CSB - des Ablaufes, als Maß für die hydraulische Belastung unter Einbeziehung des jeweiligen Schlammvolumens die tägliche mittlere Schlammvolumenbeschickung (mittl. q_{SV}) herangezogen. Die Ergebnisse dieser Auswertungen sind in den beiden folgenden Abb. 3 und 4 sowie in Tabelle 1 dargestellt.

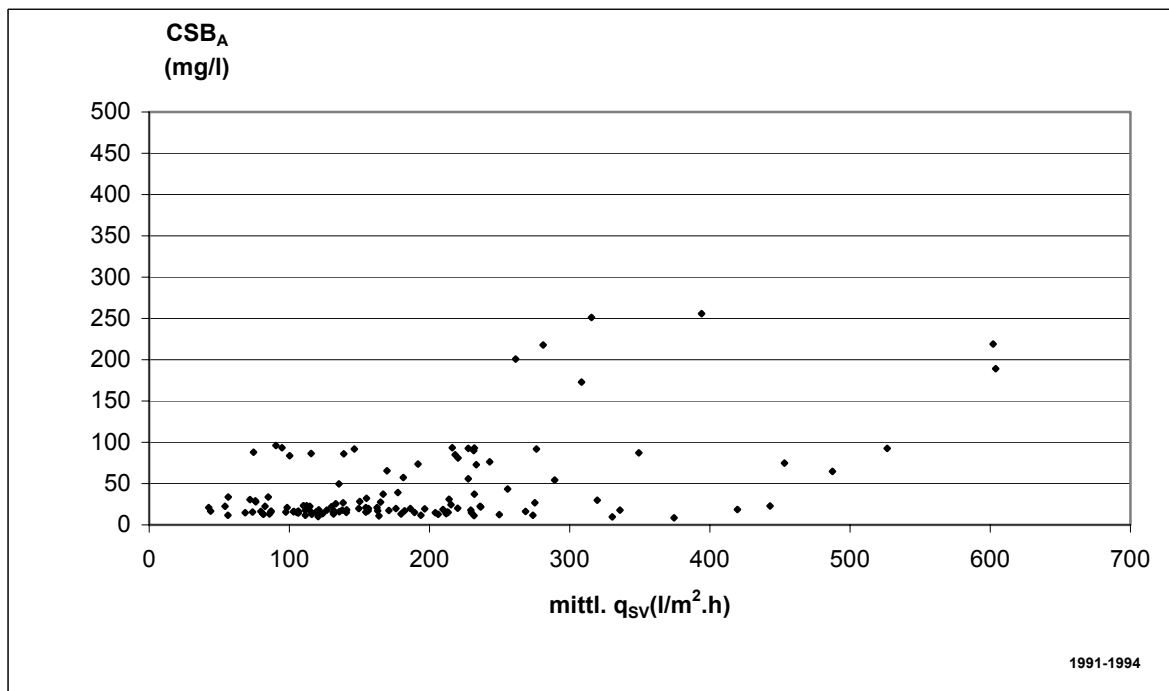


Abbildung 3: CSB-Ablauf - mittlere Schlammvolumenbeschickung;
Betriebsweise ohne Regenwettersteuerung; Zeitraum 1991 - 1994

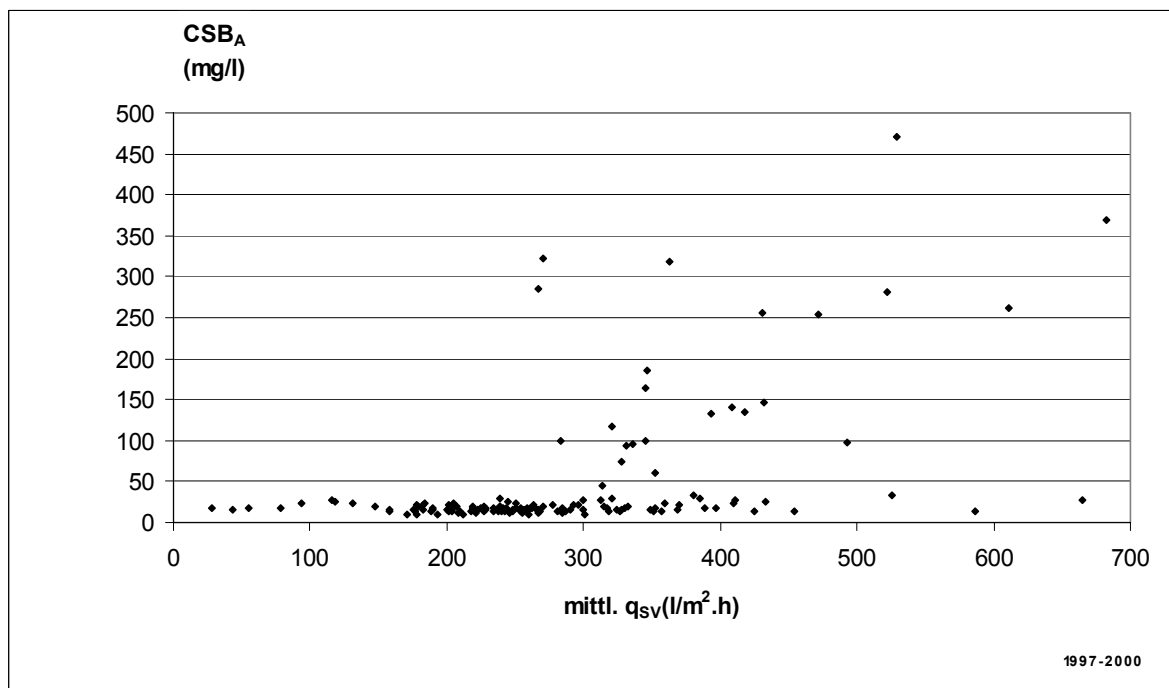


Abbildung 4: CSB-Ablauf - mittlere Schlammvolumenbeschickung;
Betriebsweise mit Regenwettersteuerung, Zeitraum 1997 - 2000

Aus den Abbildungen geht klar hervor, dass beim Betrieb mit der Regenwettersteuerung erst ab einer mittleren Schlammvolumenbeschickung von etwa 270 l/m².h ein erhöhter Feststoffgehalt im Ablauf auftritt (ohne RW-steuerung bereits ab 80 l/m².h)

Tabelle 1: Vergleich der Betriebsweisen mit/ohne Regenwettersteuerung – Betriebsparameter, Ergebnisse der Tage mit Q > TW

Betriebsart	ohne RW-Steuerung	mit RW-Steuerung
Zeitraum	1991 – 1994	1997 – 2000
Anzahl RW-Tage (Q > TW)	129	145
Q (m ³ /d)	39070	38149
SV (ml/l)	367	571
TS _{BB} (g/l)	6,9	7,9
I _{SV} (ml/g)	53	72
CSB-Abl. (mg/l)	51,1	52,3
SST-Abl. (mg/l)	-	44,2
mittl. q _{SV} (l/m ² .h)	188	283
NH ₄ -N (mg/l) *)	0,5	0,5
NO ₃ -N (mg/l) *)	7,3	1,5
PO ₄ -P (mg/l) *)	0,22	0,13
Q (m ³ /d) *)	18510	20412
spez. Energieverbrauch (Wh/m ³)	170	141

*) Mittelwerte der gesamten Periode

Die in Tabelle 1 angeführten Mittelwerte der beiden Perioden zeigen, dass der Schlammindex und die mittlere tägliche Schlammvolumenbeschickung in der 2. Periode deutlich höher lagen (vor allem Auswirkung der intermittierenden Belüftung zur N-Entfernung). Trotz erhöhter hydraulischer und feststoffmäßiger Belastung der Nachklärung konnte im Mittel eine vergleichbare Ablaufqualität erzielt werden.

Tabelle 2: Vergleich der Betriebsweisen mit/ohne Regenwettersteuerung. Einfluss des Schlammindex, Anzahl der Tage mit $Q > TW$

Betriebsart	ohne RW-Steuerung	mit RW-Steuerung
Zeitraum	1991- 1994	1997 - 2000
Anzahl RW-Tage ($Q > TW$)	129	145
$I_{SV} < 50$ ml/g CSB-Abl. > 50 mg/l	69 9	31 0
$I_{SV} 51 - 75$ ml/g CSB-Abl. > 50 mg/l	46 20	62 5
$I_{SV} > 75$ ml/g CSB-Abl. > 50 mg/l	14 4	52 18

Der Einfluss des Schlammindex wurde in einer weiteren statistischen Analyse erhoben (Tab. 2). Demnach zeigt die Regenwettersteuerung vor allem bei Schlammindices < 75 ml/g große Wirkung, während bei Indices von $75 - 150$ ml/g keine signifikante Reduktion des Gehalts an Feststoffen im Ablauf festgestellt werden konnte. Bei Blähschlamm ($I_{SV} > 150$ ml/g) dürfte die Regenwettersteuerung praktisch wirkungslos sein. Da infolge von Blähschlamm ein ständig hoher Schlamm Spiegel im Nachklärbecken auch bei Trockenwetter möglich ist, wird empfohlen, die Regenwettersteuerung in dieser Phase vorübergehend außer Betrieb zu nehmen, da sonst im zweiten durchflossenen Belebungsbecken u.U. keine Belüftung und Umwälzung mehr erfolgt. Hier müssen in jedem Falle sofort Maßnahmen zur Blähschlamm bekämpfung gesetzt werden.

Da längerfristig auf keiner Kläranlage ein Anstieg des I_{SV} auf Werte > 100 ml/g ausgeschlossen werden kann, kann daher auf Grund der o.a. Ergebnisse eine Verringerung der Bemessung von Nachklärbecken bei Einsatz der Regenwettersteuerung nicht empfohlen werden. Dies steht im Widerspruch zu den Angaben von BOONEN et. al., der davon ausgeht, dass mit dieser Steuerung der Bau von 30 % des Volumens der Nachklärung eingespart werden kann.

Bei kleinen Schlammindeces wird aber jedenfalls die hydraulische Leistungsfähigkeit der Nachklärung deutlich erhöht (um 50 - 100 %), da ein Teil der Speicherzone h_3 ins Belebungsbecken verlagert wird. Die Regenwettersteuerung kann somit in weiten Bereichen den Betrieb von Belebungsanlagen deutlich verbessern.

Auswirkungen der Regenwettersteuerung auf den Gehalt an NH_4-N , NO_3-N und PO_4-P im Ablauf konnten nicht festgestellt werden. Nach dem Abschalten der Belüftung wird vorhandener Nitrat-N relativ rasch im Belebungsbecken denitrifiziert (innerhalb von 10 - 20 min.), eine Rücklösung bzw. ein Durchschlagen von NH_4-N in den Ablauf konnte praktisch nicht festgestellt werden.

Die Grenzwerte für den Schlamm Spiegel in den Nachklärbecken wurden mehrmals verändert und nunmehr wie folgt vorgegeben:

	Schlamm Spiegel
Beginn Regenwettersteuerung	1,00 m
Ende Regenwettersteuerung	1,20 m

Abgesehen von wenigen Störungen arbeiten diese Messgeräte weitgehend problemlos. Die Kosten belaufen sich auf etwa S 100.000,- pro Messgerät.

Eine zusätzliche Prozesskontrolle ist über on-line Messgeräte für NH_4-N , NO_3-N und PO_4-P (Proben aus dem Belebungsbecken) möglich. Für die Probenvorbereitung (Filtration, Sedimentation) können jedoch nur Geräte verwendet werden, die auch bei höheren Schlammindeces betriebsfähig sind. Das eingesetzte Trübungsmessgerät im Ablauf wurde fallweise durch Abtrieb von Algenfäden gestört.

Weitere Optimierungen erscheinen in folgenden Bereichen möglich:

- Verbesserung der Schlammabsetzung im Belebungsbecken durch Verringerung der Wehrschwellenbelastung (Sogwirkung!)
- Anpassung der Schlamm Spiegelgrenzwerte an den Schlammindex bzw. die Schlammabsetzgeschwindigkeit
- Anpassung der Rücklaufschlammförderung an den jeweiligen Bedarf während des Regenereignisses
- Einbindung der Schlamm Spiegelgrenzwerte in das Störmeldesystem

4 Einsatz der Regenwettersteuerung auf anderen Anlagen

Die beschriebene Betriebsweise wurde in Österreich bereits auf einigen Anlagen eingesetzt. Ausgewertete Betriebsergebnisse liegen aber derzeit noch nicht vor.

Grundsätzlich können folgende Empfehlungen gemacht werden:

4.1 Voruntersuchungen

Bei Regenereignissen, d.h. maximalem Abwasserdurchfluss, sollte bei konventioneller Betriebsweise durch z.B. halbstündliche Kontrolle der Ablaufqualität bzw. der kontinuierlichen Messung des Schlammspiegels oder durch kontinuierliche Trübungsmessung ermittelt werden, ab welchem Zeitpunkt ein Schlammabtrieb auftritt. Dieser Zeitraum repräsentiert die Speicherkapazität der Nachklärung bei maximalem Durchfluss und einem bestimmten Schlammvolumen.

4.2 Anlagen mit 2 (oder mehreren) Belebungsbecken im Kaskadenbetrieb

Hier wird im letzten Becken vor den Nachklärbecken die Belüftung und Umwälzung bei Erreichen des vorzugebenden Grenzwertes (mind. 1m) ausgeschaltet. Wird der zweite vorgegebene Grenzwert erreicht, so wird die Anlage wieder im Normalbetrieb gefahren. Im ersten durchflossenen Becken wird während des gesamten Regenereignisses der Normalbetrieb beibehalten. Bei extrem langen Regenereignissen (1 - 2 Tage) mit hoher hydraulischer Belastung sollte nach 10 -12 h durchgehender Pausenzeit kurz belüftet werden (ca. 30 min.), um dauerhafte schwer mobilisierbare Ablagerungen hintanzuhalten. Stehen keine kontinuierlich arbeitenden Schlammspiegelmeßgeräte zur Verfügung, so kann die Steuerung auch auf Grund der Durchflussmengen vorgenommen werden (Grenzwerte analog vorgeben).

4.3 Anlagen mit 1 Belebungsbecken bzw. parallel beschickten Becken

Hier sollte nach z.B. 4 h Pausenzeit die biologische Stufe 0,5 - 1 h belüftet werden, um einen Abbau der zwischenzeitlich eingeleiteten Schmutzstoffe zu ermöglichen. Dieser Vorgang wird so oft wiederholt, bis der vorgegebene Grenzwert (Schlammspiegel bzw. Durchfluss) wieder unterschritten wird.

Sind mehrere Belebungsbecken vorhanden, so sollte unbedingt geprüft werden, ob die Anlage auch seriell betrieben werden kann.

5 Zusammenfassung

Die Betriebsweise „Regenwettersteuerung“ steht nunmehr seit ca. 5 Jahren auf der Kläranlage des WV Wulkatal im Einsatz und hat sich bisher sehr gut bewährt. Durch die Nutzung der Speicherkapazität der Nachklärbecken in der Startphase des Niederschlagsereignisses kann der Spülstoß aus der Kanalisationsanlage im Belebungsbecken noch ausreichend belüftet und die Laststoffe abgebaut werden. Erfahrungsgemäß bzw. wie auch mit Detailuntersuchungen gezeigt werden konnte, sinkt die organische Belastung des Zuflusses sodann ab. Das Rohabwasser ist zudem bei Freispiegelkanälen

gut mit Sauerstoff versorgt. In dieser Phase reicht eine kurze intervallartige Belüftung, um einen Kontakt des Belebtschlammes mit den gelösten Abwasserinhaltsstoffen zu ermöglichen (Abbau und Adsorption an der Schlammflocke).

Die Ansteuerung über den Schlamm Spiegel im Nachklärbecken hat sich dabei sehr gut bewährt. Bei Schlammdices < 75 ml/g konnte dadurch die hydraulische Leistungsfähigkeit der Nachklärung deutlich gesteigert werden, ein Abtrieb von Schlamm trat nur noch in Einzelfällen auf. Bei höheren Schlammdices verringert sich die Wirkung dieser Betriebsart, bei Blähschlamm bringt sie keine Verbesserung gegenüber dem Normalbetrieb und muss im Regelfall bei derartigen Betriebszuständen außer Betrieb genommen werden. Eine Verringerung/Einsparung von Nachklärbeckenvolumen kann daher bei Einsatz dieses Verfahrens nicht empfohlen werden.

Eine merkliche Beeinträchtigung der Ablaufqualität bei einer schwach belasteten Belebungsanlage gegenüber Trockenwetterbetrieb konnte durch die beschriebene Betriebsweise nicht festgestellt werden. Die Ablaufgrenzwerte für $\text{NH}_4\text{-N}$, $\text{NO}_3\text{-N}$ und $\text{PO}_4\text{-P}$ konnten auch bei Regenereignissen eingehalten werden.

Der Einbau der Regenwettersteuerung ist auch bei bereits bestehenden Anlagen leicht möglich und verursacht nur geringe Kosten (Schlammspiegelmessgeräte, Anpassung der Steuerung). Die optimalen Betriebseinstellungen für die Schlamm Spiegel- bzw. Durchflussgrenzwerte müssen auf Grund von Messungen auf der jeweiligen Anlage (Eigen- und Betriebsüberwachung) selbst ermittelt werden.

Das Verfahren kann prinzipiell auf verschiedenen Anlagen- und Belüftungssystemen eingebaut werden. Der Kaskadenbetrieb dürfte hierbei die besten Voraussetzungen bieten.

Unabhängig vom Betrieb einer Regenwettersteuerung ist der Einbau von Schlammspiegelmessgeräten in den Nachklärbecken sehr zu empfehlen, da hiedurch auch die gleichmäßige Beschickung mehrerer Becken kontrolliert und allfällige Störungen bei der Rücklaufschlammförderung (Verlegung der RS-Leitungen) rasch erkannt werden können.

6 Literatur

- ATV-DVWK (2000) Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. ATV-DVWK-Arbeitsblatt A 131. GFA, Hennef.
- Billmeier, E. (1986) Einfluss der Rücklaufführung auf das Absetzverhalten belebter Schlämme. Gwf-wasser/Abwasser 127, 239 - 245.
- Boonen, I., Bruynooghe, H., Carrette, R., Bixio, D., Ockler, P. (2000) Renovation of the WWTP of Bruges. Wat.Sci.Tech. 41(9), 185 - 192.
- Emde, W.v.d. (1996) Auswertung Fragebogen SchlammindeX KAN 1994. Informationsreihe Betriebspersonal Abwasseranlagen, Folge 3, 127- 140.
- Nielsen, M.K., Carstensen, J., Harremoes, P. (1996) Combined control of sewer and treatment plant during rainstorm. Wat. Sci.Tech. 34 (3-4), 181 - 187.
- Nielsen, M.K., Bechmann, H., Henze, M. (2000) Modelling an test of aeration tank settling (ATS). Wat.Dci.Tech. 41(9), 179 - 184.
- Spatzierer, G. (1996) Schlammabtrieb bei Regen wirksam verhindern. KA-Betriebs-Info, 681 - 682.

Dipl.Ing. Gerhard Spatzierer

Amt der Burgenländischen Landesregierung
Abt. 9-Gewässeraufsicht
Wulkawiesen
A-7041 Wulkaprodersdorf

Tel.: +43/2687/62122
Fax: +43/2687/62122-15
Email: spatzierer-gwa@bnet.at

Anpassung einer einstufigen Belebungsanlage mit Winterfremdenverkehr (ARA Saalbach)

Heide Müller, Johannes Pilz, Karl Svardal

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU Wien

Kurzfassung: Die Abwasserreinigungsanlage Saalbach muss tourismusbedingt mit starken saisonalen Belastungsschwankungen umgehen. Ursprünglich auf 52.500 EW₁₂₀ und reine Kohlenstoffentfernung bemessen, sind bis Jahresanfang 2003 die gesetzlichen Anforderungen an Nitrifikation und Stickstoffentfernung einzuhalten. Im Beitrag wird ein von der TU Wien durchgeführtes Anpassungsprojekt vorgestellt. Nach Plausibilitätsprüfung und Nachbemessung der ARA Saalbach wurde festgestellt, dass sie während des ersten Belastungsstoßes im Dezember und während etwa zweier Wochen im Februar an die Grenzen ihrer Kapazität gelangt. Eine stabile Nitrifikation muss aber noch möglich sein, wenn auch mit reduzierter Sicherheit gegenüber Stickstoffschwankungen und erhöhter Nachklärbeckenbelastung. Dies setzt einen optimalen Betrieb in der kritischen Zeit voraus. In der Wintersaison 1999/2000 wurde versucht, die Anlage dementsprechend zu betreiben. Die Nitrifikation konnte erhalten werden, es kam aber wegen verfahrenstechnischer Mängel der Kläranlage zu mehreren Grenzwertüberschreitungen. Als Folge der Untersuchungen wird in Saalbach nun zunächst auf „längerfristige“ Anpassungsmaßnahmen wie die Errichtung eines Vorklärbeckens verzichtet. Vielmehr sind derzeit „kurz- bis mittelfristige“ Maßnahmen in der Umsetzungsphase, ein Sanierungs- und Optimierungsprogramm, das die betrieblichen Voraussetzungen für eine stabile Nitrifikation schafft.

Keywords: Nitrifikation, Denitrifikation, Stickstoffentfernung, Anpassung, 1.AEV, Bemessung, Plausibilität, Eigenüberwachung, Belebungsanlage

1 Einleitung und Fragestellung

Als eines der bekanntesten Skigebiete Österreichs beherbergt die Gemeinde Saalbach-Hinterglemm in der Wintersaison täglich bis zu 16.000 Wintersportler. Die Anzahl der ständigen Einwohner beträgt hingegen nur etwa 3.100. Für die Kläranlage des Ortes (ARA Saalbach) bedeutet dies, dass sie 9 Monate im Jahr weit von der Bemessungsbelastung entfernt und sozusagen

„überdimensioniert“ ist. Während der Monate Januar bis März hingegen müssen enorme Schmutzfrachten gereinigt werden, und die Kläranlage erreicht die Grenzen ihrer (Nitrifikations-)kapazität. Hinzu kommen niedere Temperaturen, welche die biologischen Prozesse verlangsamen, ein hoher Fettgehalt im Zulauf und eine geringe Wasserhärte, die zu einer Selbsthemmung der Nitrifikation führen kann. Darüber hinaus erschweren hohe spezifische Wassermengen die Situation.

Als Anlage der Größenklasse III muss die ARA Saalbach ab 1.1.2003 folgende Anforderungen hinsichtlich Nitrifikation und Denitrifikation erfüllen (1.AEV, 1996):

1. $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen von 5 mg/l ab Ablauftemperaturen von 8°C mit einer maximalen Überschreitung von 100% an Einzeltagen.
2. 70% Stickstoffentfernung im Jahresmittel bei Ablauftemperaturen über 12°C .

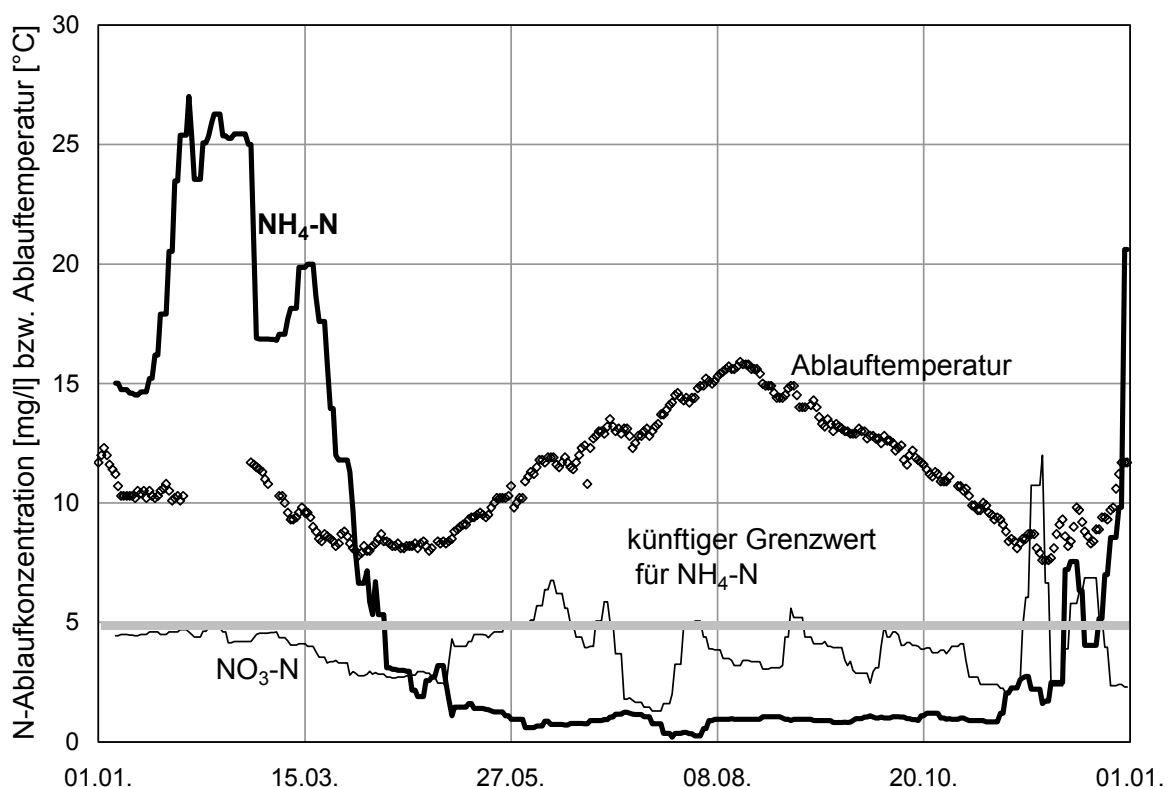


Abbildung 1: ARA Saalbach, 1998: $\text{NH}_4\text{-N}$ - bzw. $\text{NO}_3\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen (Wochenmittel) und Ablauftemperaturen (Tageswerte)

Dabei stellt vor allem die Einhaltung des Grenzwertes für den Parameter $\text{NH}_4\text{-N}$ ein Problem dar. Während der Wintermonate der vergangenen Jahre wurde er fast durchgehend überschritten (z.B. Abbildung 1).

Die Gemeinde Saalbach beauftragte daher im Herbst 1998 das Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU Wien (im Folgenden TU Wien), Lösungsvorschläge zur Anpassung der ARA Saalbach an den Stand der Technik zu erarbeiten.

Während der Erarbeitung der Studie stellte sich nach einer ersten Plausibilitätsprüfung der Daten aus der Eigenüberwachung und nach einer groben Nachbemessung und Beurteilung der Anlage heraus, dass

1. die Höhe der tatsächlichen Bemessungsbelastung bisher wahrscheinlich überschätzt wurde. Die vorhandene Datenlage war allerdings zu unsicher für eine eindeutige Festlegung der Bemessungsbelastung.
2. die Anlage in den zwei belastungsstärksten Wochen im Februar und während des ersten Belastungsstoßes im Dezember zwar die Grenzen ihrer Kapazität erreicht, sie aber mit einer reduzierten Sicherheit gegenüber Belastungsschwankungen und einer erhöhten Nachklärbeckenbelastung noch stabil nitrifizieren müsste.
3. die Anlage nach dem heutigen Wissensstand erhebliche verfahrenstechnische Mängel aufweist, die einen optimalen Betrieb verhindern.

In der Wintersaison 1999/2000 wurde daher versucht, die Kläranlage optimal zu betreiben. Dabei sollte einerseits der Frage nachgegangen werden, welche Belastung der Bemessung zu Grunde zu legen ist. Andererseits wurde versucht, während des gesamten Winters möglichst stabil zu nitrifizieren.

Der vorliegende Beitrag fasst die wesentlichen Ergebnisse der Studie der TU Wien zur Anpassung der ARA Saalbach an den Stand der Technik zusammen und gibt die wesentlichen Erkenntnisse aus dem Winterbetrieb 1999/2000 wieder. Der Schwerpunkt liegt dabei in der Nitrifikationsproblematik und hier vor allem im Zusammenspiel von Betrieb und Reinigungsleistung.

2 Zulaufcharakteristik

2.1 Zulaufzusammensetzung

Eine Auswertung der Daten aus der Eigenüberwachung für das Jahr 2000 bestätigt, dass der Zulauf zur ARA Saalbach die Zusammensetzung eines typischen kommunalen Abwassers aufweist (Tabelle 1). Größere industrielle Einleiter gibt es nicht, nur einige Kleinbetriebe sind angeschlossen.

Auffällig ist ein hoher Anteil an Gastronomiebetrieben. Diese sind mit verantwortlich für den hohen Fettgehalt im Abwasser und tragen damit zu den schlechten Schlammabsetzeigenschaften des Saalbacher Belebtschlammes bei (der Schlammindeks liegt meist im Bereich von 150-200 l/kg).

Tabelle 1: Durchschnittlicher Zulauf zur ARA Saalbach (2000)

CSB/BSB ₅ *	1,94 ± 0,46
Ges.geb.N/CSB	0,078 ± 0,032
Ges.P/CSB	0,013 ± 0,005
NH ₄ -N/Ges.geb.N	0,53 ± 0,16

*...Daten aus 1999, da 2000 kaum BSB₅-Messungen durchgeführt wurden

2.2 Wasserhärte

Mit einer Säurekapazität von 2,3 mmol/l bzw. 6,4° dH ist das Saalbacher Abwasser nur gering gepuffert, was in der Wintersaison zu Problemen führt:

Die Aktivität der Nitrifikanten ist stark vom pH-Wert abhängig. Der optimale Bereich liegt zwischen pH 7,5 und 8,5, pH-Werte unter 6,5 führen zu einer deutlichen Verminderung der Nitrifikationsleistung. Bei der Nitrifikation werden pro Mol produziertem NO₃⁻ 2 Mol H⁺ frei (Nowak und Svardal, 1990), d.h. es wird Säure produziert und der pH-Wert sinkt. Bei gering gepuffertem Abwasser wie jenem in Saalbach kann er dabei so weit sinken, dass sich die Nitrifikation schließlich selbst hemmt.

In Saalbach ist dieses Problem im Winter aktuell, wenn die Belebungsbecken wegen der hohen Belastung und der tiefen Temperaturen durchgehend belüftet

werden müssen, um die volle Nitrifikationskapazität der Anlage zu nützen. Im Sommer kann der pH-Wert Abfall hingegen durch die Denitrifikation abgefangen werden, denn pro Mol denitrifiziertem NO_3^- wird wieder ein Mol H^+ verbraucht.

Auch bei der Wahl des Fällmittels ist dieses Problem relevant. Viele Fällmittel (z.B. FeCl_3) sind sauer und verschärfen die Problematik eines pH-Abfalls weiter. Bei Kostenvergleichen von Fällmitteln darf daher nicht auf mögliche Zusatzkosten für Kalk oder Natronlauge vergessen werden. Tatsächlich hat sich für Saalbach unter anderem aus diesem Grund die Fällung mit alkalischem Natriumaluminat als die wirtschaftlichste Lösung herausgestellt.

2.3 Abwassermengen

Trotz Trennkanalisation sind die spezifischen Wassermengen im Zulauf zur ARA Saalbach enorm. Die laufende Kanalnetzsanierung hat zu einer deutlichen Reduktion der Zulaufmengen geführt. So konnte das 85-Perzentil der Zulaufmenge von 14.000 m^3/d im Jahr 1997 auf 8.000 m^3/d im Jahr 2000 gesenkt werden.

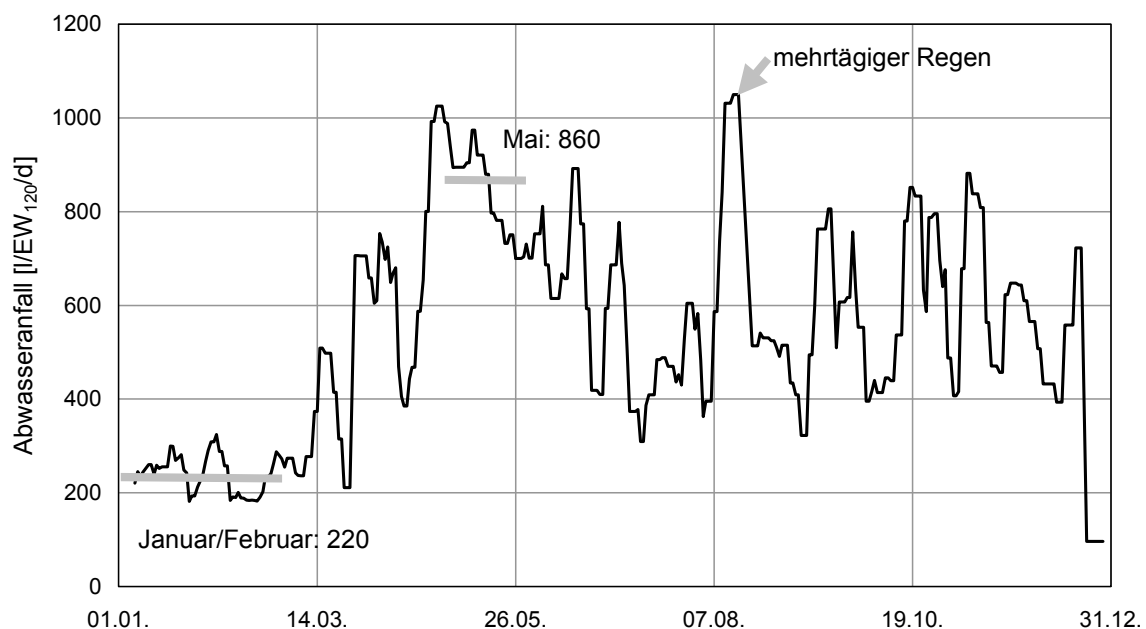


Abbildung 2: Ganglinie des spezifischen Abwasseranfalles auf der ARA Saalbach im Jahr 2000 (Wochenmittel)

Wie Abbildung 2 zeigt, kann die Kanalnetzsanierung aber noch keinesfalls als abgeschlossen angesehen werden. Während die spezifischen Wassermengen in der Hauptsaison 2000 mit $220 \text{ l/EW}_{120}/\text{d}$ in üblichen Bereichen lagen, wurden während der Schneeschmelze im Mai mittlere $860 \text{ l/EW}_{120}/\text{d}$ erreicht. Auch mehrtägige Niederschlagsereignisse wie jenes Mitte September finden sich in der Zulaufwassermenge wieder.

2.4 Belastungsschwankungen

In der Wintersaison halten sich in Saalbach bis zu sechs Mal mehr Menschen auf als während der Zwischensaison. Entsprechend kommt es zu erheblichen Schwankungen der CSB- bzw. Ges.N-Zulaufkraft (Abbildung 3).

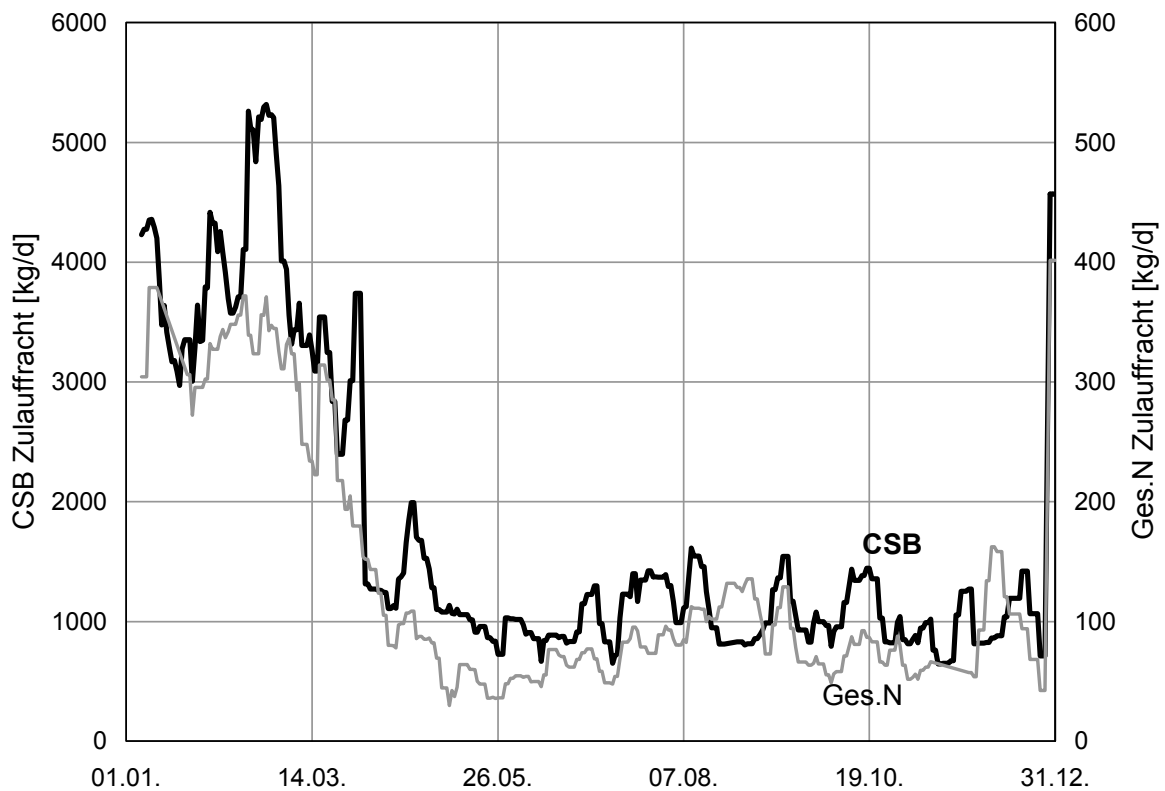


Abbildung 3: Ganglinie der CSB- und der Ges.N-Zulaufkraft im Jahr 2000 auf der ARA Saalbach (Wochenmittel)

Im Vergleich zum Winter ist der Einfluss des Sommertourismus unwesentlich.

3 Die ARA Saalbach

3.1 Ausbau der Abwasserreinigung in Saalbach-Hinterglemm

1982 ging die sogenannte „1.Ausbaustufe“ der ARA Saalbach, eine auf Kohlenstoffentfernung ausgelegte einstufige Belebungsanlage für 20.000 EW_{60} , in Betrieb.

Mit der „2.Ausbaustufe“ wurde in den Jahren 1989-91 eine Erweiterung auf 52.500 EW_{60} bei reiner Kohlenstoffentfernung realisiert. Unter anderem wurde das Belebungsbeckenvolumen mehr als verdoppelt, ein zweites Nachklärbecken errichtet und die Schlammbehandlung auf eine anaerobe mesophile Faulung umgestellt.

Mit einem Schlammalter von 3,3 Tagen bei Bemessungsbelastung war bereits im Jahr der Fertigstellung vorherzusehen, dass ein weiterer Ausbau erforderlich sein wird, denn im selben Jahr wurde die 1.AEV für kommunales Abwasser verabschiedet. Zur Umsetzung der dort geforderten Nitrifikation müsste das Schlammalter und damit beispielsweise das Belebungsbeckenvolumen bei gleicher Belastung mehr als verdoppelt werden. Daran änderte auch eine im Jahr 1996 verabschiedete Neufassung der 1.AEV wenig.

Die konkrete Umsetzung der 1.AEV in Saalbach fordert ein Wasserrechtsbescheid aus dem Jahr 1998. Gleichzeitig nimmt er die Herabsetzung der Bemessungsbelastung von 52.500 auf 49.000 EW_{60} und damit die Herabstufung von Größenklasse IV in die Größenklasse III vor.

3.2 Fließschema

Abbildung 4 zeigt ein Fließschema der ARA Saalbach. Die folgende Beschreibung der Anlage bezieht sich auf den Zustand zu Beginn der Anpassungsstudie. Viele der aufgezählten Mängel sind bereits oder werden derzeit behoben.

EX Explosionsgefährdete Zonen durch Faulgas

- * Schammbehandlungsgebäude
- * Gasenschwefler
- * Faulturn 1+2
- * Gasspeicher
- * Gasfackel

- X 8 Hydranten mit Grundwasser (Hauptwasser)
- ⊗ 1 Hydrant mit 'Druckwasser'
- 2 Tiefbrunnen (Notwasser)
- ⊞ Elektrolabel Schachte

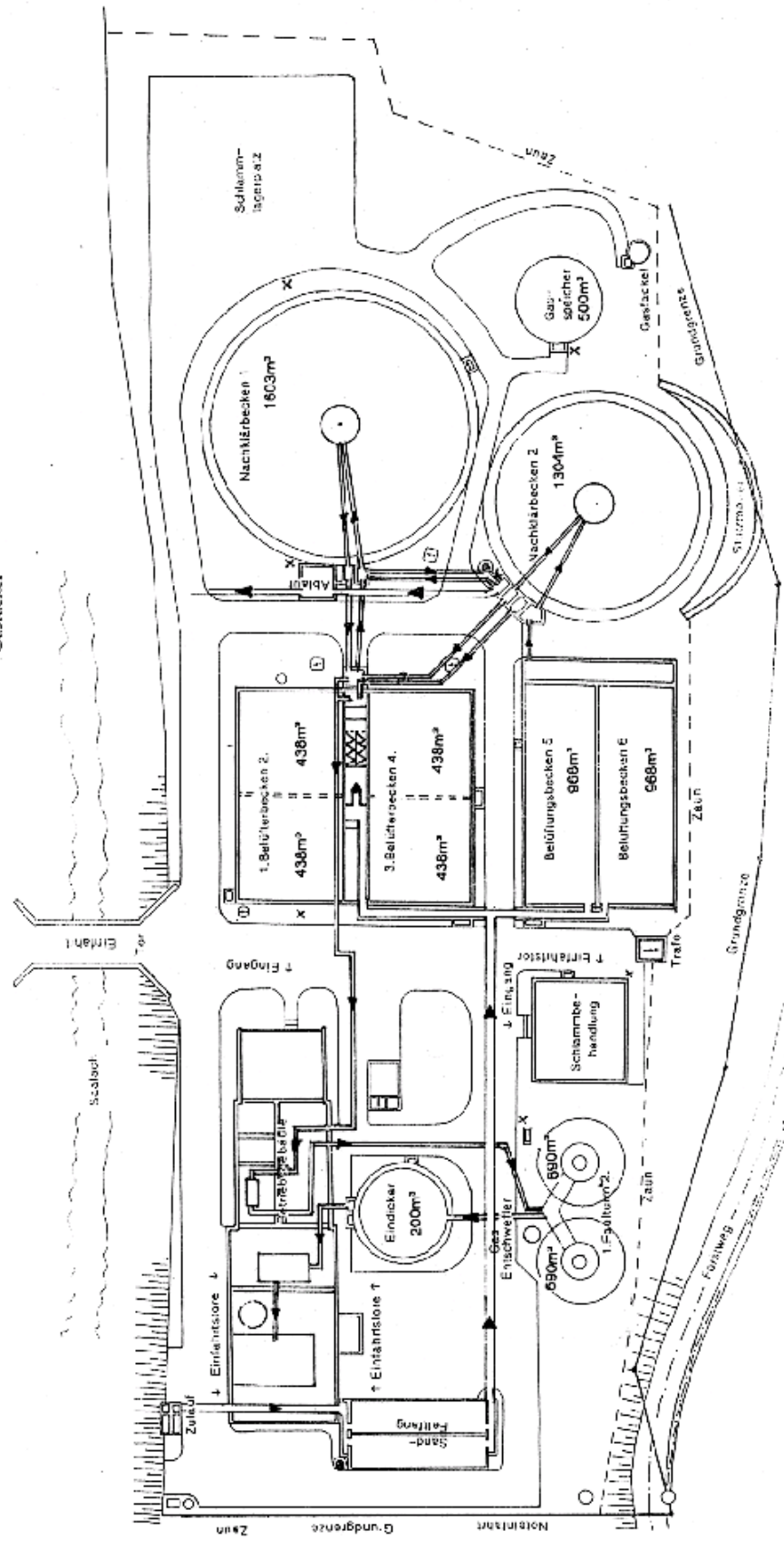


Abbildung 4: Fließschema der ARA Saalbach

3.2.1 Kanalisation und Mechanische Reinigung

Die Gemeinde Saalbach verfügt über eine Trennkanalisation. Auf der Kläranlage passiert das Abwasser zunächst die mechanische Reinigung, die aus einem Feinrechen und einem belüfteten Sand- und Fettfang besteht. Vor diesem erfolgt auch die automatische Probenahme mit einem Schöpfer.

Wesentliche Mängel im Kanalnetz

- Wie im vorigen Kapitel ausgeführt, ist das Kanalnetz, das derzeit saniert wird, in einem schlechten Zustand. Es gelangen sehr hohe spezifische Wassermengen in die Anlage und erschweren vor allem im Frühjahr die Einhaltung der vorgeschriebenen Entfernungsgrade. Vermutlich ist die Infiltration von Grundwasser in das Kanalnetz auch der Grund für den geringen Gehalt mineralischer Feststoffe im Saalbacher Schlamm und somit auch für dessen schlechte Absetzeigenschaften.

3.2.2 Belebung

In einer T-Kreuzung wird das mechanisch geklärte Abwasser zu gleichen Teilen auf die Belebungsbecken 1-4 („alte Straße“ aus der 1.Ausbaustufe) und 5+6 („neue Straße“ aus der 2.Ausbaustufe) aufgeteilt.

Die neue Straße besteht aus 2 parallel durchflossenen Längsbecken mit insgesamt 1880 m³ Nutzinhalt. Die alte Straße besteht aus 4 seriell durchflossenen Kammern mit insgesamt 1750 m³ Nutzinhalt.

Beide Straßen sind mit Messnerplatten ausgestattet und werden in der warmen Jahreszeit intermittierend belüftet. Alle Belebungsbecken und Gerinne sind mit einer Ortbetonschicht abgedeckt. Der Zugang ist nur über einzelne Gitterroste möglich.

Wesentliche Mängel der Belebungsbecken

- Geht man von einer Belastung von 49.000 EW₆₀ laut Wasserrechtsbescheid aus, so beträgt das spezifische Belebungsbeckenvolumen nur 74 l/EW.
- Es sind keine Rührwerke vorhanden. Bei intermittierender Belüftung sinkt der Schlamm während der Belüftungspausen zu Boden, wodurch die Denitrifikationskapazität verringert wird. Während der Belüftungszeiten wird zwar von den Messnerplatten Mischenergie eingebracht, aber es gibt viele unbelüftete Zonen. Das zeigen unter anderem mikroskopische Schlammuntersuchungen.
- Die Abstufung der Verdichter ist ungünstig. Von den vier vorhandenen Verdichtern ist jeweils ein Verdichterpaar einer Belebungsstraße zugeordnet. Ein Verdichterpaar besteht aus einem großen, polumschaltbaren und einem kleineren, mit Frequenzumformern ausgestatteten Verdichter. Die Luftmengenaufteilung zwischen den Kaskaden erfolgt über Luftklappen. Die Regelung ist sehr träge und führt dazu, dass bei üblichen Sauerstoff-Sollwertvorgaben (z.B. 2,0 mg/l) lange unbelüftete Phasen in der Belebung auftreten.
- Jedes Verdichterpaar wird über den mittleren Sauerstoffgehalt der ihm zugeordneten Belebungsstraße geregelt. Die Belebungsbecken 5 und 6 der neuen Straße sind jedoch sehr unterschiedlich belastet, da der Großteil des Rücklaufschlammes in Becken 5 gelangt, während der Großteil des Abwassers in Becken 6 fließt. Durch die Mittelung der Sauerstoffkonzentration für die Regelung der Sauerstoffzufuhr bleibt damit immer eines der beiden Becken unterbelüftet.
- Durch die ungleiche Belastung der Belebungsbecken (BB) der neuen Straße wird in BB 5 meist weitgehend nitrifiziert und kaum denitrifiziert, weil diese Straße gut belüftet ist. Der Belebtschlamm des BB 6 hingegen ist weit stärker belastet und wird nicht ausreichend mit Sauerstoff versorgt. Treffen diese beiden Schlämme im Nachklärbecken zusammen, so kommt es verstärkt zu Denitrifikationserscheinungen, da der Schlamm des BB 6 ein ausgezeichnetes Substrat zur Reduktion des in BB 5 erzeugten Nitrats darstellt.

- Mit nur 4 Sauerstoffsonden (je eine in BB 1, 3, 5 und 6) besteht keine Redundanz für den Fall, dass eine Sonde ausfällt.
- Es gibt keine pH-Sonde in den Belebungsbecken. Damit ist auch nicht feststellbar, wann es zu einer Hemmung der Nitrifikation durch zu niedere pH-Werte kommt, denn die vorhandene pH-Sonde im Ablauf ist nicht mehr aussagekräftig, wenn es zu Denitrifikationserscheinungen in der Nachklärung kommt.
- Trotz der geringen Säurekapazität des Abwassers ist keine Möglichkeit zur Dosierung von Kalk oder Natronlauge vorhanden.

3.2.3 Nachklärung

Die beiden rund ausgeführten Nachklärbecken haben Innendurchmesser von 31 m (alte Straße) und 26 m (neue Straße). Die Randwassertiefe beider Becken beträgt 2 m, die Wassertiefe im Inneren der Becken 3 m.

Der Ablauf aus den Nachklärbecken erfolgt über Zahnschwellen. Bevor das gereinigte Abwasser in die Saalach eingeleitet wird, passiert es eine Ablaufkammer, wo auch die automatische Probenahme erfolgt.

Wesentliche Mängel der Nachklärbecken

- Im Vergleich zu modernen Nachklärbecken sind jene der ARA Saalbach sehr flach.
- Wegen der unterschiedlichen Größen der Nachklärbecken bei nahezu gleich großen Belebungsbecken wurde eine Leitung realisiert, welche die Zulaufkammern der beiden Nachklärbecken verbindet. Sie erlaubt es, einen Teil des Ablaufes der Belebungsbecken in das alte Nachklärbecken zu fahren. Die Einstellung erfolgt über einen Handschieber und erfordert sehr viel Erfahrung und ständiges Nachjustieren. Es ist unvermeidlich, dass die Nachklärbecken ungleich belastet werden.
- Die vorhandene Schwimmschlammräumung ist nicht funktionstauglich. Der Schwimmschlamm kann die Anlage daher nur verlassen, wenn er über die Zahnschwellen in den Ablauf gelangt.

3.2.4 Schlammlinie

Die Rücklaufschlämme und gegebenenfalls auch die Schwimmschlämme beider Nachklärbecken werden in der Schwimmschlammkammer vereint und gelangen von dort in die Überschussschlammkammer. Dort wird ein Teil des Rücklaufschlammes als Überschussschlamm abgezogen, in einer Siebtrommel eingedickt und schließlich anaerob stabilisiert. Der Rest des Rücklaufschlammes gelangt über Schneckenpumpen in die erste Kaskade der alten Belebung bzw. über Kreiselpumpen in das Zulaufgerinne zur neuen Belebung.

Die mesophile anaerobe Schlammstabilisierung erfolgt in 2 Faulbehältern aus Stahl ($2 \times 690 \text{ m}^3$), die während der Wintermonate ausnahmslos in Serie betrieben werden.

Die Faulschlammmentwässerung erfolgt mittels einer Siebbandpresse. Ein der Presse vorgeschalteter Nacheindicker mit 200 m^3 Nutzinhalt dient als Pufferbecken.

Eine Besonderheit ist die aufwendige Sägespänedosierung. Sie wurde 1995 nach mehrjährigen Entwässerungsproblemen mit dem Saalbacher Faulschlamm errichtet. Die Sägespäne werden in den Ablauf des Nacheindickers eingerührt. Der gepresste Faulschlamm wird mit Kalk vermischt und in einem Container gesammelt. Das Endprodukt wird von Fremdfirmen deponiert, kompostiert oder verbrannt.

Zur Gasverwertung stehen ein Gasmotor mit 111 kW und ein Gasbehälter mit einem Nutzvolumen von 500 m^3 zur Verfügung.

Wesentliche Mängel in der Schlammlinie

- Derzeit wird der abgezogene Schwimmschlamm in den Rücklauschlamm eingemischt und gelangt wieder in die biologische Stufe. Damit können sich unerwünschte Fadenbakterien anreichern und den Schlammindeks verschlechtern.
- Zur Durchmischung wird im unteren Drittel der Faulbehälter Schlamm abgezogen, in Wärmetauschern erwärmt und zur Schwimmschlammzerstörung im oberen Bereich des Faulturms auf die Wasseroberfläche aufgebracht. Dadurch wird zwar der Schwimmschlamm im Faulbehälter gut zerstört, die kinetische Energie aber lokal weitgehend umgesetzt und damit der innere Bereich der Behälter nur gering bewegt. Außerdem wird der Großteil des Faulgases im oberen Bereich des Behälters produziert, so dass nur ein Teil der Energie der aufsteigenden Gasblasen für die Durchmischung genutzt wird.
- Trotz der Dosierung von Sägespänen kommt es zu vielen reparaturbedingten Stillständen der Siebbandpresse. Einerseits bleibt der Schlamm auf dem Siebband kleben, andererseits fällt die Austragsvorrichtung (zwei gekoppelte Schnecken) häufig aus.
- Nach der Errichtung der Sägespänedosierung war das vorhandene Rührwerk im Ablauf des Nacheindickers zu schwach, um die Sägespäne mit dem Faulschlamm zu vermischen. Daher wurden die Mischblätter an der unteren Hälfte des Rührwerks entfernt, um wenigstens eine ausreichende Durchmischung der oberen Hälfte zu gewährleisten. Diese Maßnahme hatte zur Folge, dass der Nacheindicker mit 200 m³ Nutzinhalt derzeit nur auf 100 m³ Inhalt abgesenkt werden kann. Damit wird Puffervolumen vergeben, das gerade in Hinblick auf die Probleme mit der Siebbandpresse sehr nützlich wäre.
- Es gibt keine Möglichkeit, die stickstoffhaltigen Trübwasser aus der Siebbandpresse zwischenzuspeichern und Stickstoff-Belastungsspitzen auszugleichen. Im Gegenteil, wegen der Probleme mit der Presse wird diese nur dann betrieben, wenn Personal auf der Anlage ist, d.h. tagsüber. Die Rückläufe fallen damit mit den größten Belastungsspitzen zusammen.

4 Bemessungsgrundlagen und maßgebende Lastfälle

Für eine gute Bemessung ist es wichtig, die organische Belastung im Bemessungslastfall möglichst genau zu kennen. Am besten führt man daher zunächst eine Plausibilitätsprüfung der vorhandenen Daten durch. Auch wenn diese Prüfung im vorliegenden Beitrag nur verhältnismäßig kurz dargestellt wird, so zeigt doch gerade das Beispiel Saalbach deren Wichtigkeit.

In Saalbach stellte sich heraus, dass die Anlagenbelastung bisher erheblich überschätzt wurde. Erst nach der Plausibilitätsprüfung der Daten, einer Nachbemessung und der intensiven Betreuung der Anlage im Winter 1999/2000 wurde klar, dass die Anforderungen der 1.AEV (1996) auch mit der bestehenden Anlage einhaltbar sein müssen. Damit kann in Saalbach vorerst von umfangreichen Baumaßnahmen wie der Errichtung eines Vorklärbeckens Abstand genommen werden.

4.1 Überprüfung der Wassermengen

Seit dem Einbau einer induktiven Durchflussmessung (IDM) im Ablauf des neuen Nachklärbeckens im Herbst 1999 ist es in Saalbach möglich, eine Wasserbilanz über die Nachklärbecken zu erstellen und sie mit den Messungen des Zulaufventuris zu vergleichen. Es stellte sich heraus, dass die Zulaufmenge bisher um etwa 25% überschätzt wurde.

4.2 Plausibilitätsprüfung der Messdaten

Eine Auswertung der Daten aus der Eigenüberwachung der Jahre 1995-98 ergibt große Unterschiede in der organischen Belastung (Abbildung 5), je nachdem, ob man sich auf den Parameter BSB₅ oder CSB stützt. Ursache können ein ungewöhnliches CSB/BSB₅-Verhältnis, Messfehler oder die unregelmäßige Messung des CSB sein.

Zur näheren Untersuchung wurden einerseits Massenbilanzen (Schweighofer, 1994; Svoldal, 1998 und IWAG, 2000, Themenbereich A) und andererseits Einwohner- und Nächtigungszahlen herangezogen.

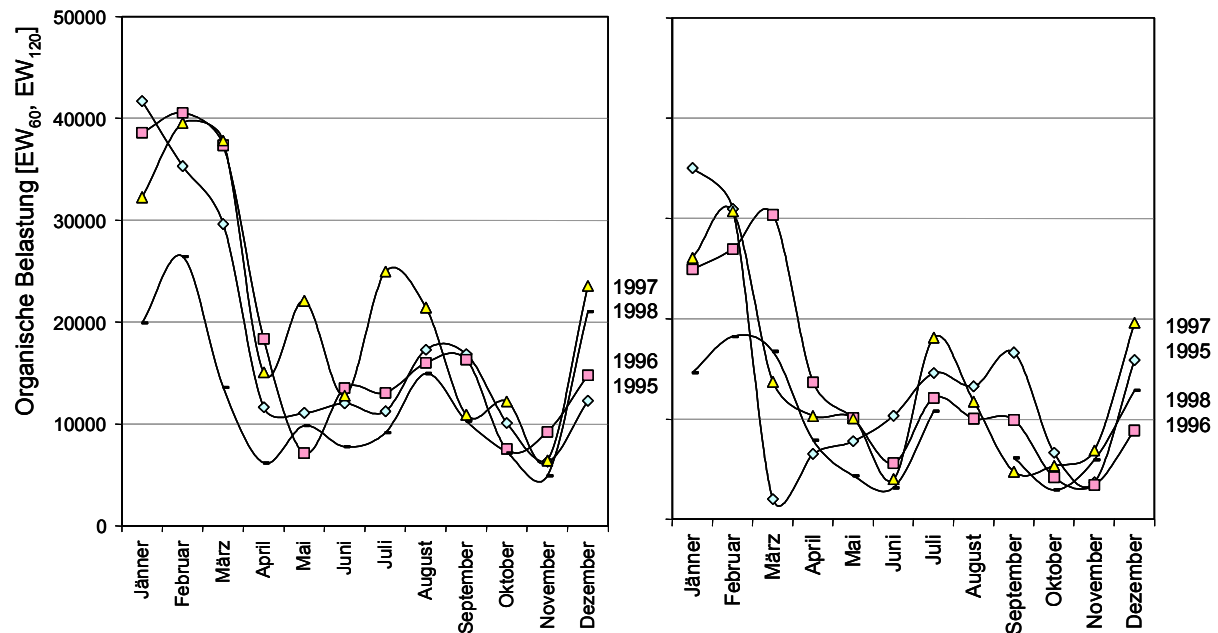


Abbildung 5: ARA Saalbach: Ganglinien der organischen Belastung in den Jahren 1995-1998 (Monatsmittel). Linke Abbildung: EW₆₀, rechte Abbildung: EW₁₂₀.

Massenbilanzen:

Schätzt man den veratmeten Anteil des CSB (OVC) über den Energieverbrauch für die Belüftung ab, so lässt sich aus den Daten der Eigenüberwachung der ARA Saalbach eine geschlossene CSB-Bilanz der biologischen Stufe erstellen. Über die Forderung, dass sich die Massenbilanz schließen lassen muss, konnte abgeschätzt werden, dass die CSB-Messwerte während der Wintermonate für die Jahre 1995-98 meist plausibel sind. Wegen der geringen Datendichte konnten allerdings nur lange Zeiträume bilanziert werden (4 Monate) und es war nicht möglich, die Belastung in den entscheidenden Winterwochen weiter abzusichern.

Die Wintersaison 1999/2000 wurde daher unter anderem dazu benützt, Daten für abgesicherte Bilanzen und für eine solide Bemessungsgrundlage auf CSB-Basis zu erheben. Es wurden auch Atmungsmessungen durchgeführt. Über diese erhält man eine weitere Möglichkeit, OVC abzuschätzen, und die CSB-Bilanz um die biologische Stufe zu schließen.

Abschätzung der Belastung über Einwohner- und Nächtigungszahlen:

Neben den Massenbilanzen erweist sich die Auswertung der von der Gemeinde Saalbach penibel aufgezeichneten Einwohner- und Nächtigungszahlen als ein hervorragendes Instrument zur Plausibilitätsprüfung. In Saalbach gibt es nur wenige Kleinbetriebe. Den mit Abstand entscheidendsten Einfluss auf die Abwasserzusammensetzung und –menge hat der Wintertourismus. Ordnet man einem ständigen Einwohner einen Einwohnerequivalentwert von 1,0 und einem Gast einen Einwohnerequivalentwert von 2,0 zu, so lassen sich Schmutzfracht und Nächtigungszahlen gut korrelieren (Abbildung 6).

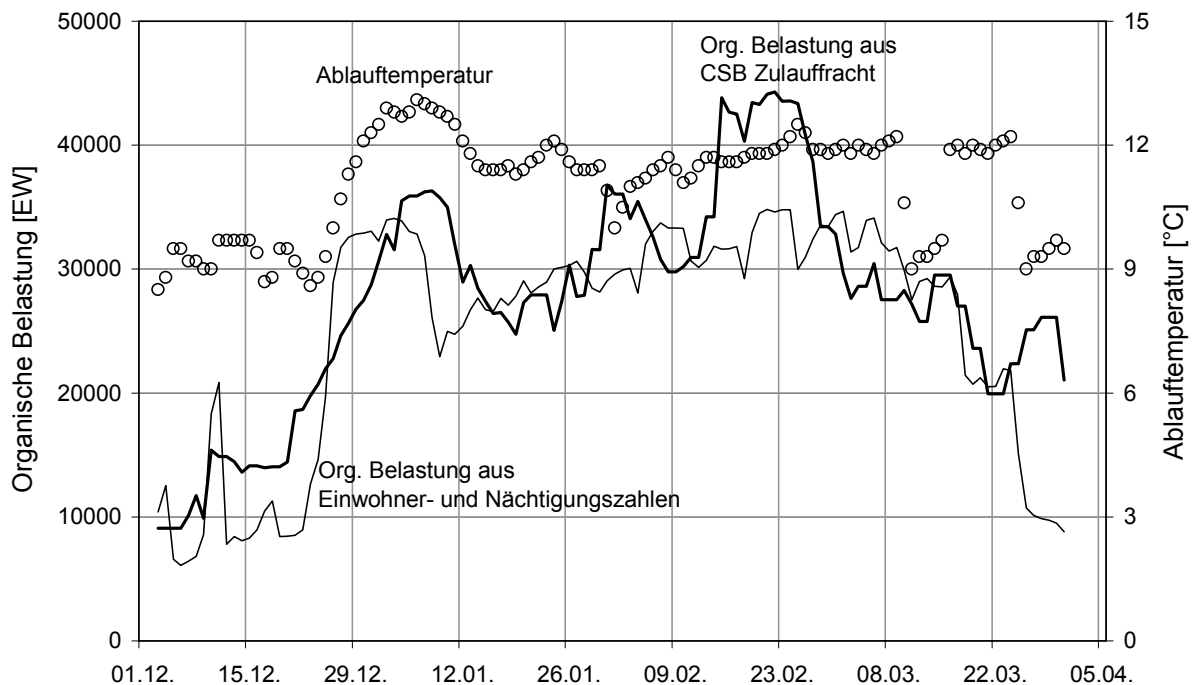


Abbildung 6: Abschätzung der organischen Belastung der ARA Saalbach aus Einwohner- und Nächtigungszahlen und Vergleich mit der aus der CSB-Zulauffracht ermittelten Belastung (Wochenmittelwerte)

4.3 Bemessungsgrundlage

In der Woche vom 21.2.-27.2.2000 betrug die mittlere Belastung der ARA Saalbach auf Grundlage der CSB-Zulauffracht 43.600 EW₁₂₀ (Abbildung 6). Dieser Wert konnte sowohl durch Massenbilanzen als auch durch den Vergleich mit Einwohner- und Nächtigungsdaten abgesichert werden:

In der betrachteten Woche war es kaum möglich, in Saalbach noch ein freies Zimmer zu finden. Es kann daher angenommen werden, dass die maximale Belastung erreicht wurde.

Natürlich ist auch die zukünftige Entwicklung der Anlagenbelastung zu berücksichtigen. Laut Auskunft des Bürgermeisters ist praktisch alles Bauland im Tal verbaut und beim Tourismus eine Trendwende vom Massen- zum Qualitätstourismus im Gange. Daher kann von stagnierenden Einwohner- und Nächtigungszahlen ausgegangen werden.

4.4 Lastfälle

Nach der Plausibilitätsprüfung der Daten können hinsichtlich der Nitrifikation und der Stickstoffentfernung folgende Bemessungslastfälle für die ARA Saalbach formuliert werden:

1. Stabile Nitrifikation in der Woche mit der stärksten Belastung in der kalten Jahreszeit (43.600 EW₁₂₀, 11°C, Hauptsaison Winter). Abbildung 7 zeigt, dass auch Ablauftemperaturen über 12°C auftreten können. Da die geforderte Stickstoffentfernung nur im Jahresmittel einzuhalten ist, kann für diesen Lastfall kurzfristig auf die Denitrifikation verzichtet werden.
2. Erhalt der Nitrifikation während der Woche mit der niedrigsten Temperatur (15.000 EW₁₂₀, 8°C, Nebensaison Frühjahr). Eine grobe Überlegung zeigt, dass dieser Lastfall für Saalbach nicht relevant ist. Eine Temperaturabnahme von 7°C entspricht einer Halbierung der Wachstumsrate der Nitrifikanten. Rechnet man Lastfall 1 mit diesem Zusammenhang um, so entspricht das bei 8°C knappen 25.000 EW₁₂₀.
3. Ausreichende Nitrifikationskapazität in der Weihnachtswoche. In der Weihnachtswoche steigt die organische Belastung der ARA Saalbach

innerhalb weniger Tage von 15.000 auf etwa 36.000 EW_{120} an (tägliche Steigerung um ca. 1.400 EW_{120}). Gleichzeitig steigt die Stickstofffracht von 120 auf 350 kg/d (Abbildung 8). Es ist zu untersuchen, ob der Belastungsstoß mit der vorhandenen Nitrifikationskapazität aufnehmbar ist.

4. Stickstoffentfernung bei Abwassertemperaturen über 12°C. In den vergangenen Jahren traten im Sommer Belastungen bis zu 22.000 EW_{120} auf. Ähnlich wie Lastfall 2 kann auch dieser Fall durch eine kurze Überlegung ausgeschieden werden: Wenn bei 11°C und einer Belastung von 43.600 EW_{120} nitrifiziert werden kann, so können bei 12°C und halbem Belebungsbeckenvolumen mehr als 22.000 EW_{120} nitrifiziert werden. D.h. man könnte bis zu 50% des Belebungsbeckenvolumens für die Denitrifikation nutzen – weitaus mehr als benötigt. Die Stickstoffentfernung wird aber nur möglich sein, wenn die spezifischen Wassermengen im Zuge der Kanalnetzsanierung noch erheblich reduziert werden, denn je verdünnter der Zulauf, desto schwieriger wird es, Entfernungsgrade einzuhalten.

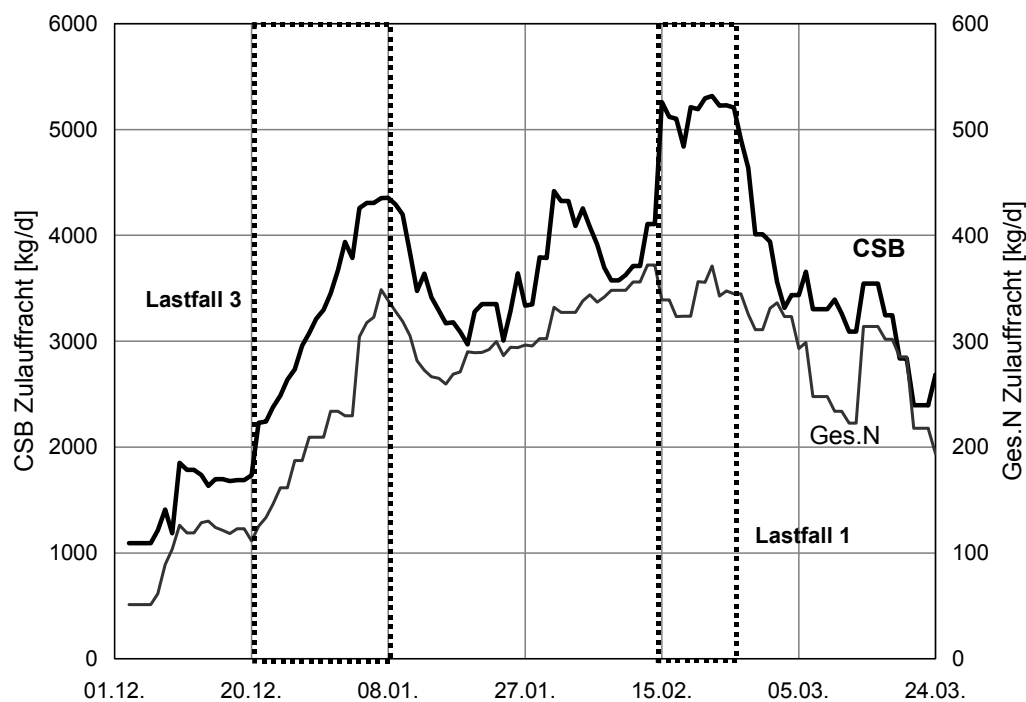


Abbildung 7: CSB- und Ges.N-Zulaufkraft der ARA Saalbach in der Wintersaison 1999/2000 (Wochenmittel) und maßgebende Lastfälle für die Nitrifikation.

Die beiden maßgebenden Lastfälle 1 und 3 sind in Abbildung 7 dargestellt. Im folgenden Kapitel 5 soll zunächst Lastfall 1 diskutiert werden, denn er bestimmt die erforderlichen Beckengrößen. Die dynamische Fragestellung für den Lastfall 3 wird anschließend in Kapitel 6 diskutiert.

5 Bemessung der ARA Saalbach auf Nitrifikation (Lastfall 1)

Um eine stabile Nitrifikation sicherzustellen, muss ein gewisses Mindestschlammalter eingehalten werden. Dieses entspricht dem Quotienten aus der in der Belebung vorhandenen Biomasse und der täglichen Schlammproduktion:

$$t_{TS} = \frac{V_{BB} * TS_{BB}}{Q_{\ddot{U}S} * TS_{\ddot{U}S} + Q_e * TSe}$$

t_{TS} ...Schlammalter [d]
 V_{BB} ...Belebungsbeckenvolumen [m³]
 TS ...Trockensubstanz [kg/m³]
 QWassermenge [m³/d]
Indices: $_{BB}$ Belebungsbecken
 $_{\ddot{U}S}$ Überschussschlamm
 $_e$ Ablauf

Das Schlammalter kann durch folgende Maßnahmen erhöht werden:

1. Vergrößerung des Belebungsbeckenvolumen (z.B. Bau weiterer Belebungsbecken)
2. Steigerung der Biomassekonzentration in der Belebung (z.B. Verringerung des Überschussschlammabzugs, Vergrößerung der Nachklärung, Separation der Feststoffe mit Membranen oder Einsatz von Aufwuchskörpern)
3. Verringerung der Biomasseproduktion durch Vorreinigungsmaßnahmen (z.B. Bau eines Vorklärbeckens oder Vorfällung)

Abgesehen von diesen größtenteils baulichen Maßnahmen setzt eine stabile Nitrifikation auch einen entsprechenden Anlagenbetrieb voraus.

5.1 Nachklärbecken

Bei der Nachbemessung der Nachklärung der ARA Saalbach nach dem ATV-Arbeitsblatt A131 (1991) ergibt sich, dass man die Belebungsbecken nur mit einer relativ niederen Biomassekonzentration von ca. $2,5 \text{ kg/m}^3$ betreiben kann. Der Grund liegt in der Flachheit der Becken und den schlechten Absetzeigenschaften des Belebtschlammes.

Bei einer bestehenden Kläranlage ist es aber durchaus legitim, neben anerkannten Bemessungsverfahren wie dem Arbeitsblatt A131 auch Erfahrungen aus dem praktischen Betrieb in die Überlegungen einfließen zu lassen. Durch jahrelange Probleme mit der Schlammpresse konnte man auf der ARA Saalbach ausreichend Erfahrung mit überhöhten Biomassekonzentrationen in der Belebung sammeln.

Die zahlreichen Probleme, die auf der ARA Saalbach in Verbindung mit der Schlammmentwässerung auftreten, wurden schon eingehend beschrieben. Sie führen dazu, dass die Schlammpresse während der Wintersaison einen Engpass bildet, der die gesamte Funktion der Kläranlage in Frage stellt. Auf Grund von Entwässerungsproblemen wurde die Belebung in den vergangenen Wintern meist mit Trockensubstanzgehalten von etwa $5,0 - 9,0 \text{ kg/m}^3$ betrieben. Dabei wurde ab etwa $7,0 \text{ kg/m}^3$ ein stark erhöhter Schlammabtrieb beobachtet. Bei etwa $5,0 \text{ kg/m}^3$ ist ein stabiler Betrieb der Nachklärbecken möglich, so lange nicht unerwartetes Tauwetter oder Regen hydraulische Stöße verursachen. Saalbach wird mit einer Trennkanalisation entwässert. Sofern die laufende Kanalnetzsanierung erfolgreich weitergeführt wird, kann man derartige hydraulische Stöße für die Zukunft auch ausschließen.

5.2 Belebungsbecken

Die Nachbemessung der ARA Saalbach nach dem Arbeitsblatt A 131 (1991) ergibt für den Lastfall 1 (43.600 EW_{60} , 11°C), unter Zugrundelegung einer Biomassekonzentration von 5.0 kg TS/m^3 , einen Sicherheitsfaktor von etwa 2,0 für die Nitrifikation (Schlammalter: 6,3 Tage). Im A 131 wird hingegen ein Sicherheitsfaktor 2,3 empfohlen.

Der Sicherheitsfaktor 2,0 bedeutet, dass eine stabile Nitrifikation möglich ist, wenn die Belebung mit einer Biomassekonzentration von 5 mg/l betrieben wird.

D.h., die Nitrifikanten können sich in der Kläranlage anreichern und werden nicht ausgewaschen.

Allerdings ist die Sicherheit der ARA Saalbach gegenüber Belastungsschwankungen geringer als bei vergleichbaren Anlagen mit einem Sicherheitsfaktor von 2,3 oder darüber. Will man die Grenzwerte nach 1.AEV einhalten, so ist es wichtig, die Belastungsschwankungen möglichst klein zu halten (z.B. durch Trübwasserbewirtschaftung). Außerdem ist die Anlage so zu betreiben, dass keine betriebsbedingte Verringerung der Wachstumsrate der Nitrifikanten verursacht wird. Dabei ist insbesondere auf folgende Punkte zu beachten:

1. Belüftung des gesamten Belebungsbeckenvolumens ($O_2 \geq 2,0$ mg/l).
2. Kontrolle des pH-Wertes (in der Praxis: $pH \geq 6,8$).
3. Möglichst kontinuierlicher Schlammabzug. Eine kurze Überlegung zeigt, warum ein stoßweiser Schlammabzug so ungünstig ist: Betreibt man die ARA Saalbach bei einem Schlammalter von 10 Tagen, so zieht man täglich 10% der Biomasse und damit auch 10% der Nitrifikanten ab. Das gleiche Schlammalter von 10 Tagen ergibt sich, wenn man alle 5 Tage die Hälfte der Biomasse bzw. die Hälfte der Nitrifikanten abzieht. Der Unterschied ist, dass man im zweiten Fall schlagartig die Hälfte der Nitrifikationskapazität einbüßt.

In der Wintersaison 1999/2000 wurde versucht, die Anlage optimal zu betreiben.

Dabei wurde(n)

1. ein Sauerstoffgehalt von 2 mg/l in allen Belebungsbecken vorgegeben.
2. mit einem Provisorium pulverförmiger gelöschter Kalk ($Ca(OH)_2$) in die Belebung dosiert und der pH-Wert auf etwa 7,0 gehalten.
3. versucht, die Anlage mit einer mittleren Biomassekonzentration von 5,0 g/l und möglichst gleichmäßigem Schlammabzug zu betreiben.
4. die Trübwässer aus der Siebbandpresse in einem unbenutzten alten Sandfang zwischengespeichert und während der Nachtstunden gezielt in die Belebung zurückgegeben.

Abbildung 8 zeigt, dass gegenüber der Wintersaison 1998/1999 eine deutliche Verbesserung der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen erreicht werden konnte.

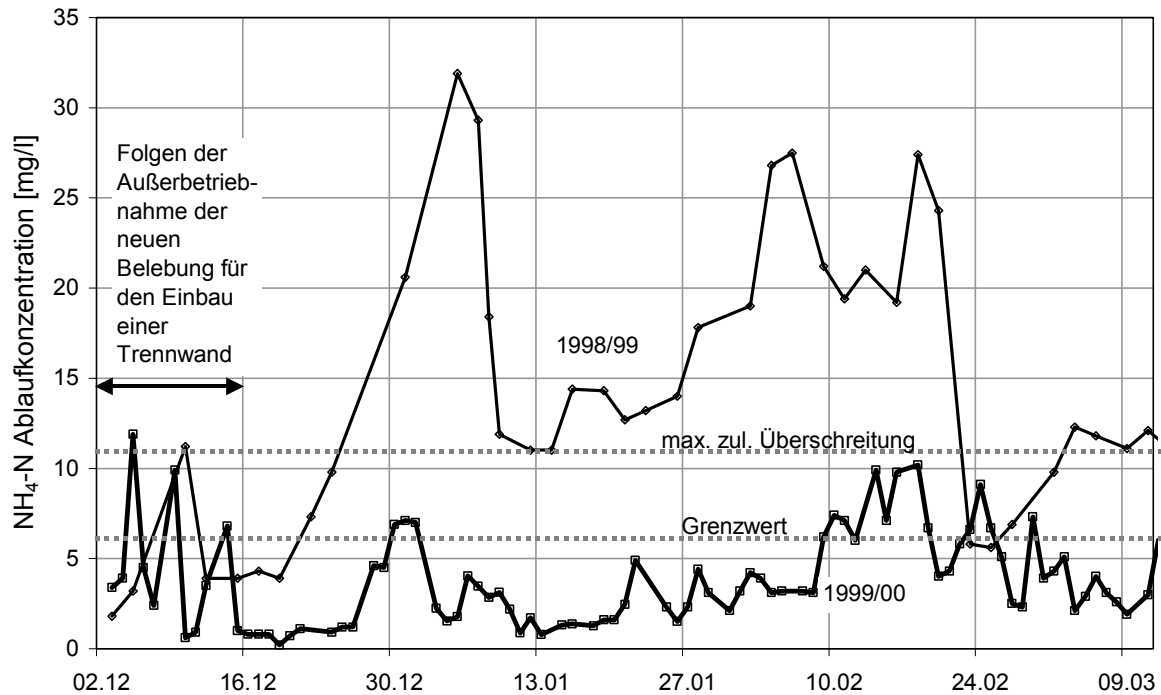


Abbildung 8: Vergleich der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen der ARA Saalbach in den Wintersaisons 1998/99 und 1999/00.

Sieht man von der Phase Anfang Dezember ab, als verspätete Umbauarbeiten eine Entleerung der neuen Belebung erforderten, so blieben die Ablaufkonzentrationen im Winter 1999/2000 mit einer Ausnahme unter dem doppelten Emissionswert von 10 mg/l $\text{NH}_4\text{-N}$. Die Häufigkeit, mit welcher Ablaufwerte im Bereich zwischen 5 und 10 mg/l $\text{NH}_4\text{-N}$ auftreten dürfen, ist jedoch auch geregelt und war mit 17 Überschreitungen in den Monaten Januar/Februar noch zu hoch.

Bei einem Besuch auf der Anlage wurde am 28.2.2000 festgestellt, dass auch bei einer Sauerstoffregelung auf 2 mg/l noch lange unbelüftete Phasen in den Belebungsbecken auftreten und damit nicht die volle vorhandene Nitrifikationskapazität ausgenutzt wurde. Die Gründe wurden bereits angesprochen und liegen einerseits in der trägen Regelung der Verdichter und andererseits in der unterschiedlichen Belastung der BB 5 und 6.

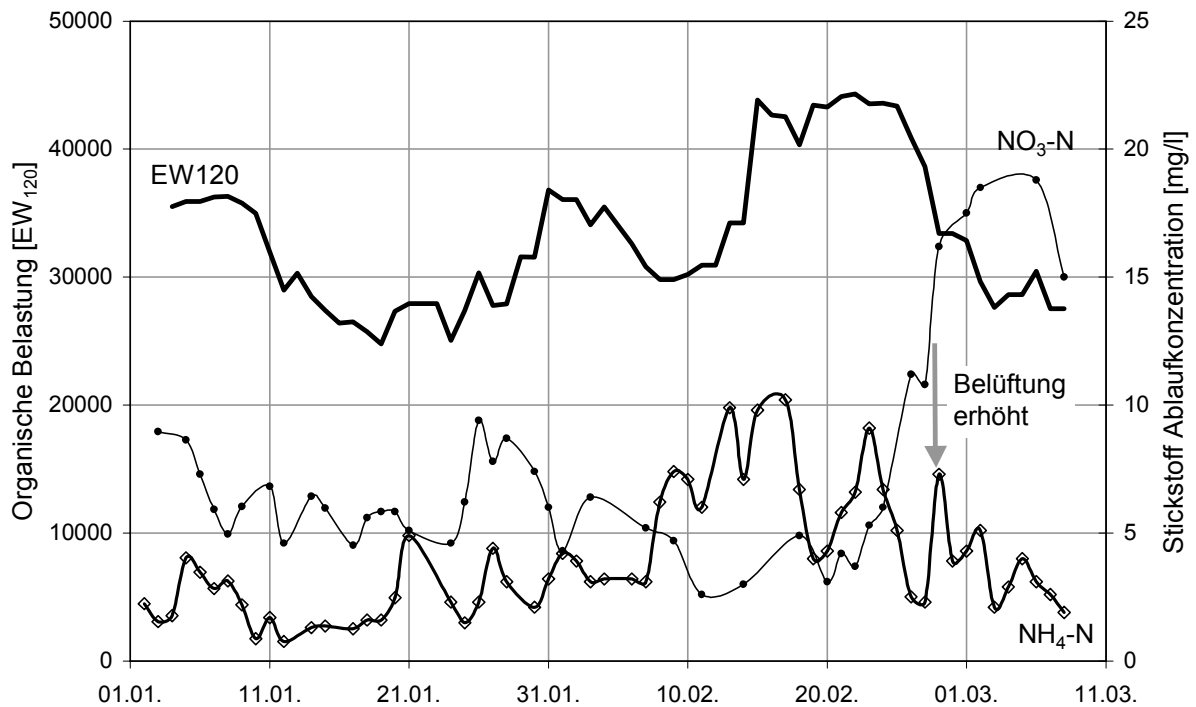


Abbildung 9: ARA Saalbach in der Wintersaison 2000. Ganglinien der organischen Zulaufbelastung (Wochenmittel) und der Ammonium- bzw. Nitratstickstoffkonzentrationen im Ablauf.

Abbildung 9 veranschaulicht, wie die $\text{NH}_4\text{-N}$ Ablaufkonzentrationen nach einer Erhöhung der Sauerstoffzufuhr am 28.2. sinken, während die Nitratkonzentrationen steigen. Bei einer optimierten Sauerstoffzufuhr müsste es also möglich sein, die Reinigungsergebnisse aus der Wintersaison 1999/2000 noch zu übertreffen.

6 Betrieb der ARA Saalbach beim Auftreten des ersten Belastungsstoßes in der Weihnachtswoche (Lastfall 3)

Im Workshop „Biologische Abwasserreinigung“, der im Jahr 1999 an der TU Wien durchgeführt wurde, war der Themenbereich D Kläranlagen mit starken Belastungsschwankungen gewidmet. An einer einstufigen Tiroler Belebungsanlage ohne Vorklärung, die wie die ARA Saalbach starken Belastungsschwankungen durch den Winterfremdenverkehr ausgesetzt ist, wurde mit Simulationsrechnungen gezeigt, wie man am Besten mit dem ersten Belastungsstoß umgeht.

In Anlehnung an die Ergebnisse dieses Vortrags wurde für Saalbach folgende Strategie entwickelt (Abbildung 10) und im Winter 1999/2000 versucht, die Anlage dementsprechend zu betreiben:

Phase (1): Einfahrbetrieb (1.12.-21.12.):

Konstanter Überschussschlammabzug auf $TS_{BB} = 3,0 \text{ kg/m}^3$ (entspricht nach den Massenbilanzen einem Schlammalter von 20 Tagen bzw. einer täglichen Überschussschlammabzugsrate D_x von 5% der vorhandenen Biomasse). Intermittierende Belüftung. Der Nacheindicker soll am 21.12. voll sein.

Phase (2): Heranzüchten von Nitrifikanten (21.12.-24.12.):

Das gesamte Belebungsbeckenvolumen ist auf 2 mg/l Sauerstoffgehalt zu belüften. Der Schlamm aus dem Nacheindicker ist über 4 Tage verteilt abzupressen. Kontrolle des pH-Wertes durch Kalkdosierung während der gesamten Wintersaison. Schlammabzug wie in Phase 1.

Phase (3): Abfangen des 1.Stoßes (25.12.-ca.29.12.):

Es ist solange kein Überschussschlamm abzuziehen bis $TS_{BB} = 5,0 \text{ kg/m}^3$ erreicht wird.

Phase (4): Routinebetrieb Winter (ca.30.12.-Mitte März):

Möglichst konstanter Abzug von Überschussschlamm bei $TS_{BB} = 5,0 \text{ kg/m}^3$. Zwischenspeicherung des Presswassers und Abarbeitung während der Nachtstunden.

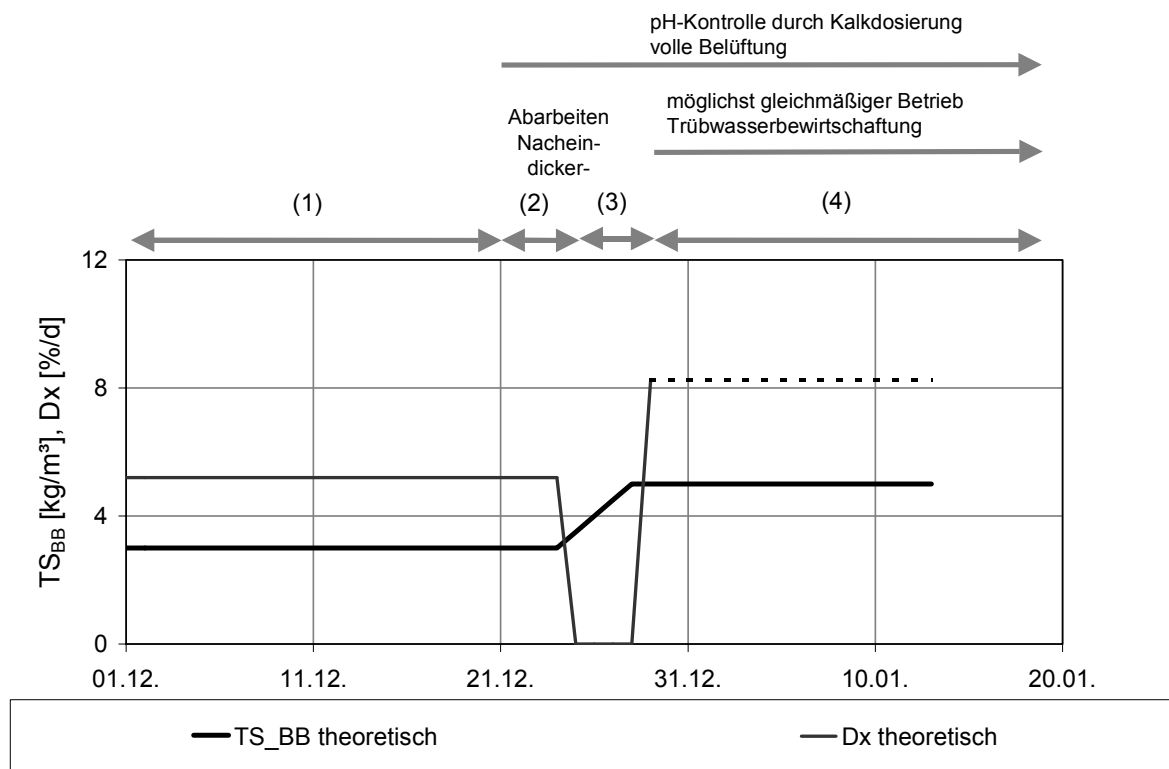


Abbildung 10: ARA Saalbach. Betriebsstrategie für die Aufnahme des ersten Belastungsstoßes der Wintersaison (Dx = Überschussschlammabzugsrate)

Abbildung 11 zeigt den Unterschied zwischen Theorie und Praxis. Wegen Umbauarbeiten mussten die neuen Belebungsbecken Anfang Dezember zur Gänze entleert werden. Während der Auffüllung dieses „Biomassespeichers“ konnte entsprechend weniger Überschussschlamm abgezogen werden. Vom 24.-27.12 wurde massiv Überschussschlamm abgezogen und erst mit 3-tägiger Verspätung mit der Phase 3 (kein Schlammabzug) begonnen.

Grund für diese Betriebsweise waren wieder Probleme mit der Presse. Aufgrund der zahlreichen Ausfälle konnte das Betriebspersonal nur dann Schlamm abziehen, wenn die Presse relativ problemlos lief und nicht dann, wenn es „für die Nitrifikation günstig“ war. Zusätzlich erforderte die provisorische Kalkdosiereinrichtung ein Abschalten der Presse während der Dosierzeiten.

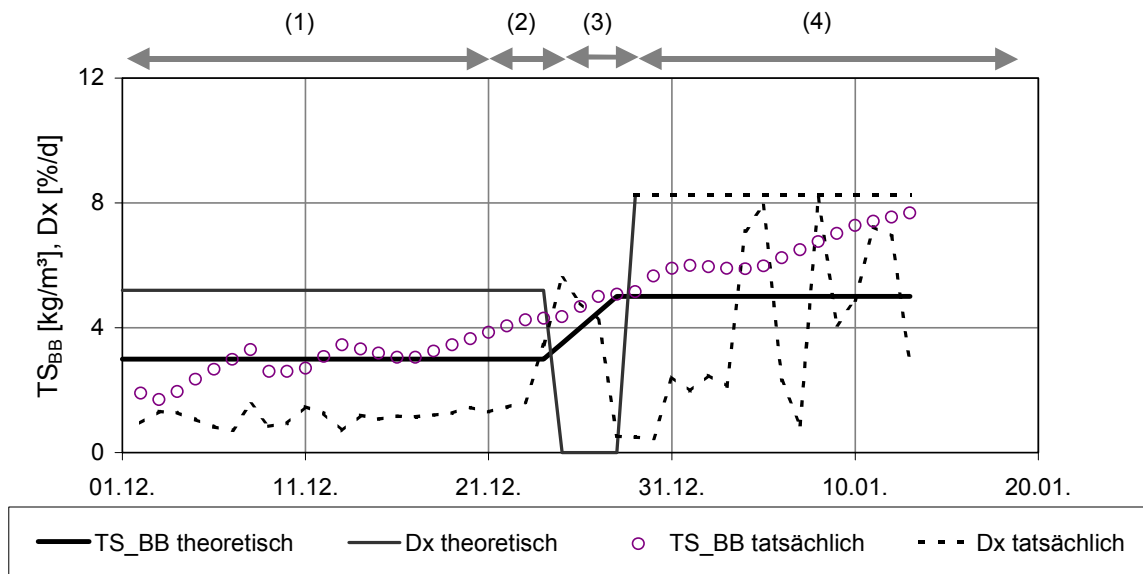
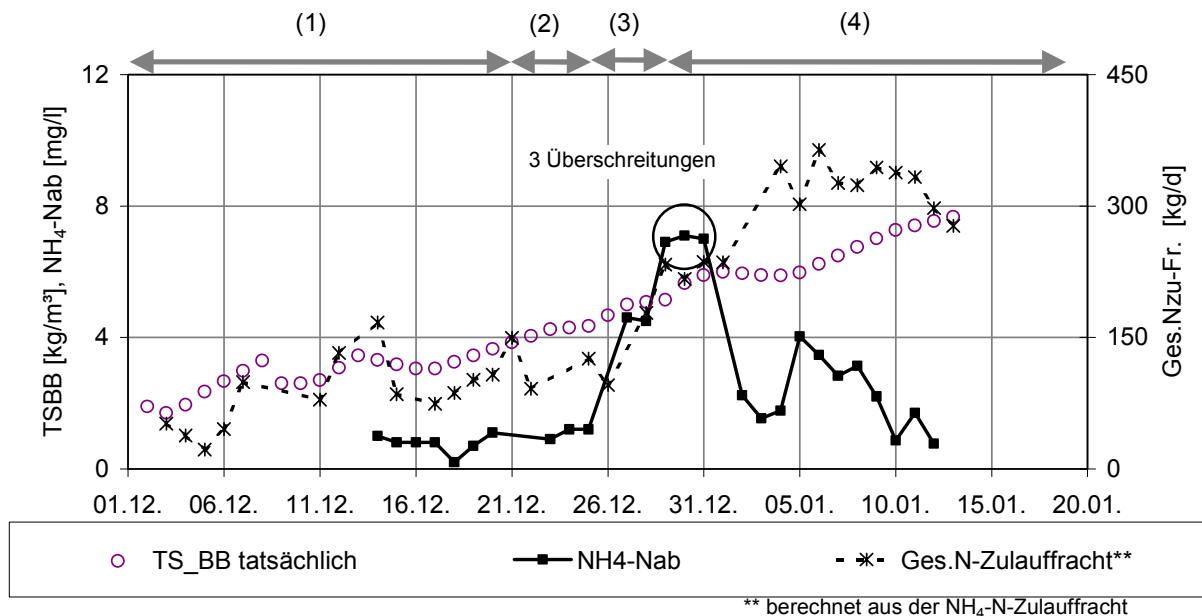


Abbildung 11: ARA Saalbach Winter 1999/2000. Betriebsstrategie und tatsächlicher Betrieb beim ersten Belastungsstoß.

In Folge des massiven Schlammabzugs vom 24.-27.12 kam es zu einer dreitägigen Überschreitung des Emissionswertes von 5 mg/l NH₄-N. Der doppelte Emissionswert konnte jedoch eingehalten werden (Abbildung 12).



** berechnet aus der NH₄-N-Zulauf Fr.

Abbildung 12: ARA Saalbach Winter 1999/2000. TS_{BB}, Ges.N-Zulauf Fr. und NH₄-N-Ablaufkonzentration beim ersten Belastungsstoß.

In der Wintersaison 1999/2000 wurde auch die Stickstoffmaximalatmung, d.h. der Sauerstoffverbrauch der Nitrifikanten bei $\text{NH}_4\text{-N}$ -Überschuss in $[\text{mg O}_2/\text{l/h}]$, regelmäßig bestimmt (zur Methode siehe Svardal, 1997). Nach Umrechnung mit dem Faktor $4,33 [\text{mg O}_2/\text{mg NH}_4\text{-N}_{\text{nitrifiziert}}]$ ergibt sich die aktuelle maximale Nitrifikationskapazität.

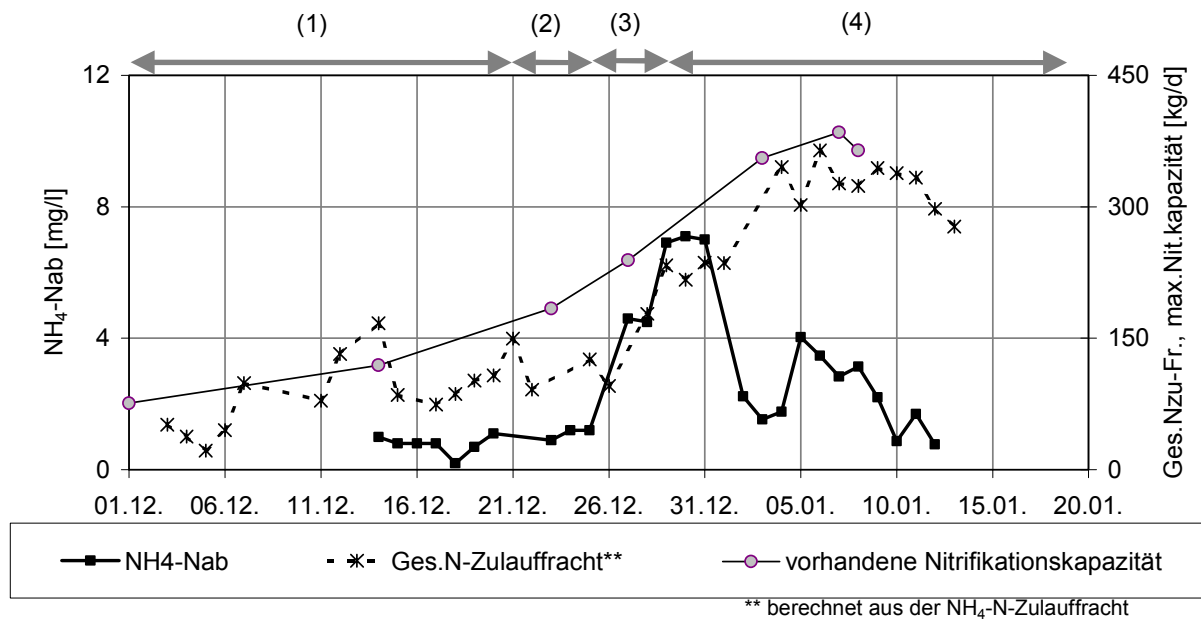


Abbildung 13 ARA Saalbach Winter 1999/2000. Ges.N-Zulaufrecht, $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentration und vorhandene Nitrifikationskapazität beim ersten Belastungsstoß.

Abbildung 13 zeigt, dass die vorhandene Nitrifikationskapazität mit einer Ausnahme (12./14.12.) stets über der Stickstoffzulaufrecht lag. Bedenkt man, dass entsprechend der Massenbilanzen nur etwa 60% der Stickstoffzulaufrecht nitrifiziert werden müssen, weil der Rest in die Biomasse eingebaut wird, dann wird klar, dass die vorhandene Nitrifikationskapazität ausreichen hätte müssen. Stickstoffbelastete Rückläufe aus der Schlammbehandlung, die nicht in der Stickstoffzulaufrecht berücksichtigt sind, können nicht Ursache für die Überschreitungen sein, da an besagten 3 Tagen kaum Schlamm abgepresst wurde.

Ähnlich wie im Lastfall 1 lag die Ursache vermutlich wieder in der lange unbemerkten unzureichenden Sauerstoffzufuhr (d.h. unbelüftete Phasen und Zonen trotz Vorgabe eines Sauerstoff-Sollwertes von 2 mg/l).

Ausgehend von der Massenbilanz des „stationären“ Zeitraums 1.-25.12. lässt sich die Zunahme der Nitrifikationskapazität auch theoretisch abschätzen. Die verwendeten Formeln sind in Nowak (1996) und Schweighofer (1997) gegeben.

Die Abschätzung geht von der Konzentration an Nitrifikanten am 25.12.1999 aus. Mit Hilfe von kinetischen Parametern für Wachstum und Zerfall der Nitrifikanten sowie mit Hilfe von Betriebsdaten (Überschussschlammabzugsrate D_x , $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentration, belüfteter Anteil des Belebungsbeckens) kann dann die Entwicklung der Nitrifikationskapazität in den Folgetagen berechnet werden.

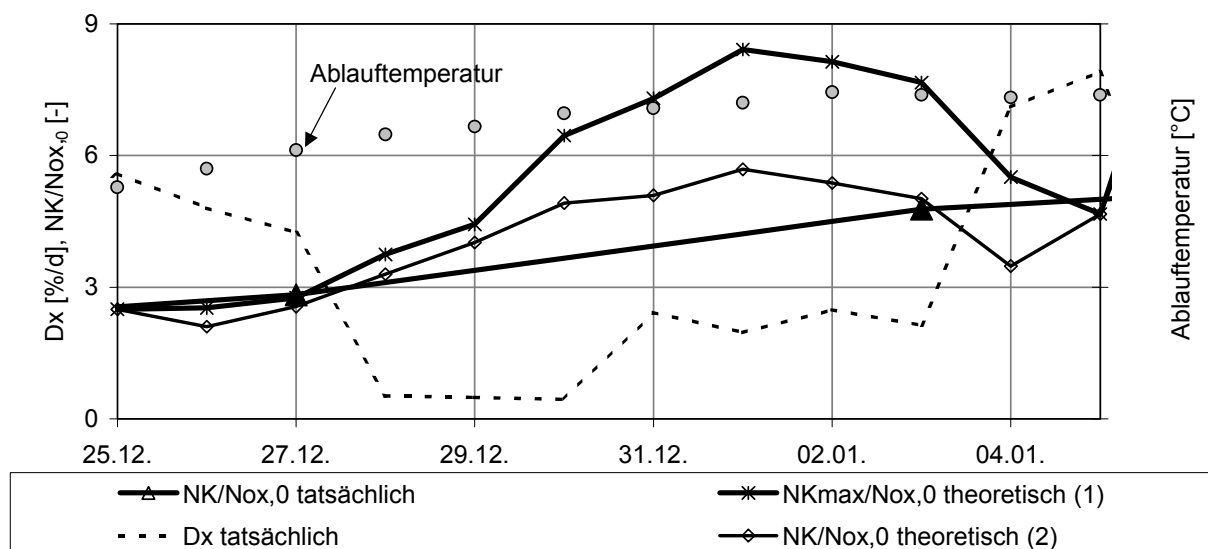


Abbildung 14: ARA Saalbach, Winter 1999/2000. Vergleich der tatsächlich vorhandenen Nitrifikationskapazität (aus OVN_{max}) mit jener, die sich aus theoretischen Überlegungen unter Zugrundelegung kinetischer Parameter ergibt. Fall (1): Alle Eingangswerte gemäß Betriebstagebuch; Fall (2): Wie (1), aber Annahme, dass 15% des Belebungsvolumens unbelüftet sind.

Abbildung 14 zeigt die theoretische Nitrifikationskapazität (NK), die sich aus diesen Berechnungen ergibt im Vergleich mit der tatsächlich vorhandenen Nitrifikationskapazität, die über die Stickstoffmaximalatmung (OVN_{max}) messbar ist. Dabei wurde die Nitrifikationskapazität auf die nitrifizierte Stickstofffracht des Bilanzzeitraumes 1.-25.12.1999 bezogen. Es sind 2 „theoretische“ Fälle dargestellt:

- (1) O_2 - und NH_4 -N-Konzentrationen sowie Überschussschlammabzugsrate D_x gemäß den Aufzeichnungen der Kläranlage.
- (2) NH_4 -N-Konzentrationen und Überschussschlammabzugsrate D_x gemäß den Aufzeichnungen der Kläranlage und unter der Annahme, dass durch ungünstige Belüftungsregelung 15% der Belebung unbelüftet bleiben (räumlich oder zeitlich). Dieser Fall wird dargestellt, weil sich bei einer längerfristigen Auswertung (hier nicht gezeigt) die beste Übereinstimmung zwischen theoretischer und tatsächlicher Nitrifikationskapazität ergibt.

Beim Vergleich der Fälle (1) und (2) wird der Einfluss der Sauerstoffzufuhr auf die Nitrifikationskapazität vor allem im Zeitraum 28.12.-4.1. deutlich. In Fall (2) mit 15% unbelüftetem Volumen erreicht die Anlage bis zum Jahreswechsel die etwa 5-fache Nitrifikationskapazität, während sie im Fall (1) mit Sauerstoffkonzentrationen um 2,0 mg/l schon mehr als das 7-fache beträgt.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass es bereits im Winter 1999/2000 möglich war, den ersten Belastungsstoß weitgehend abzufangen. Grenzwertüberschreitungen sollten sich bei entsprechender Betriebsweise der Kläranlage hinkünftig vermeiden lassen. Auf Hilfsmaßnahmen wie eine Harnstoffdosierung zum Aufbau von Nitrifikationskapazität im Dezember kann verzichtet werden.

7 Baumaßnahmen auf der ARA Saalbach

Der Winterbetrieb 1999/2000 hat gezeigt, dass die ARA Saalbach in den zwei belastungsstärksten Wochen im Februar an die Grenzen ihrer (Nitrifikations-) Kapazität gerät. Gleichzeitig hat er gezeigt, dass die Einhaltung der Grenzwerte auch im Bemessungslastfall möglich ist – wenn auch mit einer reduzierten Sicherheit gegenüber Belastungsschwankungen und einer erhöhten Belastung der Nachklärbecken. Das erfordert aber, dass alle Voraussetzungen für einen störungsfreien Anlagenbetrieb erfüllt sind. Wie gezeigt, war dies im Winter 1999/2000 nicht der Fall. Der Engpass Schlammbehandlung bestimmte den Betrieb der Anlage weitestgehend - vor allem den Schlammhaushalt. Auch andere Anlagenteile wiesen Mängel auf, und erschwerten den Betrieb unnötig.

Die TU Wien, die Gemeinde Saalbach und Vertreter der Wasserrechtsbehörde kamen daher überein, von umfangreichen „längerfristigen“ Umbaumaßnahmen wie der Errichtung eines Vorklärbeckens zunächst abzusehen und ein „kurz- bis mittelfristiges“ Sanierungs- und Optimierungsprogramm der ARA in Angriff zu nehmen. Erst nach Umsetzung dieses Programms wird die endgültige Entscheidung zu treffen sein, ob weitere „längerfristige“ Maßnahmen zu setzen sind. Vieles spricht dafür, dass mit den derzeit laufenden Arbeiten ein Auslangen gefunden werden kann.

Konkret sind folgende Maßnahmen vorgesehen bzw. schon umgesetzt:

7.1 Maßnahmen an den Nachklärbecken:

1. Austausch der Zahnschwellen gegen getauchte Rohre und Erhöhung der Wasserspiegel in den Nachklärbecken um ca. 40 cm.
2. Einbau von Schlammspiegelmeßgeräten, Kopplung mit einem Alarm.
3. Austausch der Schwimmschlammräumung durch eine geeignetere Konstruktion.
4. Bau einer Leitung mit welcher der Schwimmschlamm direkt in die Faulung geleitet werden kann.

7.2 Maßnahmen an den Belebungsbecken:

1. Ausstattung der großen Verdichter mit Frequenzumformern. Realisiert im Herbst 2000.
2. Einbau von Rührwerken.
3. Einbau eines Leitblechs mit Mischer im Zulaufgerinne zu BB 5 und 6.
4. Einbau weiterer 4 Sauerstoffsonden in die Belebungsbecken (Redundanz).
5. Dosierung von gelöschtem pulverförmigem Kalk aus einem Silo in den belüfteten Sandfang (realisiert im Herbst 2000). Zur Kontrolle Einbau von pH-Sonden in beiden Belebungsbeckenstraßen. Realisiert im Herbst 1999.
6. Errichtung einer Trennwand in den BB 5+6, die etwa 15% des Beckenvolumens abtrennt. Die Kaskadierung erzeugt eine Selektorwirkung und soll den Schlammindex verbessern. Realisiert im Dezember 1999.
7. Umfunktionierung eines bestehenden ehemaligen Sandfanges zu einem Zwischenspeicher für die Trübwässer aus der Siebbandpresse. Realisiert im Herbst 1999.
8. Errichtung einer beheizbaren Kompaktdosieranlage zur chemischen Phosphorentfernung. Realisiert im Herbst 1999.
9. Noch in Diskussion: Errichtung einer Verbindungsleistung von BB1-4 zu BB 5+6, so dass die ARA als Kaskadenanlage seriell betrieben werden kann. D.h. das Abwasser durchfließt zunächst die alte BB1-4 und wird dann in die BB 5+6 geleitet. Evtl. kann die ARA Saalbach dann auch als Kaskadendenitrifikation und daher mit einem höheren Schlammalter betrieben werden.

7.3 Maßnahmen in der Schlammlinie

1. Einbau einer Polymereindüsung in die Schlammleitung zur Siebbandpresse und Vergrößerung des Reaktionsbehälters für das Polymer. Realisiert im Herbst 2000.
2. Austausch der gekoppelten Austragsschnecken der Presse gegen eine durchgehende seelenlose Austragsschnecke. Realisiert im Herbst 2000.
3. Austausch des Rührwerks im Ablauf des Nacheindickers.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Das Beispiel Saalbach zeigt, dass die ordnungsgemäße Bemessung einer Abwasserreinigungsanlage alleine noch nichts über deren Reinigungsleistung aussagt. Je großzügiger die Anlage ausgelegt ist, desto toleranter wird sie zwar gegenüber Belastungsschwankungen und Betriebsstörungen, doch diese Toleranz ist nicht unbegrenzt. Und bei an der Kapazitätsgrenze betriebenen Kläranlagen wie der ARA Saalbach ist der Betrieb besonders entscheidend für die Reinigungsleistung.

In Saalbach ist derzeit alleine der Betrieb entscheidend dafür, ob im Winter nitrifiziert werden kann oder nicht. Es wurde gezeigt, dass sich viele, teils unbedeutend erscheinende Mängel aufaddieren und einen optimalen Betrieb der Kläranlage unmöglich machen können. Bei Saalbach ist dies vor allem die Schlammbehandlung, die bisher den ganzen Kläranlagenbetrieb bestimmte.

Will man auf einer stark belasteten oder leicht überlasteten Anlage die Nitrifikation erhalten, so ist es wichtig, eine gewisse Nitrifikantenpopulation (gleichbedeutend mit Nitrifikationskapazität) aufrecht zu erhalten. Dies ist nur dann möglich, wenn der Schlammabzug möglichst kontinuierlich erfolgt. Wenn man hingegen auf Grund von Betriebsproblemen gezwungen ist, „schlagartig“ eine große Menge an Biomasse abzuziehen, so reduziert man damit die Nitrifikationskapazität ganz entscheidend. Will man die Nitrifikation nicht nur erhalten, sondern auch die Grenzwerte für $\text{NH}_4\text{-N}$ einhalten, so müssen starke Belastungsschwankungen vermieden werden. Es ist kontraproduktiv, auf Grund

von Problemen mit der Presse und fehlender Speichermöglichkeiten genau zur Tagesspitze zu pressen.

Eine weitere ganz entscheidende betriebliche Voraussetzung für die Nitrifikation ist die ausreichende Sauerstoffversorgung. Wie dieser Beitrag gezeigt hat, bedeutet die Vorgabe eines Sauerstoff-Sollwertes von 2,0 mg/l noch lange nicht, dass dieser Wert in den Belebungsbecken auch tatsächlich erreicht wird. Wie Saalbach zeigt, können eine ungünstige oder träge Belüftungsregelung oder die ungleiche Belastung von Belebungsstraßen Ursache dafür sein.

Und schließlich ist es bei schlecht gepufferten Abwässern mit geringer Wasserhärte ganz entscheidend, den pH-Wert zu beobachten und ihn gegebenenfalls durch Laugendosierung abzufangen. Dabei darf nicht vergessen werden, dass neben der Nitrifikation auch ein saures Fällmittel pH senkend wirkt.

Im Beitrag wurde auch angesprochen, dass ein schlechter Schlammindex teilweise „hausgemacht“ sein kann. Er ist ein weiterer Faktor, der den Anlagenbetrieb erschwert, denn er bestimmt ganz maßgeblich, mit welcher Biomassekonzentration die Belebung betrieben und damit auch, welches Schlammalter in der Belebung aufrecht erhalten werden kann. Zulaufseitig sind hohe Fettgehalte mitverantwortlich für schlechte Absetzeigenschaften, und es ist zu fragen, ob das bestehende Fettsammelsystem in Saalbach nicht besser überprüft werden kann. Anlagenseitig ist es wichtig, den Schwimmschlamm, der Fett und fadenförmige Bakterien enthält, aus dem System herauszubekommen. D.h., es nützt nicht viel, wenn der Schwimmschlamm wieder mit dem Belebtschlamm vermischt wird, sondern es ist weitaus günstiger, diesen direkt in die Faulung zu leiten.

Zuletzt soll noch angesprochen werden, dass das, bei Kläranlagen mit großen Belastungsschwankungen zeitlich und fachlich besonders geforderte, Betriebspersonal einen ganz entscheidenden Beitrag zu einem guten Anlagenbetrieb leistet. In Saalbach treten während weniger Wochen die entscheidenden Belastungsspitzen auf, und die Anlage läuft danach wieder über ca. 9 Monate im Routinebetrieb. Es ist dabei nur natürlich, dass Erfahrungen des letzten Winters bis zum nächsten Jahr in Vergessenheit geraten. Am Beginn jedes Winters muss sich das Betriebspersonal daher wieder vor Augen rufen,

wie die Anlage in der belastungsstärksten Zeit zu betreiben ist. Das geschieht am Besten durch schriftliches Festhalten eines Routineprogramms (siehe Kapitel 6), welches dann von Jahr zu Jahr um neue Erfahrungen ergänzt werden kann und etwa einen Monat vor Beginn der Saison in einer Besprechung durchdiskutiert wird. Günstigerweise findet eine ähnliche Besprechung auch nach Ende jeder Saison statt, und es wird festgehalten, was man dazugelernt hat. Wenn die Hauptsaison erst einmal begonnen hat, bleibt sicher keine Zeit mehr für umfangreiche Überlegungen oder Betriebsversuche. Ebenso bleibt keine Zeit für umfangreiche Reparaturen – das Betriebspersonal ist also gefordert, vor der Saison weitreichende Wartungsarbeiten durchzuführen, damit die Anlage in den entscheidenden Wochen problemlos funktioniert.

9 Literatur

- A131 (1991): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5000 Einwohnerwerten. Arbeitsblatt ATV-A131. Abwassertechnische Vereinigung, GFA, Postfach 1160, Markt 71, W-5205 St. Augustin 1
- A131 (1999): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen – Entwurf April 1999. Arbeitsblatt ATV-A131. Abwassertechnische Vereinigung, Theodor-Heuss-Allee 17, 53773 Hennef (<http://www.gfa-verlag.de>). ISBN 3-933707-10-2
- 1.AEV (1996): 1. Abwasseremissionsverordnung für kommunales Abwasser. BGBl. Nr. 210/1996, BMLF.
- IWAG (2000): Abschnitt A „Plausibilitätsprüfung in der Eigenüberwachung“; Abschnitt D „Belastungsschwankungen“. *Tagungsband zum Workshop „Biologische Abwasserreinigung“ 04/2000 an der TU Wien*
- Nowak, O., Svardal, K. (1990): Nitrifikation – Denitrifikation. *Wiener Mitteilungen*, Bd. 81, G1-G55
- Nowak, O. (1996): Nitrifikation im Belebungsverfahren bei maßgeblichem Industrieabwassereinfluss. *Wiener Mitteilungen*, Band 135
- Schweighofer, P. (1994): Möglichkeiten der Plausibilitätsprüfung von Messdaten. *Wiener Mitteilungen*, Bd. 116, G1-G42
- Schweighofer, P. (1997): Grenzen der stationären Bemessung. *Wiener Mitteilungen*, Bd. 137, 1-33
- Svardal, K. (1997): Durchführung und Interpretation von Atmungsmessungen für den Betrieb von Belebungsanlagen. *Wiener Mitteilungen*, Bd. 141, 247-273
- Svardal, K. (1998): Dokumentation und Auswertung – Plausibilitätsanalyse von Messwerten. *Wiener Mitteilungen* Bd. 147, 439-475

Korrespondenz an:

Dr. Karl Svardal

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU Wien
Karlsplatz 13/226.1

Tel.: 58801/22624

Fax: 58801/22699

Email: svardal@iwag.tuwien.ac.at

Kläranlagen, stark belastet durch Indirekteinleiter am Beispiel der ARA Hofsteig und der ARA Region Feldkirch

Klaus König

Landeswasserbauamt Bregenz

1 Stand der kommunalen Abwassertechnik im Bodenseeeinzugsgebiet (Anlagen über 50.000 EW₆₀):

Auf Basis der Verordnung des Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft, über die Begrenzung von Abwasseremissionen aus Abwasserreinigungsanlagen für Siedlungsgebiete (1. AEV für kommunales Abwasser, BGBl. Nr. 210/1996) sowie den Richtlinien für die Reinhaltung des Bodensees 1987 wurde im Jahre 1999 im Rahmen einer amtsinternen Arbeitsgruppe der in Vorarlberg im Bodenseeeinzugsgebiet anzuwendende Stand der Abwasserreinigungstechnik zusammenfassend wie folgt neu festgelegt:

1.1 Mindestwirkungsgrade

Mindestwirkungsgrade in Prozent der Zulaufmischprobe jeweils ermittelt über die homogenisierte mengenproportionale Tagesmischprobe. Die einer Abwasserreinigungsanlage zufließende Fracht an Abwasserinhaltsstoffen ist im Jahresmittel bezogen auf

BSB₅ um mindestens 95 %

CSB um mindestens 90 %

Ges-P um mindestens 95 %_{c)} (bis 30.000 EW₇₅=37.500 EW₆₀: 90%)

Ges. geb. N um mindestens 70 %_{a)}

zu vermindern.

Maximale Ablaufkonzentration in mg/l in Abhängigkeit von den Größenklassen:

Parameter	Grenzwert	Grenzwert
	Größenklasse III	Größenklasse IV
1. BSB ₅	15 mg/l ^{e)}	15 mg/l
2. CSB	60 mg/l ^{e)}	60 mg/l ^{e)}
3. NH ₄ -N ^{b)}	5 mg/l	5 mg/l
4. Gesamt - P	0,5 mg/l ^{e)}	0,5 mg/l ^{d)}

Hinweis: Größenklasse III: 5000 bis 50.000 EW₆₀ Größenklasse IV: über 50.000 EW₆₀

- a) Die Emissionsbegrenzung gilt bei einer Abwassertemperatur größer als 12 °C im Ablauf der biologischen Stufe der Abwasserreinigungsanlage. Bei diskontinuierlicher Temperaturmessung gilt die Abwassertemperatur von 12 °C als unterschritten, wenn bei fünf gleichmäßig über einen Tag verteilten Temperaturmessungen mehr als ein Messwert nicht größer ist als 12 °C. Bei kontinuierlicher Temperaturmessung gilt die Abwassertemperatur von 12 °C als unterschritten, wenn der arithmetische Mittelwert der Abwassertemperatur eines Tages nicht größer ist als 12°C.
- b) Der Emissionswert gilt für Abwasserreinigungsanlagen der Größenklasse III oder IV bei einer Abwassertemperatur größer als 8 °C im Ablauf der biologischen Stufe. Bei diskontinuierlicher Temperaturmessung gilt die Abwassertemperatur von 8 °C als unterschritten, wenn bei fünf gleichmäßig über einen Tag verteilten Temperaturmessungen mehr als ein Messwert nicht größer ist als 8 °C. Bei kontinuierlicher Temperaturmessung gilt die Abwassertemperatur von 8 °C als unterschritten, wenn der arithmetische Mittelwert der Abwassertemperatur eines Tages nicht größer ist als 8 °C.
- c) verschärfter Grenzwert laut den Richtlinien für die Reinhaltung des Bodensees 1987
- d) Richtlinien für die Reinhaltung des Bodensees 1987, ab 30.000 EW₇₅ (37.500 EW₆₀) Gesamt-P: 0,3 mg/l
- e) bis zu einer Ausbaugröße von 10.000 EW₆₀: 1,0 mg/l

Zulässige Häufigkeiten der Überschreitung von Emissionsbegrenzungen:

Entsprechend §4 Abs.2 und Anlage B, 1. AEV kommunales Abwasser

Mindestanzahl der Probenahmen pro Untersuchungsjahr der Eigen- und Fremdüberwachung:

Entsprechend §4 Abs. 5 und Anlagen C bzw D der 1. AEV kommunales Abwasser

Methodenvorschriften:

Entsprechend § 4 Abs. 6 und Anlage E der 1. AEV kommunales Abwasser

2 Warum die ARAs Hofsteig und ARA Meiningen als Beispiele?

Beide Anlagen sind geradezu klassische Beispiele, wie die Theorie der abwasserwirtschaftlichen Planung und der abwasserwirtschaftlichen Entwicklung in einem „Wettlauf“ zwischen Hase und Igel münden.

2.1 ARA Hofsteig (Grundriss siehe Abbildung 1):

Inbetriebnahme 1976

Einleitung in die Dornbirnerache, Nähe Mündung Bodensee

Technik bis 1997

Vorklärung/Belebung – vier „kopfbeschickte“ quadratische Becken mit Passavant- Oberflächenbelüftung/Nachklärung/anaerobe Schlammstabilisierung

Ausbaugröße bis 1997

ca. 110.000 EW₆₀ (C- Abbau, Teilnitrifizierung)

Entwicklung bis 1997

Durch starkes Bevölkerungswachstum (1974: 49000 Einwohner; 1977: rund 60.000 Einwohner) und hohen Kanalbauleistung sowie Entwicklung Gewerbe/Industrie seit ca. 1990 dauernde Überlast (**reale Belastung im Durchschnitt rund 150.000 EW₆₀**). Allein die, von der ARA übernommene Abwassermenge erhöhte sich von 1974 bis 1997 von rund 3,4 Mio m³/Jahr auf rund 8,7 Mio m³/Jahr.

Probleme:

Nachträgliche Vergrößerung des Einzugsgebiet mit hoher Kanalbauleistung – was grundsätzlich zu begrüßen ist. Anteil industrieller Indirekteinleiter (Fruchtsafterzeugung, Abfallwirtschaftszentrum mit Deponie und biologischer Abfallbehandlung, Textilveredlung, bis rund 50 % der Anlagenkapazität)

Konsequenzen:

Ausbau der Anlage ab 1994 bis 1997

Technik neu:

Neue biologische Stufe - drei längsdurchströmte Umlaufbecken mit Membran-Tiefenbelüftung, neue Nachklärung und neues Prozessleitsystem (gesteuert über Ammoniumanalysator, Redoxpotentialmessung und/oder Handbetrieb), neue BHKWs, Rest im Wesentlichen unverändert.

Neue Ausbaugröße:

rund 180.000 EW₆₀ (Invest für Sanierung: rund ATS 900,-/ EW₆₀)

Neues, „altes“ Problem:

Schon wieder Überlastung (bei BSB₅, CSB, teils N im Jahre 2000 Belastung öfters deutlich über 100 % der Ausbauleistung).

Eine Ursache liegt ganz wesentlich in der Tatsache, dass in Vorarlberg statt zwei Standorten für die landesweite Bioabfallaufbereitung nur einer (im Einzugsbereich der ARA Hofsteig) errichtet wurden und die Abwasserbilanz der anaeroben Bioabfallbehandlungsanlage sich in der Praxis höher als geplant entwickelte.

Lösungsansätze 2000/2001:

Durch Indirekteinleitervereinbarung und Projekt der sonstigen (landwirtschaftlichen) Verwertung des Flüssiganteiles aus der Bioabfallverarbeitung Reduktion der Belastung, speziell NH_4 , ansonsten konsequente Bilanzierung der sonstigen Indirekteinleiter inklusive entsprechender Vereinbarungen.

Letzter Ausweg:

Grundsätzlich für ca. 2005 bereits vorgesehener Umbau der „alten“ (1997 außer Betrieb genommenen) Stufe.

2.2 ARA Meiningen (Grundriss siehe Abbildung 2):**Inbetriebnahme 1971**

Vorfluter Ehbach/Rhein

Technik aktuell:

Vorklärung/Belebungsverfahren (zwei Umlaufbecken mit Oberflächen-Bürstenbelüftern- System „Mammut“, seit Herbst 2000 mit Tiefenbelüftung)/Nachklärung/*anaerobe Schlammbehandlung*

Ausbaugröße:

ca. 250.000 EW_{60} (C- Entfernung, Nitrifizierung, simultane Denitrifizierung)

Entwicklung:

Teils „explosionsartige“ Expansion abwasserintensiver Industriebereiche (Fruchtsafterzeugung, Kartoffelverarbeitung, Milchverarbeitung, teils Textil- und Papierindustrie) im Einzugsbereich, speziell seit dem EU-Beitritt. Als Konsequenz „lieferten“ die fünf größten Indirekteinleiter ab 1995 regelmäßig mehr als 100 % der Anlagenkapazität

Problem:

Nach jahrelanger „Unterlast“ bis Nennbelastung und Vorzeigewerten (Ablauf und Abbauleistung ab 1995 fast schlagartig Überlast (bis 400.000 EW_{60} - schwerpunktmäßig BSB_5 , CSB), teilweise hydraulische Überlastung

auch bei Trockenwetter, dadurch Probleme im Vorfluter Ehbach(Fischgewässer), Medienberichte....

Konsequenzen:

Ab 1998 intensive Erhebung bei und Verhandlungen mit maßgeblichen Indirekteinleitern. „Frachtdeckelungen“ (Schwerpunkt CSB) ab 2000/2001 mit allen großen Indirekteinleitern vereinbart.

Seit Herbst 2000 durch nachgerüstetes Belüftungssystem „Luft“ für rund 300.000 EW₆₀ dadurch Entspannung auch bei Lastspitzen, insgesamt derzeit einigermaßen stabiler Anlagebetrieb, Ausbauprogramm 2000 auf knapp 300.000 EW₆₀ anlagenrechtlich bewilligt, Baubeginn Herbst 2001.

Technik neu:

Zwischen bestehender, aber verkleinerter Vorklärung, Hochlastbiologie mit Zwischenklärung integriert, „Schlammlinie“ erneuert und wesentlich erweitert.

Hinweis:

Bauliche und technische Details, sowie aktuelle Zulauf- und Ablaufdaten aller ARAs in Vorarlberg sind unter www.vorarlberg.at/landeswasserbauamt (Abteilung Gewässeraufsicht, ARA Bericht) verfügbar.

3 „Lehren“ aus der fernerer und nahen Vergangenheit:

In ARA- Einzugsbereichen mit hohem, abwasserintensiven industriellem Anteil ist die Abschätzung der Entwicklung der Zulauffrachten und damit die Planung nach wie vor schwierig. Unter Anderem hat sich die Zulaufbelastung der auf halbem Wege zwischen der ARA Meiningen und der ARA Hofsteig liegenden ARA Dornbirn (Ausbaugröße knapp 300.000 EW₆₀) durch Strukturanpassungen in der Textilindustrie von ca. 1985 bis 1995 praktisch halbiert.

Abwasserreinigungsanlagen, die traditionell enge Kontakt mit maßgeblichen Indirekteinleiter pflegen „federn“ Probleme leichter ab.

Die wasserwirtschaftliche Planung wird in industrielle Strukturpolitik nach wie vor kaum oder oft zu spät einbezogen. Der Lauf der Dinge in diesem Bereich wird von erfahrungsgemäß von ganz anderen Rahmenbedingungen wie der Verfügbarkeit von Liegenschaften, Verkehrsanbindung, wirtschaftlichen Zwängen, etc. bestimmt.

Die Indirekteinleiterverordnung hat sich bei neueren Projekten bei entsprechender Standfestigkeit der Behörden und Abwasserverbände allerdings als recht wirksames Instrument erwiesen.

4 Empfehlungen aus Sicht einer wasserwirtschaftlichen Fachdienststelle:

Die laufende entsprechende Bilanzierung ist für die betroffene ARA speziell bei abwasserintensiven industriellen Indirekteinleitern eine Überlebensfrage.

Die Fachbehörde muss ebenfalls laufend den Kontakt zu maßgeblichen Indirekteinleitern halten und pflegen um vor Überraschungen gefeit zu sein.

Wichtig ist auch im Bereich der Indirekteinleiter in der Regel oft das, was nicht „offiziell“ bekannt ist.

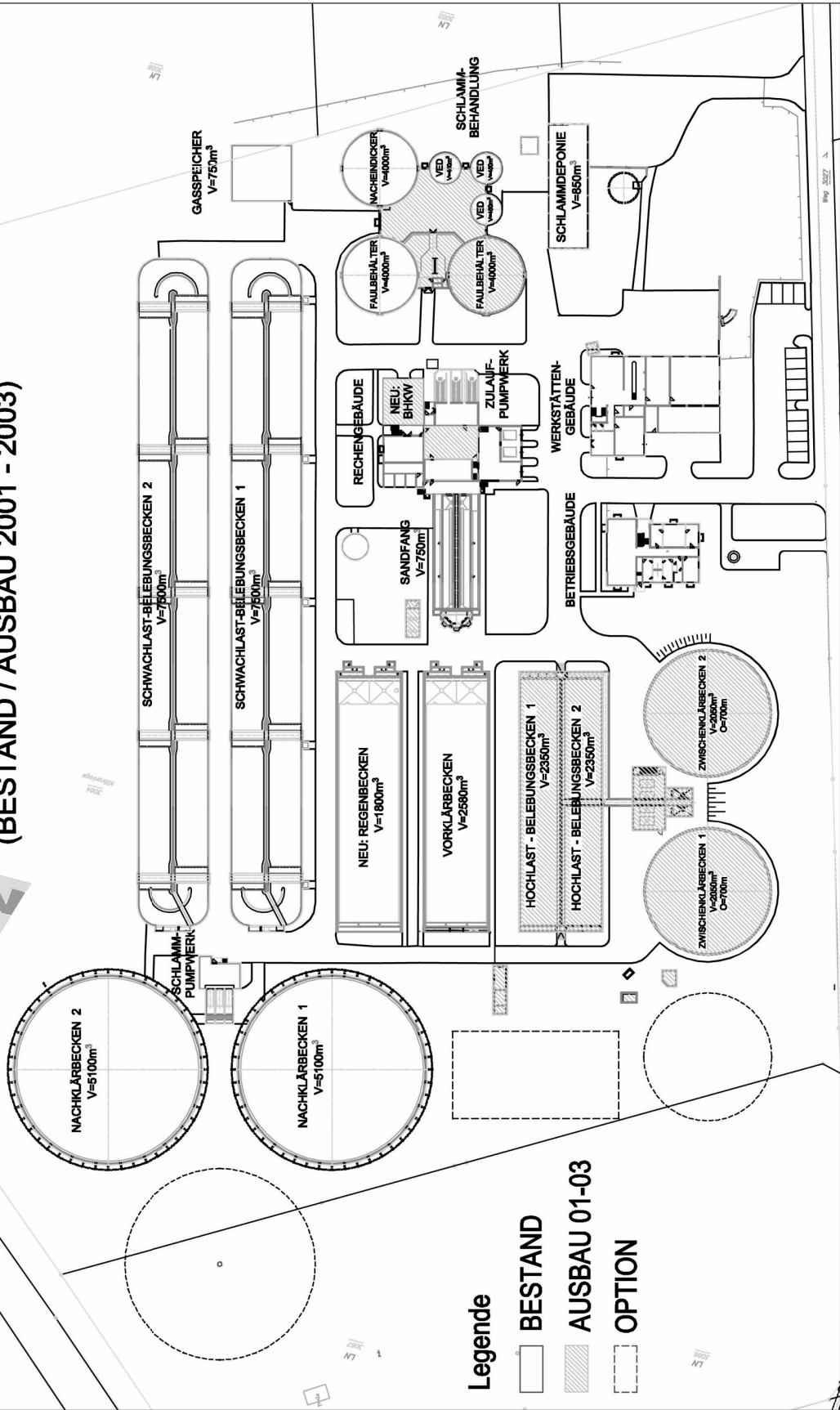
Die behördliche „Keule“ ist in der Praxis nur für wirklich „harte Fälle“ einsetzbar, langjährige Rechtsstreitigkeiten lösen in der Regel das Problem selbst nicht.

Dr Klaus König
Amt der Vorarlberger Landesregierung
Landeswasserbauamt Bregenz
Jahnstraße 13-15
6900 Bregenz

Tel: +43 5574 / 511 432 – 10
Fax: +43 5574 / 511 430 – 95
e-Mail: klaus.koenig@vlr.gv.at

ABBILDUNG 2

ARA-MEININGEN (BESTAND / AUSBAU 2001 - 2003)



Legende

-  BESTAND
-  AUSBAU 01-03
-  OPTION

Ein neues Verfahren zur Vermeidung von Blähschlamm bei der Reinigung von Industrieabwasser auf kommunalen Kläranlagen

Norbert Matsché, Kurt Dornhofer, Leopold Prendl, Stefan Winkler

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU-Wien

Kurzfassung: Wegen einer wesentlichen Erweiterung der Verarbeitungskapazität der Molkerei Baden konnte der zukünftige Abwasseranfall nicht mehr in der Kläranlage Baden untergebracht werden und es musste eine neue Lösung gefunden werden. Für die Einleitung der Abwässer in die Kläranlage Bad Vöslau, in der noch eine Reservekapazität vorhanden war, wurden unterschiedliche Varianten untersucht und im vorliegenden Bericht miteinander verglichen. Die Variante 4, bei der Überschussschlamm der kommunalen Kläranlage als Reaktionsmedium für die Behandlung der Molkereiabwässer im Belebungsbecken-alt genutzt wird, stellte sich als günstigste Variante heraus. Mit dieser Technik wird ein gesicherter Abbau der Stoffe, die die Absetzeigenschaften des belebten Schlammes in der Kläranlage negativ beeinflussen könnten, erreicht. Die beim Abbau gebildete Biomasse aus dem Molkereiabwasser wird mit dem Überschussschlamm der Gesamtanlage nach einer maschinellen Überschussschlammeindickung in die Faulung eingebracht. Die Anlage wurde nach dem vorgeschlagenen Konzept umgebaut und ist seit mehr als einem Jahr zur vollen Zufriedenheit unter Einhaltung aller gesetzlichen Anforderungen in Betrieb.

1 Einleitung

Bei der Einleitung von Abwässern der Nahrungsmittelindustrie und anderen leicht abbaubaren Industrieabwässern in kommunale Kläranlagen kommt es häufig zur Ausbildung von Schlämmen mit schlechten Absetzeigenschaften (Blähschlamm). Zu solchen leicht abbaubaren Abwässern zählen vor allem auch

Abwässer von milchverarbeitenden Betrieben. Anhand der Problematik die sich bei Einleitung des Abwassers der Niederösterreichischen Molkerei AG in Baden (NÖM AG) ergab, soll die Lösung eines solchen Abwasserproblems dargestellt werden.

Die NÖM AG mit ihrer Betriebsstätte in Baden veränderte in letzter Zeit ihren Betrieb, was zum Teil eine wesentliche Steigerung des Abwasserausstoßes bewirkt hat. Da diese Abwasserfracht kurzfristig in der Kläranlage Baden, in der die Abwässer dieses Betriebes gereinigt wurden, nicht aufgenommen werden konnten, wurde seitens des Betriebes die Möglichkeit erwogen, die vorhandene Kapazität der Verbandskläranlage Bad Vöslau für die Reinigung der Abwässer zu nutzen.

Die Molkerei besitzt eine Nutzwasserleitung von einem Brunnen in Bad Vöslau zu ihrem Betriebsgelände. Dieser Brunnen liegt nur in einer geringen Entfernung zu einem Kanal, der zur Kläranlage Bad Vöslau führt. Damit hätte sich die Möglichkeit ergeben, kurzfristig Abwasser aus der Molkerei in die Gemeindekanalisation Bad Vöslau einzuleiten. Eine zweite Alternative war die Verlängerung der angeführten Nutzwasserleitung direkt zur Kläranlage Bad Vöslau und die Aufbereitung der Molkereiabwässer vor deren Kontakt mit dem kommunalen Abwasser. Grundsätzlich ist auch die Variante einer Vorbehandlung der Molkereiabwässer auf dem Betriebsgelände der NÖM AG Baden und die Ableitung des vorgereinigten Abwassers zur Kläranlage Bad Vöslau möglich.

Als Grundlage für eine Entscheidung über die Ableitung der Abwässer der NÖM AG, Betrieb Baden, und Einleitung in die Kläranlage Bad Vöslau wurde das Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der Technischen Universität beauftragt, die Möglichkeiten für die Einleitung der Molkereiabwässer in die Kläranlage Bad Vöslau zu untersuchen und die Varianten verfahrenstechnisch zu bewerten.

2 Das Molkereiabwasser der NÖM AG Baden

In der Tabelle 1 sind die Werte zum Ausbau der NÖM AG, Betrieb Baden, zusammengestellt:

Tabelle 1: Übersicht zum Ausbau der NÖM AG, Betrieb Baden

	Ausbaustufe	Abwasser- menge	Einwohner- gleichwerte	BSB ₅ -F
		(m ³ /d)	(EGW)	(kgBSB ₅ /d)
1	Bestehender Konsens KA Baden	500	5000	
2	Bestellter Ausbau bei der KA Baden	700	15000	900
3	Standortkonzentration	1400	30000	1800
4	Produktionserweiterung	2100	45000	2700

Aus dieser Zusammenstellung ist ersichtlich, dass die Abwasserbelastung wesentlich gesteigert wird und in der Kläranlage Baden ohne wesentliche Erweiterung nicht untergebracht werden kann.

Die Charakteristik des Molkereiabwassers entspricht nach einer Vorneutralisation auf dem Areal der Molkerei Baden (pH-Grenzwerte von 6,5 und 9,5) der Emissionsverordnung für Molkereibetriebe/Indirekteinleiter. Das Nährstoffverhältnis BSB₅ : N : P wurde mit 100 : (3 - 5) : (1,5 - 2,5) angegeben. Das CSB : BSB₅ – Verhältnis liegt im Bereich von 1,5 - 2,5 : 1.

3 Kläranlage Bad Vöslau

3.1 Allgemeines

Die Verbandskläranlage Bad Vöslau war auf 90.000 EW ausgelegt und seit 1997 in Betrieb. Vor der Erweiterung war die Anlage für 40.000 EW ausgelegt und reinigte das Abwasser der Gemeinden Bad Vöslau, Enzesfeld-Lindabrunn, Hirtenberg, Kottingbrunn und Leobersdorf. Die damalige Anlage war nur für Kohlenstoffabbau bemessen, konnte jedoch kurzzeitig wegen des unvollständigen Anschlussgrades mit Stickstoffentfernung betrieben werden. Ende der 80er Jahre ergaben sich jedoch deutliche Überlastungserscheinungen. Im Zuge der Überlegungen für die Erweiterung und Anpassung an den Stand der Technik wurde eine Vergrößerung des Einzugsgebietes unter Einbeziehung

der Triestingtalgemeinden Berndorf, Hernstein, Pottenstein, Weißenbach, Furth und Schönau sowie eine Ausweitung des Abwasserkonsenses auf 90.000 EW vorgenommen. In Anbetracht der wirtschaftlichen Entwicklung im Einzugsgebiet wurden entsprechende Kapazitätsreserven bei der Auslegung der Anlage berücksichtigt.

Das derzeitige Einzugsgebiet der Anlage wird zu etwa 20 % im Mischsystem und 80 % im Trennsystem entwässert. Zu den Gemeinden bzw. Katastralgemeinden mit Mischsystem gehören Ödlitz, Großau, St. Veit a.d. Triesting, Leobersdorf, Lindabrunn und Siebenhaus, jene mit Trennsystem sind Neuhaus, Furth, Weissenbach, Fahrafeld, Pottenstein, Alkersdorf, Hernstein, Aigen, Neusiedl, Grillenberg, Veitsau, Berndorf, Hirtenberg, Kottlingbrunn Gainfarn, Enzesfeld und Bad Vöslau. Der Abfluss im Kanal ist zeitweise durch einen erheblichen Fremdwasseranteil gekennzeichnet; ein Grund dafür ist in dem teilweise recht alten Kanalnetz zu sehen.

Bei der Planung der neuen Anlage wurde zur Einsparung von Investitionskosten die vorhandene Infrastruktur der alten Anlage weitgehend genutzt, wodurch die spezifischen Kosten für die Erweiterung entsprechend gesenkt werden konnten. So wurde im wesentlichen der mechanische Teil der Abwasserreinigung nur durch die Installation einer neuen Rechenanlage ergänzt. Die alte Belebungsstufe wurde mit geänderter Leitungsführung vollständig in das neue Anlagenkonzept integriert. Auch der alte Faulbehälter steht nach einer Revision der maschinellen Einrichtungen in naher Zukunft wieder für die Schlammfäulung zur Verfügung.

3.2 Wasserrechtliche Auflagen

3.2.1 Wasserrechtsbescheid

Im Wasserrechtsbescheid der NÖ Landesregierung vom 6. August 1991 waren folgende Anforderungen an die Abwasserreinigung festgelegt:

BSB ₅	max. 20 mg/l
CSB	max. 75 mg/l
NH ₄ -N	max. 5 mg/l
PO ₄ -P	max. 0,8 mg/l
N _{ges} -Entfernung	70 % (T > 12°C)
	60 % (T > 8°C)

Das Maß der Wasserbenutzung wurde wie folgt festgelegt:

Auslegung für:	Rohschmutzfracht	max. 90.000 EGW ₆₀
	Trockenwetterzufluss	max. 33.000 m ³ /d
	Mischwasserzufluss	max. 50.000 m ³ /d

3.2.2 Anforderungen gemäß 1. AEV für kommunales Abwasser

Die im Bescheid festgelegten Anforderungen an die Ablaufqualität entsprechen im wesentlichen den Emissionswerten der 1. Emissionsverordnung für kommunales Abwasser (1. AEV, Stand 1991) und stellen zum damaligen Zeitpunkt sicherlich eine strenge und anspruchsvolle Regelung dar. Im Jahre 1996 wurde die 1. AEV novelliert und dabei weitgehend an die betreffende EU-Richtlinie angepasst. In der folgenden Tabelle 2 sind die Anforderungen hinsichtlich Stickstoffentfernung gemäß 1. AEV der Ausgaben 1991 und 1996 für die Anlagengröße > 50.000 EW₆₀ angeführt.

Tabelle 2: Anforderungen hinsichtlich Stickstoffentfernung gemäß 1. AEV für die Anlagengröße > 50.000 EW₆₀

	1. AEV – 1991	1. AEV - 1996
NH ₄ -N	5mg/l	5 mg/l
-Temperatur	> 12 °C	>8 °C
- max. Überschreitung	100 %	100 %
N-Entfernung	60 % 70 %	70 %
- Temperatur	8 - 12 °C >12 °C	> 12 °C
Überwachungsmodus	Tageswerte, "4 von 5 Regel"	Tageswerte, Überschreitungshäufigkeit Jahresmittelwert
- für N-Entfernungsgrad		
Bedingungen für Einhaltung	Trockenwetter- bemessungswert	max.-Wassermenge, Bemessungswert

Wie aus der Tabelle ersichtlich, wurden die Anforderungen an die Stickstoffentfernung bei Temperaturen unter 12 °C fallen gelassen, andererseits wurde jedoch die Anforderung an die Nitrifikation bis zu Temperaturen von über 8 °C einbezogen. Eine Verschärfung stellt auch die Tatsache dar, dass die Werte auch bei Mischwasseranfall eingehalten werden müssen. Für den festgelegten Entfernungsgrad von 70 % gilt jedoch der Jahresmittelwert, im Gegensatz zur strengeren "4 von 5 - Regelung" der alten Verordnung.

3.3 Beschreibung der Anlagenteile

In der folgenden Zusammenstellung sind die wesentlichen technischen Daten der Anlage ersichtlich. Abbildung 1 zeigt den Lageplan der Kläranlage.

1. Zulauf-Messstation:
Q (Venturi), pH, LF; mengenproportionale Probenahme
(Tagesmischprobe)
2. mechanische Reinigung:
Rechen neu: Huber-Rotamat (1,2 cm Spaltweite) mit Rechengutwäsche
Rechen alt: Harkenrechen grob (2 cm Spaltweite),
fein (1,2 cm Spaltweite)
Rundsandfang (Altbestand) $O = 14,2 \text{ m}^2$
Sandwäscher
Vorklärung: Rechteckbecken, $V = 600 \text{ m}^3$
3. zentrales Pumpwerk:
5 Tauchpumpen á 45 kW für:
Abwasser (2 Stk.), Rücklaufschlamm (2 Stk.), Beschickung des NKB alt.
2 Exzentrerschneckenpumpen für Überschussschlamm
4. Biologie:
BB alt: Umlaufbecken $V = 1800 \text{ m}^3$,
derzeit als Bio-P-Becken in Verwendung
2 Rührwerke; 2 x 7,5 m Rotoren (Antrieb á 30 kW) vorhanden
BB neu: 2 Umlaufbecken $V = 2 \times 7500 \text{ m}^3$; je 6 x 9 m Rotoren $d = 1,0 \text{ m}$;
je 2 Rührwerke
5. Nachklärung:
NKB-alt: Rechteckbecken horizontal durchströmt
NKB-neu: 2 Rundbecken mit jeweils $O = 1590 \text{ m}^2$, $V = 5500 \text{ m}^3$
6. Messstation-Ablauf: Temp., pH, $\text{NH}_4\text{-N}$, $\text{NO}_3\text{-N}$, $\text{PO}_4\text{-P}$ (kontinuierlich)
7. Schlammbehandlung:
Primärschlammeindicker: $V \sim 50 \text{ m}^3$, 2 Rohschlammumpfen;
maschinelle Überschussschlammeindickung (MÜSE): 2 x Kombination
Seihband mit Siebtrommel;
Faulbehälter neu: $V = 2500 \text{ m}^3$;
Faulbehälter alt: $V = 1250 \text{ m}^3$;
Kammerfilterpresse (85 Filterplatten; um 15 Platten erweiterbar)

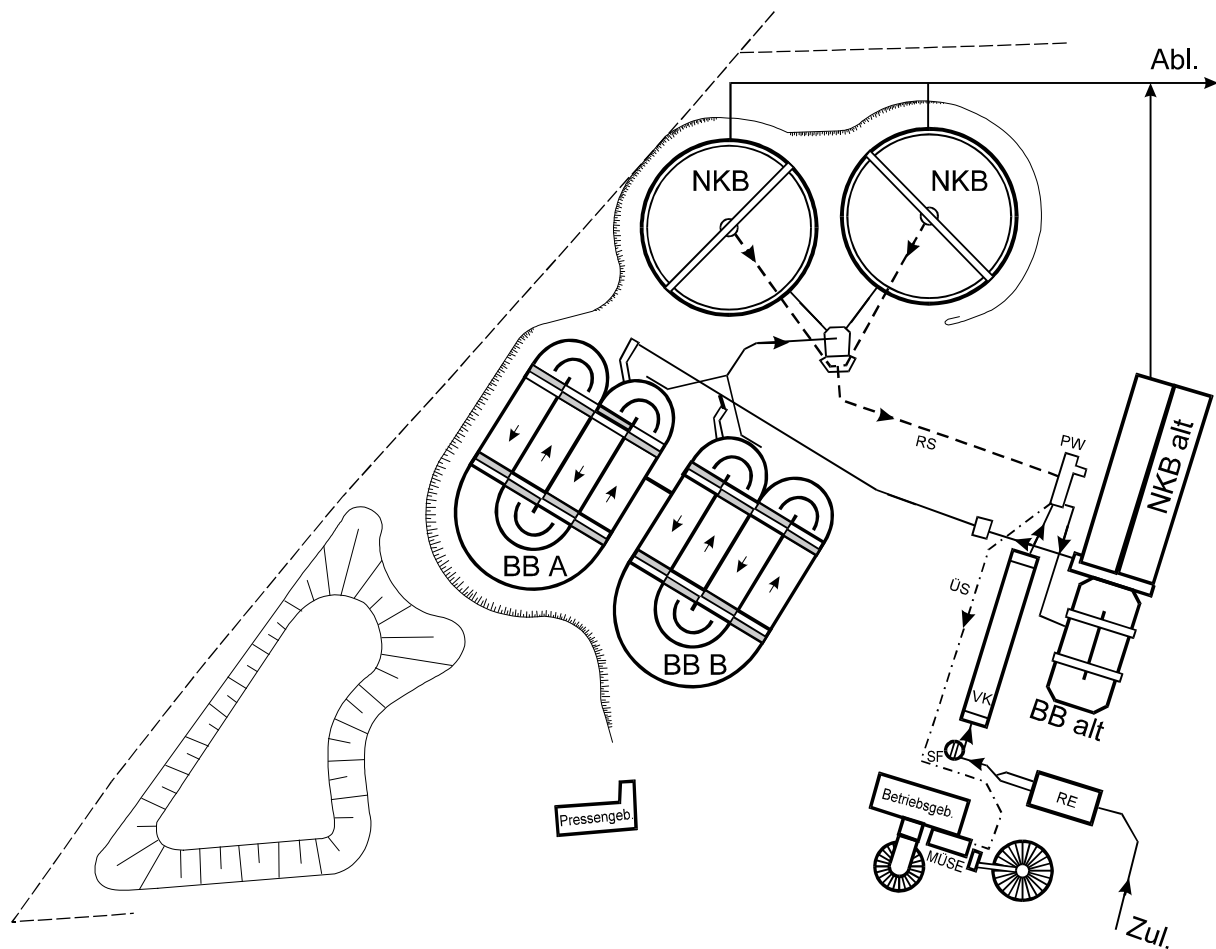


Abbildung 1:: Lageplan der Kläranlage Bad Vöslau

3.4 Betrieb der Anlage

3.4.1 Betriebsweise vor Anschluss der NÖM AG

Das über zwei Sammler der Kläranlage zugeführte Abwasser wurde vor der Behandlung in einer Messstation hinsichtlich Qualität und Quantität erfasst. In der mechanischen Reinigung mit Rechen, Sandfang und Vorklärung wurden die Grobstoffe und die absetzbaren Stoffe aus dem Abwasser abgeschieden. Bei Zuflussmengen von über ca. 220 l/s wurde das Abwasser nach dem Rechen über ein Umgehungsgerinne (Umgehung von Sandfang und Vorklärung) direkt dem Rohabwasserpumpwerk zugeführt.

Die Rohabwasserpumpen förderten das Abwasser in das alte Belebungsbecken, dem auch der Rücklaufschlamm zugeleitet wurde. Das Volumen dieses Beckens wurde beim Ausbau durch Aufhöhung auf 1800 m³ vergrößert. Die vorhandene

Belüftungseinrichtung wurde nicht verändert, jedoch wurden zusätzliche Umwälzaggregate installiert. Zur Ermöglichung einer vermehrten biologischen Phosphorentfernung wurde das Abwasser-Schlamm-Gemisch in diesem Becken nur durchmischt und nicht belüftet.

Anschließend floss das Abwasser-Schlamm-Gemisch den beiden neuen Belebungsbecken zu, welche wahlweise parallel oder seriell durchflossen werden können. Die sechs Rotoren je Becken wurden über eine Ammonium-Nitrat-Regelung zu bzw. weg geschaltet. Dies brachte neben sehr hoher Stickstoffentfernung auch Vorteile hinsichtlich Energieeinsparung mit sich. Als Ergänzung zur vermehrten biologischen Phosphorentfernung wurde im Ablauf der Belebungsbecken in Hinblick auf die Einhaltung der geforderten Phosphorablaufwerte Fe^{3+} zur Simultanfällung dosiert.

Im Verteilerbauwerk wurde das Abwasser-Schlamm-Gemisch auf die zwei neuen Nachklärbecken und auf das alte Nachklärbecken aufgeteilt. Die Beschickung des alten Nachklärbeckens erfolgte dabei mit konstanter Menge. Die Überwachung der gleichmäßigen Aufteilung auf die beiden neuen Becken erfolgte mittels Messung des Schlammspiegels in diesen Becken.

Der Rücklaufschlamm aus den beiden neuen Nachklärbecken gelangte über eine Leitung zum Rücklaufschlamm-schacht im zentralen Pumpwerk. Aus dem alten Nachklärbecken wurde der Rücklaufschlamm über die alte RS-Schnecke ebenfalls diesem Schacht zugeleitet. Die Rücklaufschlammförderung war bis zu einem Abwasserzufluss von 300 l/s proportional zum Zufluss mit einem Rücklaufverhältnis (RV) von 1,0 eingestellt. Über dieser Zulaufmenge wurde die RS-Menge nicht weiter gesteigert.

In der Messstation für den Ablauf der Kläranlage wurde kontinuierlich $\text{NH}_4\text{-N}$, $\text{NO}_3\text{-N}$, und $\text{PO}_4\text{-P}$ gemessen sowie Temperatur und pH-Wert erfasst. Das gereinigte Abwasser wird in den Wr. Neustädter Kanal eingeleitet.

Der aus dem Vorklärbecken abgezogene Primärschlamm gelangte in den Voreindicker und wurde von dort mittels zweier Betrieb/Pause-gesteuerter Rohschlamm-pumpen der Faulung zugeführt. Der Überschussschlamm wurde aus dem Rücklaufschlammkreislauf abgezogen und in zwei Einrichtungen zur maschinellen Überschussschlammeindickung (MÜSE; unter Zugabe von 10 g akt. Polymer pro kg Trockensubstanz) eingedickt und anschliessend ebenfalls dem neuen Faulbehälter zugegeben.

Im Faulbehälter wurde der Schlamm bei ca. 37 °C und einer Aufenthaltszeit von ca. 30 Tagen stabilisiert. Der ausgefaulte Schlamm wurde dem als Zwischenstapler eingesetzten alten Faulbehälter zugeführt und anschliessend in der Kammerfilterpresse unter Polymer- und Eisenzugabe (5 g akt. Polymer pro kg Trockensubstanz) entwässert. Der auf etwa 30 % Trockensubstanz entwässerte Schlamm wurde von einer Fachfirma entsorgt.

Das bei der Faulung entstehende Gas wurde lediglich für die Beheizung des Faulbehälters und der Betriebsgebäude verwendet. Mit der Errichtung eines Blockheizkraftwerkes ist jedoch auch eine Nutzungsmöglichkeit zur Stromerzeugung gegeben.

3.4.2 Belastung der Kläranlage

Die Verbandskläranlage war im Jahr 1997 bezogen auf CSB im Mittel mit knapp 52000 EW_{120} (6200 kg CSB/d) und 1998 (Jänner bis Juli) mit rund 57000 EW_{120} (6800 kg CSB/d) belastet. In diesen Zeiträumen erreichten im Mittel 590 bzw. 570 kg N/d und 88 bzw. 96 kg P/d die Anlage.

Die mittlere Belastung der Anlage im gesamten Zeitraum Jänner 1997 bis Juli 1998 betrug 6420 kg CSB/d (und damit rund 53500 EW_{120}). Die statistische Auswertung der Tageszulauffrachten für diesen Zeitraum ergibt einen Median (50%-Wert) von 6130 kg CSB/d und einen 85%-Wert von 8000 kg CSB / d (66700 EW_{120}). In der Woche mit der höchsten Belastung im gesamten Zeitraum (Mitte März 1997) lag diese bei ca. 80.000 EW_{120} . Die Abwassertemperatur betrug zu dieser Zeit im Mittel 8,2 °C. Die Abbildung 2 zeigt die Belastung der Kläranlage Bad Vöslau, einerseits als Monatsmittelwerte auf Basis von EW (mit 120 gCSB/(EW.d), 11 gN / (EW. d) und 1,8 gP / (EW.d)).

Die Tagesspitze lag im Durchschnitt bei 1/20 der Tageswassermenge, was den Einfluss von Fremdwasser deutlich macht, weil dadurch die Schwankungen im Tagesverlauf gedämpft werden. Die Reduktion des Fremdwasserzuflusses ist daher auch eines der vordringlichsten Projekte der Betriebsleitung.

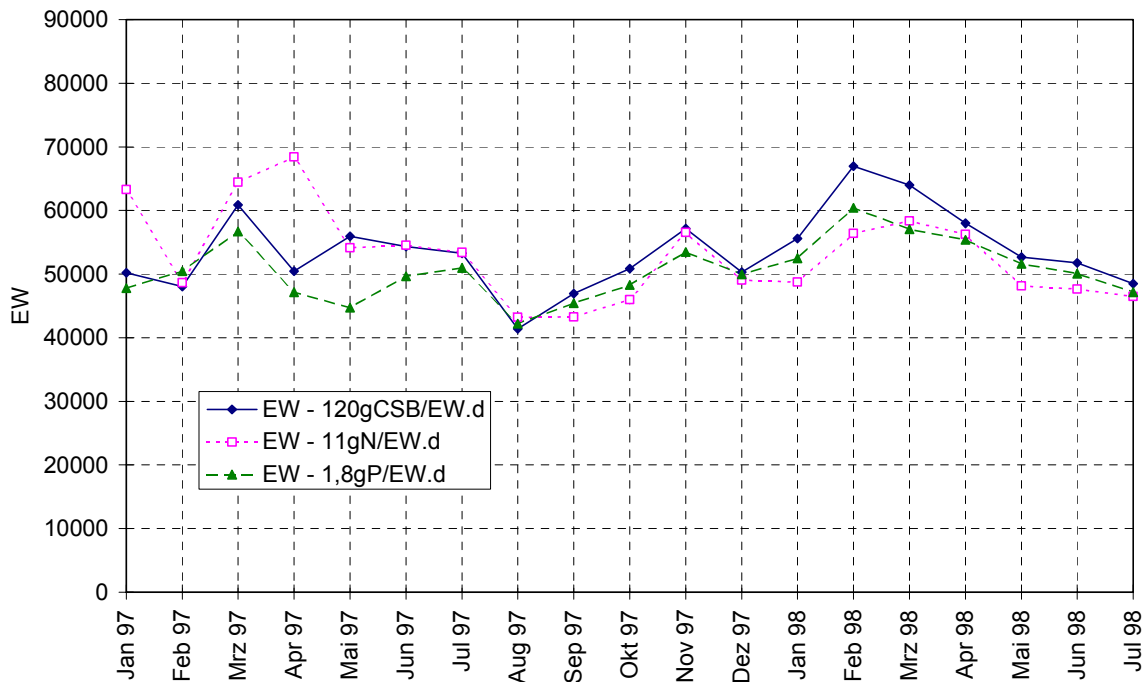


Abbildung 2: Belastung der Kläranlage Bad Vöslau (Jän. 1997 - Juli 1998) in EW

3.4.3 Reinigungsleistung

Die Reinigungsleistung der Kläranlage Bad Vöslau war sowohl hinsichtlich der Kohlenstoff- als auch der Stickstoffverbindungen sehr weitgehend. Sowohl im Jahre 1997 als auch 1998 wurde der die Anlage erreichende CSB zu rund 93 % abgebaut, im Schnitt wurden rund 6000 kg CSB/d in der Anlage entfernt.

Der Stickstoff-Entfernungsgrad lag bei knapp 85 % im Jahre 1997 bzw. bei fast 89 % 1998 (η_{N-F} in beiden Fällen ca. 500 kg N/d).

Die Phosphorverbindungen, die mittels Simultanfällung in Kombination mit Bio-P entfernt wurden, konnten ebenfalls um knapp 90 % verringert werden (η_{P-F} ca. 80 kg P/d).

3.5 Beurteilung der Belastung der Anlage

Für die Auslegung der Anlage bei der Erweiterung und Anpassung an den Stand der Technik wurde von den damals geltenden gesetzlichen Vorgaben ausgegangen. Aus diesem Grunde mussten in Hinblick auf die 4 von 5 Regel

auch bei planmäßiger Außerbetriebnahme eines der beiden neuen Belebungsbecken die Emissionswerte praktisch jederzeit eingehalten werden. Daher wurde das Belebungsbecken alt in die Bemessung mit einbezogen, da nur mit der Kombination BB-alt und ein BB-neu die Einhaltung der Stickstoffwerte gemäß 1. AEV - 1991 nachgewiesen werden konnte. Inzwischen gilt nach Novellierung der 1. AEV für die Stickstoffelimination ein Jahresmittelwert für Temperaturen über 12 °C von 70 %.

Die Anlage wird hervorragend betrieben und die tatsächlich gemessenen Stickstoffablaufwerte liegen wesentlich günstiger als im Bescheid gefordert. Für die Anlage kann daraus gefolgert werden, dass auch bei Außerbetriebnahme und kurzfristiger Verschlechterung der Ablaufwerte der Jahresmittelwert von 70 % gesichert einhaltbar ist, da die Stickstoffelimination über weite Bereiche des Jahres über 85 % liegt.

Diese hervorragenden Betriebsergebnisse müssen zwar wegen der noch unter der Bemessungsbelastung gefahrenen Anlage relativiert werden. Bei klärtechnischen Berechnungen unter Einbeziehung des aus den beiden neuen Belebungsbecken sich ergebenden Reaktionsvolumens konnte jedoch nachgewiesen werden, dass mit den im Betrieb eingesetzten Schlammkonzentrationen im Belebungsbecken noch Belastungen über 90.000 EGW gereinigt werden können.

Damit war sichergestellt, dass bei geringer verbleibender Restbelastung nach Reinigung bzw. Vorbehandlung des Molkereiabwassers keine Einschränkung für die Mitgliedsgemeinden des Abwasserverbandes Bad Vöslau entsteht. Voraussetzung hierfür war jedoch, dass bei der Vorbehandlung des Molkereiabwassers eine Frachtreduktion von mindestens 90 % und eine Elimination der Stoffe erreicht wird, die eine Beeinflussung des Schlammindezes verursachen können.

Eine Außerbetriebnahme des BB-alt stellte für den Betrieb der Kläranlage Bad Vöslau keine neue Verfahrenssituation dar. Nach Fertigstellung der neuen Anlagenteile (zwei Belebungsbecken neu, zwei Nachklärbecken neu) wurden die alten Anlagenteile revidiert und für das neue Verfahrenskonzept umgebaut. Während der Zeit dieser Umbauarbeiten wurde die Anlage nur mit den beiden neuen Belebungsbecken und Nachklärbecken problemlos über mehrere Monate betrieben.

4 Übersicht über die möglichen Varianten für die Reinigung der Abwässer der NÖM AG Baden

Für die Einleitung der Molkereiabwässer in die Kläranlage Bad Vöslau bieten sich grundsätzlich folgende Möglichkeiten an:

Variante 1: Einleitung der Abwässer in Kanalisation und gemeinsame Behandlung mit kommunalem Abwasser in KA Bad Vöslau

Variante 2: Vorbehandlung auf Gelände der NÖM AG und Ableitung zur Nachbehandlung auf KA Bad Vöslau

Variante 3: getrennte Ableitung zur KA Bad Vöslau und Vorbehandlung in einer eigenen Anlage auf dem Gelände der KA Bad Vöslau

Variante 4: getrennte Ableitung zur KA Bad Vöslau und Reinigung der Abwässer der NÖM AG im BB-alt der KA Bad Vöslau unter Nutzung des ÜS der kommunalen Anlage

Bei beiden Varianten mit Vorbehandlung des Molkereiabwassers (Variante 2 und 3) kommen prinzipiell drei Verfahrensmöglichkeiten in Frage: 1. anaerobe Vorbehandlung, 2. aerobe Vorbehandlung in kontinuierlicher Fermentation und 3. aerobe Vorbehandlung mit Hochlastbelebungsverfahren.

Bei Variante 1 wird angenommen, dass die Ableitung der Molkereiabwässer in der bestehenden Nutzwasserleitung erfolgen kann und diese Leitung bis zu einer Anschlussstelle an den Gemeindekanal in der Nähe des Nutzwasserbrunnens verlängert wird. Bei den Varianten mit einer getrennten Ableitung der Molkereiabwässer zur Kläranlage Bad Vöslau (Variante 2 teilweise, Variante 3 und 4) wird von einer direkten Ableitung der Molkereiabwässer in der bestehenden Nutzwasserleitung (bis zum Brunnen) und einer Verlängerung dieser Leitung bis zur Kläranlage Bad Vöslau ausgegangen.

Diese (insgesamt 8) Varianten werden im folgenden dargestellt. Es gibt dabei jeweils eine grobe Angabe der maßgebenden Auslegungsdaten, eine grobe Kostenabschätzung sowie eine verfahrenstechnische Bewertung der Variante. Daran anschließend folgt eine Gegenüberstellung der Varianten und die Auswahl des Lösungsvorschlages. Zur Übersicht zeigen die folgenden

Abbildung 3 bis Abbildung 5 das Fließschema der Kläranlage Bad Vöslau (alte Betriebsweise), das Fließschema für die Varianten 2 und 3 (Vorbehandlung der Molkereiabwässer) sowie das Fließschema für Variante 4.

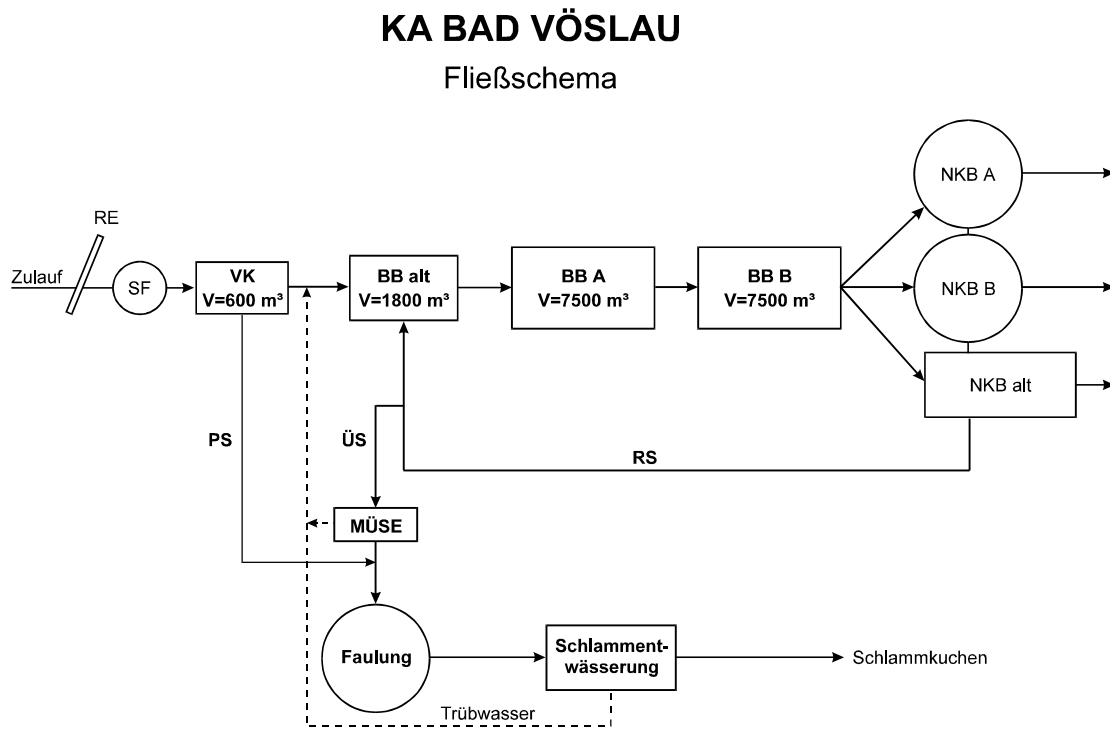


Abbildung 3: Fließschema der Kläranlage Bad Vöslau

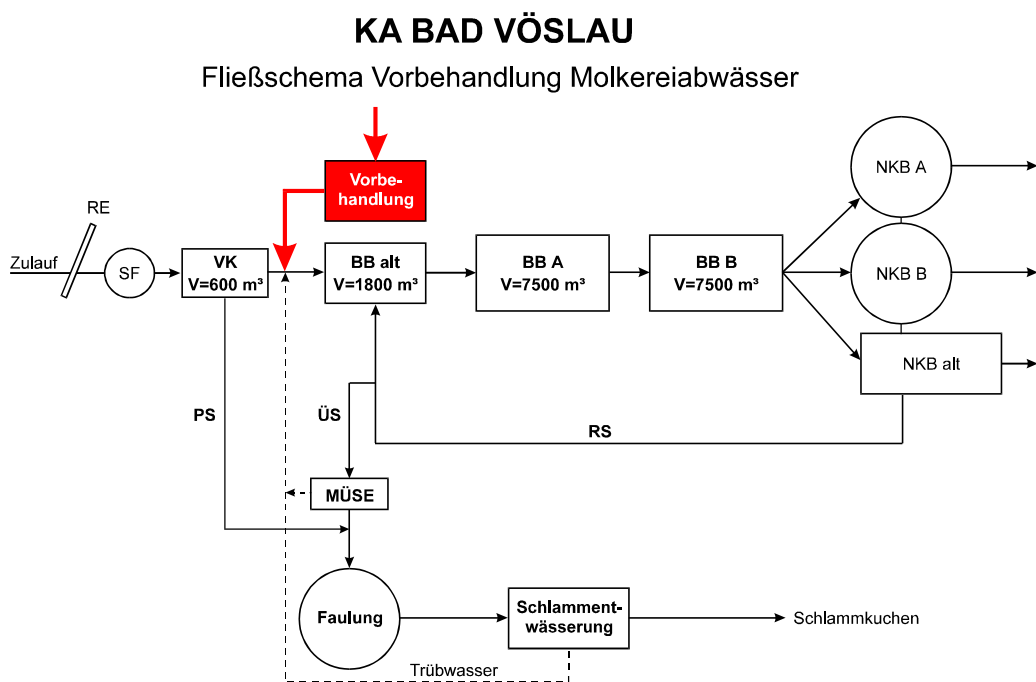


Abbildung 4: Fließschema für Varianten mit Vorbehandlung der Molkereiabwässer

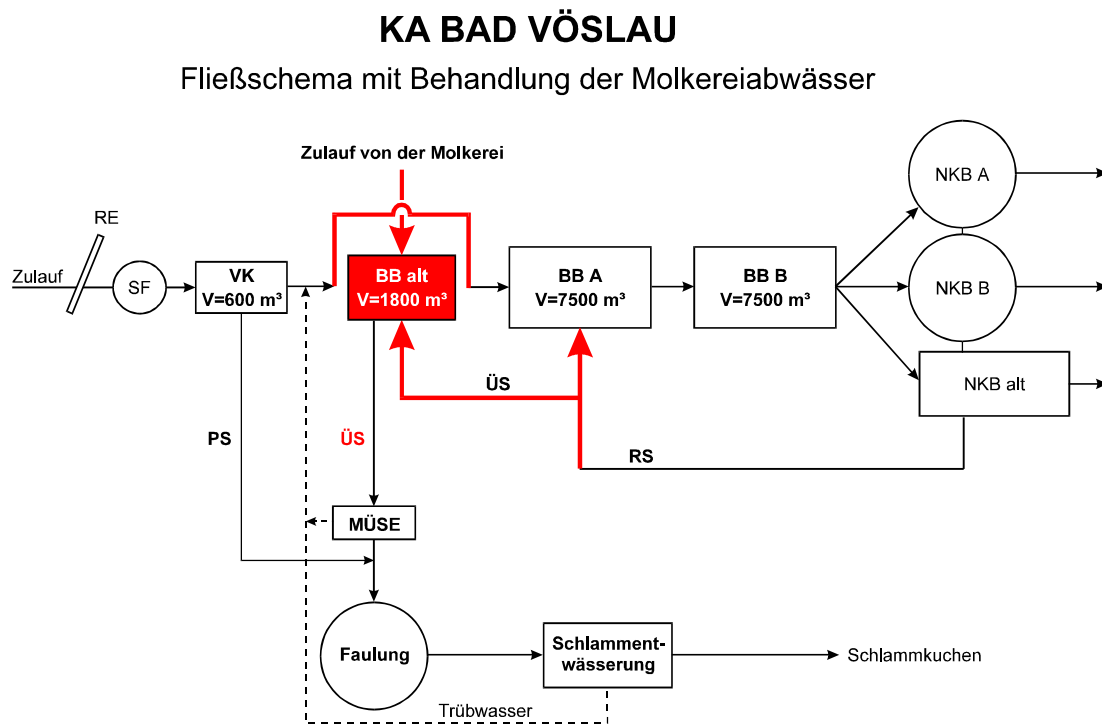


Abbildung 5: Fließschema KA Bad Vöslau - Variante 4

5 Darstellung der Varianten

5.1 Variante 1: Einleitung der Abwässer in Kanalisation und gemeinsame Behandlung mit kommunalem Abwasser in KA Bad Vöslau

Die Molkerei Baden betreibt eine Nutzwasserleitung von einem Brunnen, der sich auf dem Gemeindegebiet von Bad Vöslau befindet zu ihrem Betriebsgelände. Von diesem Brunnen wäre in geringer Entfernung ein Kanalschluss über den Ortskanal Bad Vöslau an die Kläranlage Bad Vöslau möglich. Damit ergäbe sich die Möglichkeit kurzfristig Abwasser aus der Molkerei in die Kläranlage Bad Vöslau einzuleiten. An der Übergabestelle in den Gemeindekanal wäre eine Messstation zur Erfassung der Schmutzfracht zu errichten.

Aus dem zeitlichen Verlauf der Belastung konnten die Spitzenwerte auf Weinbau zurückgeführt werden. Die Ergebnisse der Auswertung zeigen, dass die Anlage nicht voll ausgelastet ist und eine Reservekapazität für die

Aufnahme zusätzlicher Frachten vorhanden wäre. Eine solche Zusatzbelastung würde jedoch die derzeit den einzelnen Mitgliedsgemeinden zustehende Reservekapazität vermindern.

Das wesentlichste Problem bei der Einleitung der Molkereiabwässer gemeinsam mit dem kommunalem Abwasser ergibt sich durch die Beeinträchtigung der Schlammqualität. Die im Molkereiabwasser vorhandenen Inhaltsstoffe führen erfahrungsgemäß zu einer Erhöhung des Schlammindex im belebten Schlamm. Die leicht abbaubaren Verbindungen des Molkereiabwassers fördern das Wachstum von fadenförmigen Bakterien, die die spezifischen Absetzeigenschaften des belebten Schlammes massgeblich verschlechtern (Blähschlamm).

Beim Auftreten von Blähschlamm ist insbesondere bei erhöhter hydraulischer Belastung (Mischwasserzufluss) mit dem Abtreiben von belebtem Schlamm aus der Nachklärung zu rechnen. Dadurch ist nicht nur die Reinigungsleistung der Kläranlage deutlich herabgesetzt sondern es können in weiterer Folge durch die hohe Sauerstoffzehrung der abgetriebenen Schlammflocken auch Schäden im Vorfluter wirksam werden, die bis zu Fischsterben führen können.

Eine weitere Einschränkung dieser Variante könnte sich durch Geruchsprobleme in dem für die Ableitung des Molkereiabwassers benutzten Ortskanal ergeben.

Aus den oben genannten Gründen wurde von der Durchführung dieser Variante abgeraten.

5.2 Variante 2: Vorbehandlung auf Gelände der NÖM AG und Ableitung zur Nachbehandlung auf KA Bad Vöslau

5.2.1 Variante 2.1: anaerobe Vorbehandlung

Durch die anaerobe Verfahrensweise werden die organischen Inhaltsstoffe des Molkereiabwassers in Biogas (Methan, CO₂) umgewandelt. Das entstehende Gas kann energetisch genutzt werden. Der Prozess selbst hat mit Ausnahme von erforderlicher Wärmeenergie (der anaerobe Prozess findet bei 35 °C statt), die aber aus der Abwärme der Gasverwertung gewonnen werden kann, nur einen geringen Energiebedarf. Insgesamt ist die Energiebilanz positiv. Die anaerob

vorbehandelten Abwässer erfordern jedenfalls eine aerobe Nachbehandlung. Es kann aber damit gerechnet werden, dass für diese Nachbehandlung in der vorhandenen Kläranlage keine Blähschlamm-Bildung mehr befürchtet werden muss.

Da für einen störungsfreien Betrieb eine gleichmäßige Beschickung des Anaerobreaktors erforderlich ist, muss für die Anlage ein Ausgleichsbehälter für einen Wochenausgleich vorgesehen werden (ca. 1500 m³). Dieser Ausgleichsbehälter dient gleichzeitig zur Vorversäuerung der Molkereiabwässer; er muss gut durchmischt werden. Im nachfolgenden Anaerobreaktor erfolgt die anaerobe Umsetzung durch Methanbakterien zu Biogas.

Bei einer Bemessung für 30.000 EGW ergäben sich bei einer Raumbelastung von 5 kgCSB/(m³.d) ein erforderliches Reaktionsvolumen von 600 m³ für den Anaerobreaktor. Für den Ausgleich ist ein Volumen von ca. 1500 m³ erforderlich. Es wird empfohlen die Anlage zweistrassig zu errichten, sodass zwei isolierte Ausgleichsbehälter mit je 750 m³ und zwei Anaerobreaktoren mit je 300 m³ erforderlich sind.

Die Reinigungsleistung einer Anaerobanlage wird mit 70 % CSB-Entfernung angesetzt. Die Restbelastung für die Kläranlage Bad Vöslau ergibt sich zu $(0,3 \cdot 30.000 =)$ 9.000 EGW.

Die anaerobe Verfahrensweise stellt gegenüber den aeroben Verfahren ein vergleichsweise aufwendiges Verfahrenskonzept dar; es erfordert ein spezielles Know-how für die Betriebsführung einer solchen Anlage. Geringfügige Änderungen in der Temperatur bzw. im Chemismus des eingebrachten Abwassers können zu wesentlichen Störungen des Betriebes und zur Beeinträchtigung der Reinigungsleistung führen, die letztendlich auch eine schwankende Abbauleistung bewirken können.

Die Vorteile des Verfahrens liegen in der Möglichkeit der Energiegewinnung und in dem geringen zusätzlichen Schlammanfall bei der anaeroben Reinigung. Nachteilig sind die beschränkte Reinigungswirkung, die vergleichsweise hohen Investitionskosten von ca. 15 Mio. ÖS für eine zweistraßige Anlage für 30.000 EGW und die verbleibende Geruchsintensität im vorgereinigten Ablauf.

5.2.2 Variante 2.2: aerobe Vorbehandlung in kontinuierlicher Fermentation

Bei dieser Verfahrensweise wird das Abwasser ähnlich dem Belebungsverfahren in einem Becken belüftet. Dabei bilden sich beim Abbau der Abwasserinhaltsstoffe Bakterien, die mit dem Ablauf aus der Anlage ausgetragen werden. Wegen der erforderlichen hohen Belüftungsintensität können Geruchsstoffe mit der Abluft ausgetragen werden, was die Errichtung eines Abluftfilters für diese Anlagenkonzeption erforderlich macht.

Für dieses Verfahren wird mit einer Belüftungszeit von 0,5 Tagen gerechnet, sodass sich bei dem für 30.000 EGW angenommenen Abwasseranfall von 1400 m³/d ein erforderliches Reaktionsvolumen von 700 m³ ergibt. Bei zweistrassiger Ausführung sind hier zwei Behälter mit je 350 m³ erforderlich.

Die CSB-Elimination erreicht zwar 80 %, jedoch ist der gesamte Schlammanfall noch im Ablauf vorhanden und stellt für die nachfolgende Kläranlage ebenfalls eine Restbelastung dar, sodass bei diesem Verfahren nur mit einer Reduktion der Ausgangsbelastung um ca. 50 % gerechnet werden kann (Restbelastung ca. 15.000 EGW).

Bei fehlendem Tagesausgleich muss die Sauerstoffzufuhrkapazität auf 125 kgO₂/h ausgelegt werden. Der erforderliche Energiebedarf für die Abwasserreinigung nach diesem Verfahren wird mit 2000 kWh/d abgeschätzt. Für eine Luftmenge von 70.000 m³/d und einer spezifischen Abluftmenge von 1 m³/m².min ergibt sich eine erforderliche Filterfläche von ca. 50 m². Die Abschätzung der Investitionskosten für diese Variante ergab ca. 5 Mio. ÖS.

Wegen der Ausbildung besonders hoch belastbarer Bakterien mit hohem Nährstoffbedarf kann eine zusätzliche Nährstoffzugabe bei diesem Verfahren nicht ausgeschlossen werden.

Wegen der relativ hohen Restbelastung bringt dieses Verfahren keine wesentlichen Vorteile bei der Vorbehandlung. Auch der erforderliche Energieeinsatz und die zugehörige Belüftungskapazität liegen hoch, lediglich bei den Investitionskosten, die mit 5 Mio. ÖS abgeschätzt wurden, ist ein Vorteil bei dieser Variante gegeben.

5.2.3 Variante 2.3: aerobe Vorbehandlung mit Hochlastbehebungsverfahren

Hierbei handelt es sich um eine hochbelastete Belebungsstufe für das Molkereiabwasser. Dabei werden die Blähschlamm-bildenden Inhaltsstoffe des Molkereiabwassers weitgehend abgebaut, ohne dass bei dem Verfahren selbst Blähschlamm gebildet wird. Auch die Nachbehandlung des weitgehend von den leicht abbaubaren Stoffen befreiten Abwassers in der bestehenden Belebungsanlage Bad Vöslau sollten keine Betriebsprobleme mehr hervorrufen.

Bei der Auslegung einer solchen Anlage auf 30.00 EGW (CSB-Raumbelastung von 4 kgCSB/(m³.d)) errechnet sich ein Belegungsvolumen von 750 m³. Das Schlammalter wird 2 Tage betragen. Für die Nachklärung wird bei einem täglichen Abwasseranfall von 1400 m³ (innerhalb von 10 h, ohne Mengenausgleich) bei einer Oberflächenbeschickung von 0,5 m/h mit einer erforderlichen Oberfläche von 280 m² gerechnet. Bei einer mittleren Tiefe von 3 m ist ein Volumen von 850 m³ erforderlich. Die Reinigungsleistung eines solchen Verfahrens wird 90 % betragen, sodass sich nach einer solchen Vorbehandlung für die Kläranlage Bad Vöslau eine Restbelastung von 3.000 EGW ergibt. Der Schlammanfall von ca. 1500 kg/d macht eine gesonderte Schlammbehandlung und -entsorgung erforderlich.

Die notwendige Sauerstoffzufuhr wird mit 2000 kgO₂/d abgeschätzt; gegenüber der Fermentation kann aufgrund der geringeren Schwankung des Sauerstoffverbrauches mit einer geringeren erforderlichen Zufuhrkapazität gerechnet werden. Die Investitionskosten für eine solche Anlage dürften sich auf ca. 10 Mio. öS belaufen. Hierin sind jedoch die Kosten für eine allfällige Schlammbehandlung nicht enthalten.

Bei dieser Variante erfolgt die Vorbehandlung so weitgehend, dass eine gesonderte Ableitung des vorbehandelten Abwassers nicht erforderlich ist und die in Variante 1 erwähnte Ableitung über das Ortskanalnetz von Bad Vöslau erfolgen könnte. Diese Einsparungen würden einen Teil, der mit 10 Mio. ÖS berechneten höheren Investitionskosten wieder ausgleichen.

5.3 Variante 3: getrennte Ableitung zur KA Bad Vöslau und Vorbehandlung in einer eigenen Anlage auf dem Gelände der KA Bad Vöslau

5.3.1 Variante 3.1: anaerobe Vorbehandlung

Diese Variante unterscheidet sich von der unter Variante 2.1 dargestellten Verfahrensweise nur durch die Tatsache, dass die Vorbehandlung auf der Kläranlage des Abwasserverbandes erfolgt. Verfahrenstechnisch erfolgen die identischen Massnahmen, lediglich hinsichtlich der Nutzung des Biogases ergeben sich günstigere Bedingungen, da dieses im Blockheizkraftwerk der Kläranlage optimal genutzt werden könnte. Die Investitionskosten werden dadurch aber nicht verändert.

5.3.2 Variante 3.2: aerobe Vorbehandlung in kontinuierlicher Fermentation

Auch bei dieser Variante ist die Verfahrensweise weitgehend mit der in Variante 2.2 beschriebenen vergleichbar. Durch die Verlagerung der Vorbehandlung auf das Gelände der Kläranlage könnte jedoch das bestehende Belebungsbecken-alt als aerober Fermenter benützt werden. Dadurch ergeben sich beträchtliche Einsparungen, da neben dem Reaktionsvolumen von 1800 m^3 auch die erforderliche Sauerstoffzufuhrkapazität von mehr als $2000 \text{ kg O}_2/\text{d}$ vorhanden ist. Für die Verwendung dieses Beckens wäre lediglich eine Abdeckung und die Errichtung eines Abluftfilters erforderlich. Die Einbeziehung von vorhandenen Einrichtungen auf der Kläranlage vermindert die Investitionskosten auf ca. 2,5 Mio. ÖS

5.3.3 Variante 3.3: aerobe Vorbehandlung mit Belebungsverfahren

Auch diese Variante ist in der Konzeption mit der unter Variante 2.3 behandelten Verfahrenstechnik vergleichbar. So wie in der Variante 3.2 ergibt sich auch hier die Möglichkeit der Einbeziehung des BB-alt in die Vorbehandlung der Molkereiabwässer. Es ist demnach nur die Neuerrichtung eines Nachklärbeckens für die Vorbehandlung des Molkereiabwassers mit derselben Bemessung wie unter Variante 2.3 erforderlich ($V = 850 \text{ m}^3$). Die Raumbelastung des Belebungsbeckens wird zwar durch die Kubatur von 4 auf $1,7 \text{ kgCSB}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$ verringert; bei dem sich ergebenden Schlammalter von 6 Tagen kann aber nicht mit einer stabilen Nitrifikation gerechnet werden, und damit

auch nicht mit einer erhöhten Reinigungsleistung und in der Folge einer geringeren Restbelastung für die Kläranlage Bad Vöslau.

Wegen des Wegfalls der Investitionen für das Belebungsbecken vermindern sich die erforderlichen Investitionskosten gegenüber jenen der Variante 2.3 auf 6 Mio. ÖS.

5.4 Variante 4: getrennte Ableitung zur KA Bad Vöslau und Reinigung der Abwässer der NÖM AG im BB-alt der KA Bad Vöslau unter Nutzung des ÜS der kommunalen Anlage

Diese Variante entspricht im Prinzip der Variante 3.2 (kontinuierliche Fermentation unter Verwendung von BB-alt). Als wesentliche Verbesserung wird aber hier der Überschussschlamm aus der kommunalen Kläranlage als Reaktionsmedium zusätzlich eingeleitet. Dieser Schlamm, der aus den Abwässern von ca. 60.000 EW in der Schwachlastbelebungsanlage mit Nährstoffentfernung gebildet wurde, weist eine Reihe günstiger Eigenschaften auf, die der Reinigung des Molkereiabwassers im BB-alt zugute kommen. Die Reinigungswirkung dürfte bei dieser Verfahrensweise 95 % betragen und ist damit die höchste der zur Auswahl stehenden Vorbehandlungsschritte. Mit dieser Technik wird ein gesicherter Abbau der Stoffe, die die Absetzeigenschaften des Belebtschlammes in der Kläranlage Bad Vöslau negativ beeinflussen könnten, erreicht. Die beim Abbau gebildete Biomasse aus dem Molkereiabwasser wird in den Überschussschlamm der Gesamtanlage integriert und gleichzeitig mit diesem in der maschinellen Überschussschlammeindickung (MÜSE) abgezogen. Da die Abwässer der Molkerei in relativ konzentrierter Form anfallen, liegt die Gesamtmenge des Überschussschlammes nach diesem Vorbehandlungsschritt noch in einer Größenordnung, die mit den vorhandenen maschinellen Einrichtungen bewältigt werden kann.

Hinsichtlich der Gasausbeute in der Faulung aus dem Überschussschlamm sind zwei Phänomene zu beachten. Einerseits kommt es durch die Vermehrung des Schlammes zufolge der Reinigung des Molkereiabwassers zu einer Erhöhung der organischen Substanz und in der Folge auch der Gasproduktion. Andererseits wird der Überschussschlamm aus der kommunalen Anlage jedoch entsprechend der Aufenthaltszeit im BB-alt belüftet und verliert dadurch Kapazität zur Bildung von Biogas. Eine endgültige Aussage über die

Auswirkungen der Molkereiabwasserbehandlung auf die Gasproduktion ist schwierig.

An zusätzlichen Massnahmen für die Realisierung dieser Variante sind nur eine Zu- und Ableitung von Überschussschlamm beim Belebungsbecken-alt, eine Adaptierung des Beckens sowie eine zusätzliche O₂-Steuerung und allenfalls eine Abdeckung des Beckens erforderlich. Wegen der nunmehr verlängerten Laufzeit der MÜSE ist der Betrieb derselben auch außerhalb der Dienstzeit des Klärpersonals erforderlich wofür eine zusätzliche Störmeldeeinrichtung zu installieren ist.

In Abbildung 6 ist die geänderte Leitungsführung im Fall der Variante 4 in den Lageplan der Kläranlage Bad Vöslau eingetragen.

Bei allen Vorbehandlungsvarianten mit Ausnahme der beiden mit anaerober Verfahrenstechnik kommt es durch die Molkereiabwassereinleitung zu einem erhöhten Schlammanfall, der bei der Entwässerung eine Erhöhung der Kapazität der Schlammpresse erforderlich macht. Diese Kapazitätserweiterung kann im gegebenen Fall sehr günstig durch Hinzufügen von Filterplatten erfolgen, da die Kammerfilterpresse noch nicht mit der maximalen Anzahl an Platten ausgerüstet ist.

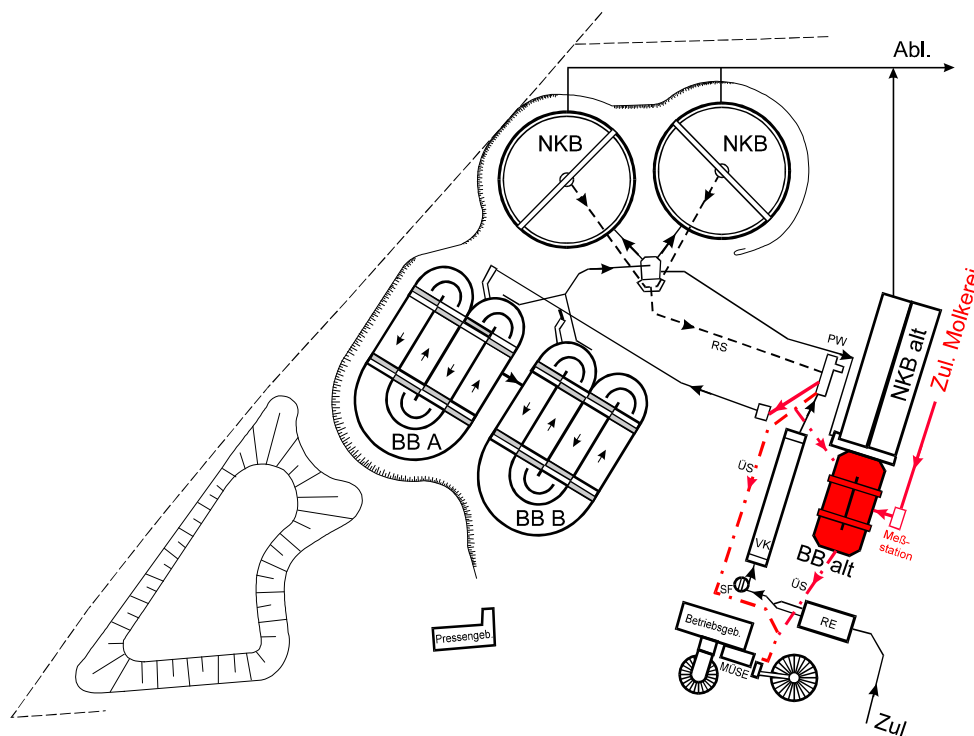


Abbildung 6: Lageplan der KA Bad Vöslau mit Leitungsführung bei Variante 4

Für alle Varianten mit Einbeziehung des Belebungsbecken-alt für die Behandlung des Molkereiabwassers (Varianten 3.2, 3.3 und 4) ergibt sich eine Veränderung im Durchflussschema für das kommunale Abwasser. Beim Normalbetrieb wird der Zulauf mit dem Rücklaufschlamm im alten Belebungsbecken unter anaeroben Bedingungen in Kontakt gebracht, wodurch eine Aktivierung gewisser Bakterien zur biologischen Phosphoraufnahme resultiert. Diese biologische Phosphoraufnahme reicht unter den Verhältnissen in Bad Vöslau nicht für eine P-Elimination gemäß 1. AEV und es erfolgt darüber hinaus eine simultane Phosphorentfernung durch Fällmittelzugabe in die Belebungsstufe. Aufgrund der biologischen P-Elimination kann diese Fällmittelzugabe relativ gering gehalten werden. Wird das alte Belebungsbecken exklusiv für die Molkereiabwasserreinigung herangezogen entfällt die biologische Phosphorentfernung und der Fällmittelbedarf steigt somit an.

Die Kosten für die Adaptierung der Anlage zur Durchführung der Variante 4 können folgendermassen abgeschätzt werden:

• Zuleitung ÜS	0,3 Mio. ÖS
• Adapt. BB (O ₂ , Abdeckung)	1,0 Mio. ÖS
• Ableitung ÜS	0,8 Mio. ÖS
• Adaptierung MÜSE	0,4 Mio. ÖS
Summe	2,5 Mio. ÖS

Für alle Varianten mit getrennter Zuleitung zur Kläranlage ergeben sich darüber hinaus die nachfolgend abgeschätzten Kosten:

• Zuleitung zur KA	2,2 Mio. ÖS
• Messstation (pH, LF, T, Q)	0,5 Mio. ÖS
• Adaptierung Schlammpresse	0,3 Mio. ÖS
Summe	3,0 Mio. ÖS

5.5 Vergleich und Gegenüberstellung der Varianten

Zur Übersicht soll eine Beurteilung der Varianten hinsichtlich des Einflusses auf die kommunale Kläranlage sowie hinsichtlich der Vorreinigungsaspekte durchgeführt werden. Die Ergebnisse sind in den beiden Tabellen zusammengefasst.

Tabelle 3: Beurteilung der Varianten hinsichtlich des Einflusses auf die KA

Varianten	1	2.1	2.2	2.3	3.1	3.2	3.3	4
Zuleitung über Ortskanal	+			±				
Zuleitung über Druckleitung		+	+		+	+	+	+
Einfluss auf komm. AR								
Vermind. EW-Reserve	++	+	+	-	+	+	-	---
Vermind. Reinigungsleist.	+		(+)			(+)		
Erhöhung Schlammindex	++		(+)			(+)		
Schaumbildung	+							
Ermöglichung bio.-P	++	+	+	+	+	-	-	-
Messaufwand	+	+	+	±	++	+	+	+
Einfluss auf Schlammbeh.								
Betriebszeit MÜSE								++
Schlammpresse	+		+	+		+	+	+
Gasanfall	+		+	±	++	+	+	(+)
Trübwasseranfall								(+)
Schlammentsorgung	+	(+)	+	+	(+)	+	+	+

Tabelle 4: Beurteilung der Varianten hinsichtlich Vorreinigung

Varianten	(1)	2.1	2.2	2.3	3.1	3.2	3.3	4
Volumen Gesamt (1000 m ³)		2,1	0,7	1,6	2,1	1,8	2,6	1,8
Volumen neu (1000 m ³)		2,1	0,7	1,6	2,1	0	0,8	0
Reinigungswirkung (%)		70	(80)	90	70	(80)	90	95
Restbelastung (1000 EW)		9	15	3	9	15	3	1,5
Energiebedarf (1000 kWh/d)			2	2		1,5	1,5	1,5
Gasanfall (m ³ Methan/d)		735			735			
komplexer Betrieb		++			++			
Nährstoffdosierung			(+)			(+)		
Massn. Zur Geruchsvermind.		(+)	+		(+)	+		
Inv.kosten f. Vorbeh. Mio S		15	5	10	15	2,5	6	2,5
Inv.kosten f. Zuleitung, etc.		3	3	(3)	3	3	3	3

Bezüglich der **Zuleitung** zur Kläranlage kann die Einleitung über den Ortskanal nur bei Variante 1 und allenfalls Variante 2.3 erfolgen. Alle anderen Varianten machen eine Zuleitung über eine gesonderte (Druck)Leitung erforderlich.

Eine **Verminderung der Reservekapazität** der Kläranlage Bad Vöslau kommt nur bei Variante 1 entsprechend der Belastung voll zur Auswirkung. Bei allen anderen Varianten tritt je nach Güte der Vorbehandlung eine entsprechende Frachtverminderung und damit eine Verringerung beim Zugriff auf die Reserven der Kläranlage ein. Die geringsten Auswirkungen ergeben sich hier bei Variante 4 aufgrund der hohen Reinigungswirkung und der damit minimalen Restbelastung.

Bezüglich der **Verminderung der Reinigungsleistung** der kommunalen Anlage kommt ebenfalls der Variante 1 die deutlichste Auswirkung zu, das mögliche Blähschlammpotential des Abwassers bleibt - da keine Vorbehandlung erfolgt und die Abwässer über den Kommunalkanal vermischt mit dem Restabwasser eingeleitet werden - voll erhalten. Eine mögliche negative Auswirkung ist auch bei den Varianten 2.2 und 3.2 nicht

auszuschließen, da bei diesen die gesamte bei der Vorbehandlung entstehende Biomasse in Form von freischwebenden Bakterien in die Kläranlage eingebracht werden, und hier allenfalls eine gewisse Verminderung der Sichttiefe bzw. der Erhöhung der Kohlenstoffparameter (BSB₅, CSB) im Ablauf eintreten könnte.

Die Aussage betreffend die **Erhöhung des Schlammindex** kann in ganz ähnlicher Weise getätigt werden: signifikante Erhöhung des Schlammindex bei Variante 1, gewisse Wahrscheinlichkeit für eine Erhöhung bei Varianten 2.2 und 3.2 hervorgerufen durch die relativ hohe Restbelastung von 50 % der Ausgangsfracht bei diesen Vorbehandlungsschritten mit aerober Fermentation.

Eine **Schaumbildung** beim Belebungsverfahren ist häufig mit einer erhöhten Fettbelastung verbunden. Da bei Molkereiabwasser eine Belastung mit MilCHFett nicht auszuschließen ist, müsste bei Anwendung der Variante 1 zusätzlich auch mit dem Auftreten von Schaum in der Belebungsstufe gerechnet werden. Bei allen Varianten mit Vorbehandlung kann angenommen werden, dass der Fettabbau schon in der Vorbehandlungsstufe erfolgt und damit keine Auswirkung auf die kommunale Anlage gegeben ist.

Aufgrund einer verfahrenstechnischen Bewertung der einzelnen Varianten und einer groben Kostenabschätzung bot die Variante 4 die größten Vorteile.

Bei dieser Variante (Variante 4) wird der Überschussschlamm der kommunalen Kläranlage als Reaktionsmedium für die Behandlung der Molkereibabwässer im Belebungsbecken-alt genutzt. Dieser Schlamm, der aus den Abwässern von ca. 60.000 EW in der Schwachlastbelebungsanlage mit Nährstoffentfernung gebildet wurde, weist eine Reihe günstiger Eigenschaften auf, die der Reinigung des Molkereiabwassers im BB-alt zugute kommen. Die Reinigungswirkung dürfte bei dieser Verfahrensweise 95 % betragen und ist damit die höchste der zur Auswahl stehenden Varianten. Mit dieser Technik wird ein gesicherter Abbau der Stoffe, die die Absetzeigenschaften des Belebtschlammes in der Kläranlage Bad Vöslau negativ beeinflussen könnten, erreicht. Die beim Abbau gebildete Biomasse aus dem Molkereiabwasser wird in den Überschussschlamm der Gesamtanlage integriert und gleichzeitig mit diesem in der maschinellen Überschussschlammindickung (MÜSE) abgezogen

An zusätzlichen Massnahmen für die Realisierung dieser Variante sind eine Zu- und Ableitung von Überschussschlamm beim Belebungsbecken-alt, eine Adaptierung des Beckens, eine zusätzliche O₂-Steuerung und allenfalls eine Abdeckung des Beckens sowie eine Adaptierung der MÜSE und der Schlammpresse erforderlich.

Die Variante 4 ist vor allem hinsichtlich Reinigungsleistung, Verminderung des Blähschlamm-bildungspotentials, der im Vergleich zu den anderen Varianten geringen Investitionskosten und wegen der raschen Realisierbarkeit der notwendigen Massnahmen vorteilhaft gegenüber den anderen Varianten. Sie wurde deshalb zur Ausführung empfohlen.

6 Betrieb der KA Bad Vöslau mit Einleitung der Molkereiabwässer

Zur Adaptierung der Kläranlage zur Mitbehandlung der Molkereiabwässer wurden folgende Massnahmen getroffen:

- Errichtung einer Übernahme und Messstation für die Molkereiabwässer mit Mengen- und pH-Messung und mengenproportionaler Probennahme. Die erfassten Daten werden in das Prozessleitsystem der Kläranlage eingespielt.
- Errichtung der erforderlichen Leitungen, damit der Überschussschlamm und das Molkereiabwasser in das Kontaktbecken geleitet werden können.
- Errichtung der erforderlichen Pumpen, damit der Schlamm aus dem Kontaktbecken zur Überschussschlamm-entwässerung gepumpt werden kann.
- Einrichtung einer Steuerung für den Überschussschlammabzug und den Betrieb der maschinellen Überschussschlamm-entwässerung in Abhängigkeit vom Abwasseranfall aus der Molkerei
- Erweiterung der Schlamm-entwässerung durch Einbau zusätzlicher Filterplatten in die Kammerfilterpresse

Die kommunalen Abwässer werden nach Rechen und Sandfang zum Teil über das Vorklärbecken geführt. Zum Zeitpunkt der Untersuchung war die Beschickung der Vorklärung mit ca. 170 l/s begrenzt. Die darüber hinausgehende Abwassermenge wird direkt in die Belebung eingeleitet. Die

beiden Belebungsbecken werden in Serie betrieben. Der Ablauf aus der Belebung wird auf die drei Nachklärbecken aufgeteilt. Der Überschussschlamm wird aus dem Rücklaufschlammkreislauf abgezogen und in das Kontaktbecken eingebracht. Die betrieblichen Abwässer der NÖM AG werden ebenfalls direkt in das Kontaktbecken eingeleitet. Die Entfernung der organischen Abwasserinhaltsstoffe erfolgt im Kontaktbecken vorwiegend durch Speicherung im Überschussschlamm, zum Teil aber auch durch aeroben Abbau. Der Schlamm aus dem Kontaktbecken wird im Ausmass der Abwasseranfalles der NÖM AG und des Überschussschlammmanfalles abgezogen und in der MÜSE entwässert. Der eingedickte Überschussschlamm wird gemeinsam mit dem Primärschlamm in die Faulung eingebracht. Das Filtrat aus der maschinellen Überschussschlammmentwässerung wird in die Belebung eingeleitet. Die beiden Faultürme werden in Serie betrieben, ein Trübwasserabzug aus der Faulung erfolgt nicht. Der ausgefaulte Schlamm wird in der Kammerfilterpresse entwässert. Das Presswasser wird in die Belebung zurückgeführt.

Abbildung 7 zeigt ein Fließschema der Kläranlage Vöslau.

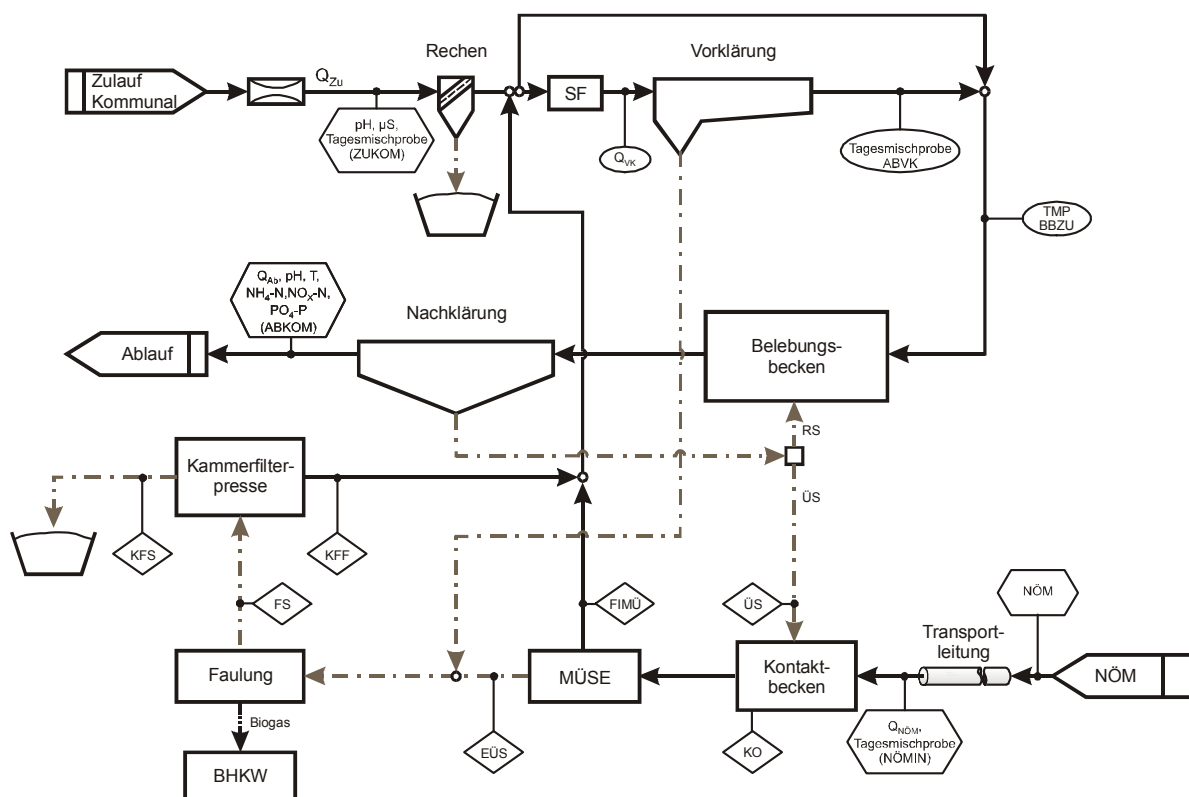


Abbildung 7: Fließschema der Kläranlage Vöslau

6.1 Untersuchung der Kläranlage

Zur Überprüfung des neuen Verfahrens zur Behandlung der Molkereiabwässer im Nebenstrom und zum Nachweis der Restbelastung der Kläranlage durch die Rückläufe aus der Schlammbehandlung ist eine systematische Erfassung der diversen Zu- und Abläufe der einzelnen Behandlungsstufen (Biologische Stufe, Kontaktbecken, Überschussschlammmentwässerung, Schlammfäulung und Faulschlammmentwässerung) erforderlich.

Dabei müssen die Funktion und Wirkungsweise des Kontaktbeckens, und daraus resultierend die Beeinflussung der Schlammfäulung überprüft werden. Die Beeinflussung der Belebung erfolgt durch die Rückläufe aus der MÜSE und der Presswässer aus der Faulschlammmentwässerung. Die Untersuchung wurde vom 10.4. bis 19.4.2000 durchgeführt.

6.2 Betriebsergebnisse

Tabelle 5: Zulauf Kommunal

Datum	CSB	BSB₅	NH₄-N	Ges.N	Ges.P
	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
10.04.00	217	98	10,6	15,9	5,2
11.04.00	286	153	11,9	17,3	5,2
12.04.00	320	140	9,9	16,0	5,0
13.04.00	323	145	8,0	14,9	3,9
14.04.00	286	124	9,0	15,8	4,3
15.04.00	282	125	10,4	16,5	4,2
16.04.00	339	178	9,7	17,1	4,0
17.04.00	265	105	11,5	15,9	3,7
18.04.00	324	131	11,8	18,4	4,8
19.04.00	272	130	9,2	17,7	4,4
Mittelwert	291,4	132,9	10,2	16,6	4,5

Tabelle 6: Ablauf Nachklärung

Datum	CSB	BSB₅	NH₄-N	NO₃-N	Ges.N	PO₄-P	Ges.P
	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
10.04.00	40	5,0	0,08	1,0	2,6	0,4	0,8
11.04.00	33	7,0	0,08	1,9	4,1	0,4	0,9
12.04.00	37	5,0	0,02	1,7	3,6	0,4	1,0
13.04.00	32	3,0	0,05	0,9	3,0	0,5	1,1
14.04.00	30	2,0	0,01	0,8	1,7	0,5	0,7
15.04.00	17	2,0	0,03	0,4	1,4	0,4	0,6
16.04.00	31	6,5	0,37	0,4	1,7	0,4	0,9
17.04.00	30	6,0	0,12	3,1	4,5	0,3	0,6
18.04.00	30	6,0	0,04	2,0	3,5	0,4	0,9
19.04.00	36	6,6	0,13	2,0	3,8	0,2	0,7
Mittelwert	32	4,9	0,09	1,46	3,04	0,43	0,86

Die CSB-Zulauffrachten von der NÖM-AG in das Kontaktbecken werden sowohl von der NÖM-AG als auch vom Abwasserverband Raum Bad Vöslau täglich erhoben, da sie die Basis für die Verrechnung der Betriebskosten sind. Die Beprobung durch die NÖM-AG erfolgt am Ablauf der Neutralisationsanlage.

Das Molkereiabwasser hat die Eigenschaft, dass ein erheblicher Teil der Abwasserinhaltsstoffe ausflockt und sehr rasch flotiirt. Der Probennehmer im Ablauf der Neutralisationsanlage war in der Untersuchungsperiode vom 10. bis 19. 4 so eingestellt, dass das Probevolumen der Tagesmischprobe ca. zwei bis fünf Liter beträgt. Die Proben wurden jeweils in der Sammelflasche besonders sorgfältig homogenisiert und danach aufgeteilt. In diesem Zeitraum gibt es bei den NÖM-Proben (Proben Ablauf Neutralisation) sowohl bei den von der Molkerei als auch vom Abwasserverband durchgeführten CSB-Messungen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Kontrollmessungen der TU-Wien.

Einen Vergleich der CSB-messungen der verschiedenen beteiligten Institutionen zeigt Abbildung 8.

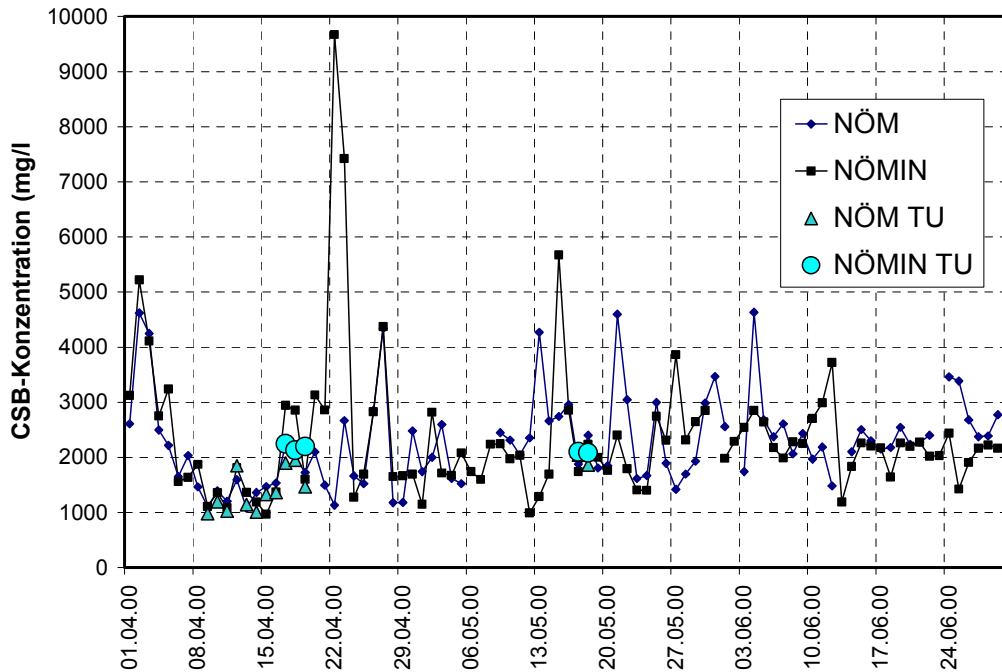


Abbildung 8: Vergleich der CSB-Messungen April – Juni 2000

6.3 Auswertung der Untersuchungsergebnisse – CSB-Bilanz

Die drei wesentlichen Verfahrensschritte der Kläranlage sind die Belebungsstufe, das Kontaktbecken und die Schlammbehandlung. Die vorwiegend biologischen Vorgänge in den einzelnen Verfahrensbereichen werden von außen durch die Wassermengen und Schmutzfrachten der eingeleiteten kommunalen und betrieblichen Abwässer geprägt und beeinflussen sich gegenseitig durch die internen Rückläufe. Eine Beurteilung der Auswirkungen der Mitbehandlung der Molkereiabwässer auf die Reinigungsleistung des Gesamtsystems kann nur durch eine umfassende Analyse des Gesamtsystems erfolgen.

Eine CSB-Bilanz, die die Verhältnisse während der Untersuchungsperiode zeigt, ist in Abbildung 9 dargestellt.

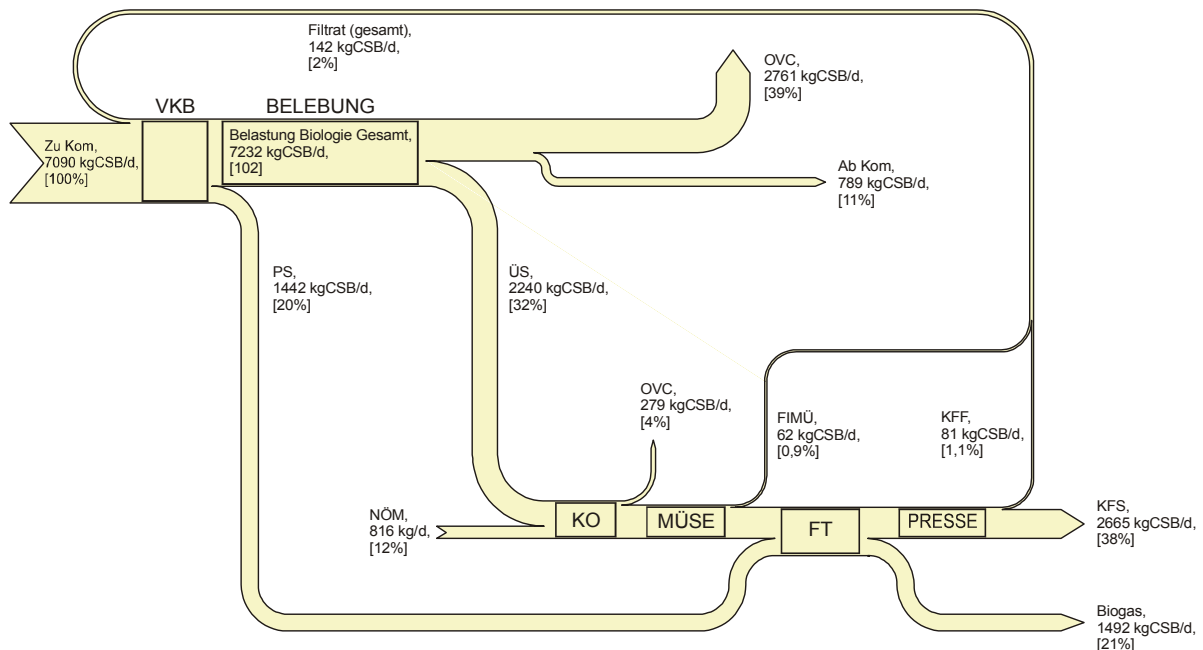


Abbildung 9: Schematische Darstellung der CSB-Bilanz

Im Untersuchungszeitraum wurden durchschnittlich 570 m^3 Molkereiabwasser mit einer CSB-Fracht von durchschnittlich 816 kg CSB/d in das Kontaktbecken eingeleitet (siehe Tabelle 7). Das entspricht einer durchschnittlichen Belastung von 6800 Einwohnerwerten mit einem Maximalwert von 10.250 Einwohnerwerten am 18.4.2000. Im gleichen Zeitraum wurden durchschnittlich 262 m^3 Überschussschlamm mit einer CSB-Fracht von durchschnittlich 2587 kg/d in das Kontaktbecken eingeleitet. Von der in der 10-tägigen Untersuchungsperiode insgesamt in das Kontaktbecken eingeleiteten CSB-Fracht von $8.150 \text{ kg} + 25.869 \text{ kg} = 34.027 \text{ kg}$ wurden im Ablauf des Kontaktbeckens (Zulauf zur MÜSE) 32.560 kg festgestellt. Das würde bedeuten, dass im Kontaktbecken nur 1467 kg CSB innerhalb von 10 Tagen (147 kg/d) veratmet wurden, was aber darauf hindeutet, dass die gemessenen CSB-Fracht im Überschussschlamm etwas zu hoch ist.

Tabelle 7: Wassermengen und CSB-Zulauffrachten aus dem Zulauf NÖM und Überschussschlamm

	Q ÜS m³/d	CSB ÜS mg/l	CSB ÜS kg/d	Q NÖM m³/d	CSB NÖM mg/l	CSB NÖM kg/d
10.04.00	312	9988	3116	550	1194	657
11.04.00	309	9131	2821	602	1025	617
12.04.00	306	9818	3004	622	1849	1150
13.04.00	309	9453	2921	660	1140	752
14.04.00	245	11023	2701	593	1009	598
15.04.00	194	10650	2066	426	1328	566
16.04.00	206	10345	2131	415	1361	565
17.04.00	209	9164	1915	605	1896	1147
18.04.00	273	10295	2811	630	1950	1229
19.04.00	259	9200	2383	599	1464	877
Mittelwert	262	9907	2587	570	1422	816

Tabelle 8: Sauerstoffverbrauch und CSB Ablauffrachten im Kontaktbecken

Datum	CSB NÖM kg/d	P-KO kWh/d	O2-Zufuhr kg/d	OVN kg/d	OVC kg/d	OVC/CSB_{NÖM}
10.04.00	657	287	373	213	160	0,24
11.04.00	617	476	619	191	427	0,69
12.04.00	1150	318	413	231	182	0,16
13.04.00	752	295	384	207	177	0,23
14.04.00	598	300	390	173	217	0,36
15.04.00	566	270	351	168	183	0,32
16.04.00	565	389	506	152	353	0,63
17.04.00	1147	493	641	217	424	0,37
18.04.00	1229	375	488	150	337	0,27
19.04.00	877	389	506	172	333	0,38
Mittelwert	816	359	467	188	279	0,37

Zur Kontrolle kann die Fracht an veratmetem CSB über den Sauerstoffeintrag des Belüftungssystems und die Atmungsmessung abgeschätzt werden.

Zur Überprüfung der Aktivität des Belebtschlammes im Kontaktbecken wurden wiederholt Atmungsmessungen durchgeführt. Eine Auswertung des Sauerstoffverbrauches für den Kohlenstoffabbau (OVC) für die CSB-Bilanz ist nicht möglich. Das Kontaktbecken wurde im Untersuchungszeitraum durchwegs mit einem Sauerstoffgehalt von 0,1 bis 0,5 mg/l betrieben. Bei diesem Sauerstoffgehalt ist die Kohlenstoffatmung bereits deutlich sauerstofflimitiert. Bei der Atmungsmessung muss der Belebtschlamm aufgelüftet werden. Damit erhält man bei der Atmungsmessung wesentlich höhere Werte als wegen der limitierten Sauerstoffzufuhr im Kontaktbecken auftreten können.

Mit dem Molkereiabwasser werden im Mittel 816 kg CSB/d in das Kontaktbecken eingebracht. Davon werden 279 kg/d im Kontaktbecken veratmet, 26 kg/d gelangen mit dem Filtratwasser der MÜSE in die Belebung und 513 kg/d in die Faulung. In die Faulung werden ca. 1440 kg CSB/d mit dem Primärschlamm und ca. 2750 kg CSB/d mit dem eingedickten Überschussschlamm also insgesamt 4190 kg CSB/d eingebracht. Daraus ergibt sich, dass ca. 12 % (513 kg/d) der insgesamt in die Faulung eingebrachten CSB-Fracht aus dem Molkereiabwasser stammen. Wegen der guten Abbaubarkeit dieses CSB-Anteil steigt die Gasproduktion stärker, als es diesem Anteil entsprechen würde.

Die Fracht an gelöstem CSB (filtrierte Probe) im Filtratwasser der MÜSE (Ablauf Kontaktbecken) beträgt durchschnittlich 24 kg/d. Mit dem Überschussschlamm gelangen ca. 6 kg/d gelöster CSB in das Kontaktbecken. Die Belebung wird daher mit $24 - 6 = 18$ kg/d gelöstem CSB (hiezukommen noch ca. 8 kg/d CSB aus den Schwebstoffen) aus dem Molkereiabwasser belastet, was praktisch einer vollständigen Entnahme der Belastung des Molkereiabwassers im Kontaktbecken entspricht.

Aus den Faultürmen wird kein Trübwasser abgezogen. Die Rückbelastung aus der Schlammbehandlung beschränkt sich damit auf das Filtratwasser der Kammerfilterpresse. Im Untersuchungszeitraum vom 10. bis 19. 4. 2000 wurden mit dem Filtratwasser durchschnittlich 81 kg CSB/d in die Belebung zurückgebracht. Geht man davon aus, dass die Rückbelastung proportional zur

Zulauf fracht zur Faulung ist, dann sind der Rückbelastung durch die Mitbehandlung der Molkereiabwässer aus dem Filtratwasser der Kammerfilterpresse ca. 9 kg CSB/d zuzuschreiben. Damit gelangen mit dem Rücklauf aus der MÜSE und dem Rücklauf aus der Kammerfilterpresse ca. 33 kg CSB/d in die Belebung, die der Mitbehandlung des Molkereiabwassers zuzuschreiben sind. Damit trägt das Molkereiabwasser bei einer CSB-Zulauf fracht zur Belebung von ca. 5800 kg/d mit 0,6 % bei.

6.4 Vergleich der Zulaufwerte und der Ablaufergebnisse mit den Grenzwerten des Wasserrechtsbescheides

Die BSB₅ -Zulauf fracht des kommunalen Abwassers liegt im Untersuchungszeitraum vom 10. bis 19.4.2000 bei durchschnittlich 53.900 EW, wobei eine Maximalbelastung von ca. 60.000 EW aufgetreten ist. Die durchschnittliche CSB-Zulauf fracht von 7090 kg/d entspricht einer Belastung von 59.000 EW, wobei Spitzen bis zu 7941 kg/d aufgetreten sind. Die im Untersuchungszeitraum erhobene organische Belastung entspricht damit ca. 80 % der Bemessungsbelastung. Die Stickstoffbelastung aus dem kommunalen Abwasser liegt bei ca. 50 % der Bemessungsbelastung, die Phosphor-Zulauf fracht bei ca. 60 %. Die hydraulische Belastung entspricht ebenfalls knapp 80 % des Zulaufkonsenses.

Die NÖM AG hat im Untersuchungszeitraum mit einem maximalen Abwasseranfall von 660 m³/d ca. 47 % des Konsenswertes von 1400 m³/d ausgeschöpft. Die mittlere CSB-Zulauf fracht vom Molkereiabwasser liegt mit 816 kg/d bei 23 % des Konsenswertes. Die Maximalbelastung von 1229 kg/d entspricht 34 % des Konsenswertes von 3600 kg CSB/d. Beim BSB₅ entspricht die maximale im Untersuchungszeitraum aufgetretene Belastung von 750 kg/d 42 % des Konsenswertes von 1800 kg/d.

Die organische Belastung der Abwasserlinie (Belebung) durch die Mitbehandlung der Molkereiabwässer ist insgesamt sehr gering. Die Kohlenstoffverbindungen die das Molkereiabwasser liefert, werden im Kontaktbecken weitgehend aus der flüssigen Phase entfernt. Die Konzentration des gelösten CSB im Ablauf des Kontaktbeckens liegt im Untersuchungszeitraum bei durchschnittlich 28 mg/l und entspricht damit etwa der CSB-Konzentration im Ablauf der Nachklärung. Die organische Rückbelastung der Belebung, durch die Mitbehandlung der Molkereiabwässer

wird im Untersuchungszeitraum mit < 500 EW abgeschätzt. Der in das Kontaktbecken eingebrachte Überschussschlamm hatte bei der Untersuchung noch hohe Speicher- und Abbaureserven. Ebenso hat das Belüftungssystem im Kontaktbecken noch große Reserven. Bei voller Ausschöpfung des Konsenses durch die NÖM AG ist ein Anstieg der organischen Rückbelastung der Belebung auf ca. 1.000 bis 1.500 EW zu erwarten. Der Konsenswert für die BSB₅- und CSB-Belastung der Belebung von maximal 5.000 EW durch die Mitbehandlung der Molkereiabwässer kann auch bei voller Ausschöpfung des Konsenses durch die NÖM AG problemlos eingehalten werden.

Tabelle 9: Vergleich der Betriebsergebnisse mit Grenzwerten des Wasserrechtsbescheides

		Untersuchung 10.-19 4.2000		WR. Bescheid
		Mittelwert	Maximalwert	
Zulauf ARA Vöslau kommunal				
Zulaufmenge Trockenwetter Q _T		24.372	25.243	31.600
Zulaufmenge Regenwetter Q _M		---	---	48.600
Rohschmutzfracht Abwasserlinie	EW 60	53.900	69.300	90.000
BSB ₅	kg/d	3.234	4.156	5.400
CSB	kg/d	7.090	7.941	10.800 a)
Ges.-N	kg/d	404	438	990 b)
Ges.-P	kg/d	110	134	180 c)
Rohschmutzfracht Schlammlinie gesamt (kommunal + NÖM)				
	EW 60	62.470	75.150	120.000
Zulaufwerte von NÖM zur Schlammlinie				
Wassermenge	m ³ /d	570	660	1400
Rohschmutzfracht Schlammlinie	EW 60	8570	12.500	30.000
BSB ₅ -Fracht	kg/d	570	750	1800
CSB-Fracht	kg/d	816	1229	3600 a)
Ges.N	kg/d	28	41	---
Ges.P	kg/d	16	21	---

		Mittelwert	Maximalwert	WR. Bescheid
Belastung der Abwasserlinie durch die Einleitung der NÖM				
Schmutzfracht aus NÖM in Belebung	EW 60	< 500	< 500	5.000
Wassermenge	m ³ /d	570	660	1400
BSB ₅ -Fracht	kg/d	< 20	< 20	300
CSB-Fracht	kg/d	33	63	600 a)
Ges.N	kg/d	28	41	---
NO ₃ -N	kg/d	28	41	---
Ges.P	kg/d	3,5	5	---
Belastung der Abwasserlinie gesamt (kommunal + NÖM)				
Zulaufmenge Trockenwetter Q _T				33.000
Zulaufmenge Regenwetter Q _M		---	---	50.000
Rohschmutzfracht Abwasserlinie	EW 60	54.400	69.700	95.000
BSB ₅	kg/d	3.254	4.176	5.700
CSB	kg/d	7.123	8.000	11.400 a)
Ges.-N	kg/d	432	477	1045 b)
Ges.-P	kg/d	114	140	190 c)
Ablaufwerte im Ablauf Nachklärung				
BSB ₅	mg/l	5	7	12
CSB	mg/l	32	40	75
NH ₄ -N –N	mg/l	0,09	0,37	3 (≥5°C)
Gesamptphosphor	mg/l	0,86	1,15	0,8
BSB ₅ -Entfernungsrates	%	97		96
CSB-Entfernungsrates	%	90		85
Ges.-N- Entfernungsrates	%	84		70 (≥12°C)

a) Frachten im WR. Bescheid nicht angeführt, gerechnet mit 120g CSB/(EW*d)

b) Frachten im WR. Bescheid nicht angeführt, gerechnet mit 11g Ges. – N / (EW*d)

c) Frachten im WR. Bescheid nicht angeführt, gerechnet mit 2,0g Ges. – P / (EW*d)

7 Schlussfolgerungen

Der in das Kontaktbecken eingebrachte Überschussschlamm besitzt eine ausreichende Abbaukapazität und wäre bei ausreichender Sauerstoffzufuhr in der Lage 7.000 bis 8000 kg CSB/d (ca. 60.000 EW) abzubauen. Mit dem derzeit im Kontaktbecken vorhanden Belüftungssystem kann der Sauerstoffbedarf für eine CSB-Zulauffracht von 4000 bis 4.500 kg/d abgedeckt werden. Damit sind bei voller Ausschöpfung des Konsenses durch die NÖM AG im Kontaktbecken ähnlich gute CSB-Entfernungsraten zu erwarten, wie dies im Untersuchungszeitraum der Fall war.

Die Rückbelastung der Abwasserlinie aus der Schlammlinie zufolge der Mitbehandlung der Molkereiabwässer beträgt im Zeitraum vom 10.4. bis 19.4.2000 bei den Kohlenstoffparametern BSB₅ und CSB < 500 EW. Bezüglich der Stickstoffparameter wird die Belastung der Abwasserlinie durch die Mitbehandlung der Molkereiabwässer mit 1270 EW abgeschätzt. Die Phosphorbelastung der Abwasserlinie durch Rückläufe aus der Schlammbehandlung beträgt ca. 4 kg/d Phosphor und ist für die Reinigungsleistung des Gesamtsystems bedeutungslos.

Bei voller Ausschöpfung des Konsenses der Molkereiabwassereinleitung von 30.000 EW wäre ein Anstieg der organischen Rückbelastung der Belebung auf ca. 1.000 bis 1.500 EW zu erwarten (Konsens: 5.000 EW).

Hinsichtlich der Schlammeigenschaften traten praktisch keine Änderungen auf. Der etwas erhöhte Schlammindeks (130-150 ml/g) während der kalten Jahreszeit war auch vor Anschluss der NÖM AG gegeben.

Hinsichtlich der Gasausbeute ist seit dem Anschluss der NÖM AG eine deutliche Steigerung eingetreten, die sich bei der energetischen Verwertung des Faulgases im Blockheizkraftwerk sehr positiv ausgewirkt hat. Wegen verschiedener betrieblicher Veränderungen (Neuanschlüsse, Einbringung von Fettschlämmen aus Gewerbebetrieben etc.) kann dies jedoch nicht auf die Molkereiabwässer alleine zurückgeführt werden.

Insgesamt wird festgestellt, dass das Verfahren zur Mitbehandlung der Molkereiabwässer durch Vorbehandlung mit dem Überschussschlamm aus der kommunalen Anlage sehr gut funktioniert. Die Wirkungsweise des

Kontaktbeckens und die Belastung der Belebung (Abwasserlinie) durch die Mitbehandlung der Molkereiabwässer entspricht sehr genau den bei der Entwicklung dieses Verfahrens durch das Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU-Wien erstellten Prognosen. Die Reinigungsleistung des Gesamtsystems ist ausgezeichnet. Sämtliche Belastungs- und Ablaufgrenzwerte gemäß Wasserrechtsbescheid werden vollständig eingehalten und im allgemeinen auch deutlich unterschritten.

Verfasser:

Prof. DI. Dr. Norbert Matsché
Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft / TU-Wien

Karlsplatz 13/226
1040 Wien

Tel: +43 1 58801-22620
Fax: +43 1 58801-22699
Mail: nmatsche@iwag.tuwien.ac.at

Anpassung der HKA Wien – Ausbaukonzept und bauliche Umsetzung

Franz Klager

Entsorgungsbetriebe Simmering Ges. m. b. H.

Kurzfassung: Die Hauptkläranlage Wien wurde im Jahr 1980 in Betrieb genommen. Sie wurde als mechanisch-biologische Kläranlage konzipiert, wobei für die biologische Reinigung das hochbelastete Belebtschlammverfahren gewählt wurde. Nach der Erstellung einer Vielzahl von Konzepten zur Erweiterung der Anlage und somit Verbesserung der Reinigungsleistung wurde letztlich ein Projekt entwickelt, das die Errichtung einer 2. biologischen Reinigungsstufe mit speziellen Betriebsweisen (Bypass-Betrieb, Hybrid-Betrieb) vorsieht. Mit den Bauarbeiten wurde im Jänner 2000 begonnen. Der Vollbetrieb der erweiterten Kläranlage ist Ende 2005 vorgesehen.

1 Einleitung

Am 30. Juni 1980 nahm die Hauptkläranlage Wien als zentraler Bestandteil des Wiener Abwasserbeseitigungs-Anlagensystems WABAS 80 ihren Betrieb auf. Die angestrebte und auch verwirklichte Reinigung von mehr als 70% stellte damals eine wesentliche Verbesserung für die Wassergüte der Donau dar. Die Ansprüche an den Umweltschutz, insbesondere an die Gewässerreinigung, sind seither gestiegen, womit zusätzliche Maßnahmen erforderlich wurden.

Mit der Wasserrechtsnovelle 1990 und den in weiterer Folge in Kraft getretenen Abwasseremissionsverordnungen wurden auch die rechtlichen Grundlagen für die erforderlichen Maßnahmen zum Gewässerschutz geschaffen.

Bereits bei der Errichtung der Wiener Hauptkläranlage, deren Verfahrenstechnik Anfang der Siebzigerjahre entwickelt wurde, wurden Erweiterungsmöglichkeiten vorgesehen. Die ersten Variantenstudien der TU-Wien dazu wurden 1984 vorgelegt. Nach einer Vielzahl von weiteren Studien, Konzepten, Variantenvergleichen und Versuchen wurde 1996 letztlich ein Konzept entwickelt, welches nun auch baulich umgesetzt wird.

2 Bestehende Hauptkläranlage

Die Hauptkläranlage Wien behandelt über 90% der Abwässer Wiens, die Abwässer im Einzugsbereich der Liesing werden der Kläranlage Blumental zugeführt.

Das Abwasser wird über große **Abwassersammelkanäle** (Rechter Hauptsammelkanal, Linker Hauptsammelkanal, Linker Donausammelkanal, Kaiserebersdorfer Sammelkanal) der Hauptkläranlage zugeleitet.

Nach dem **Schotterfang** wird das Abwasser im **Schneckenhebewerk** mittels sechs Abwasserschnecken hochgepumpt. Im **Rechenhaus** und dem anschließenden **Sandfang** werden Rechengut, Schwebstoffe und Sand aus dem Abwasser entfernt. Im Anschluß daran wird der Abwasserstrom in zwei symmetrisch zueinander liegende Behandlungslinien (Nord und Süd) aufgeteilt. Die **Vorklärung** umfaßt acht Becken mit einer Gesamtoberfläche von 9.470 m² und einem Volumen von 28.500 m³. Hier wird der Primärschlamm aus dem Abwasser abgezogen.

Die anschließende Biologie besteht aus 4 **Belebungsbecken**, die ein Gesamtvolumen von 42.000 m³ aufweisen, und 16 **Nachklärbecken** mit einem Volumen von 65.400 m³ und einer Oberfläche von 28.400 m². Die Belüftung in den Belebungsbecken erfolgt mit 32 Kreiselbelüftern. In den Nachklärbecken wird der biologische Schlamm vom gereinigten Abwasser getrennt.

Die Schlammräumung erfolgt mit Schildräumern und in den beiden Verteilbecken mit Saugräumern. Der Rücklaufschlamm wird über zwei Schneckenpumpwerke gefördert. Das gereinigte Abwasser wird in den Donaukanal eingeleitet.

Der Überschußschlamm, sowie der Primärschlamm aus der Vorklärung werden in den **Schlammeindickern** zusammengeführt.

Die Hauptkläranlage behandelt derzeit über 90% der Abwässer Wiens, nur die Abwässer im Einzugsbereich der Liesing werden der Kläranlage Blumental zugeführt. Die Anlage ist für eine biologische Behandlung von 12 m³/s ausgelegt und für eine mechanische Behandlung von weiteren 12 m³/s. Die maximal mögliche Gesamtbeaufschlagung der Hauptkläranlage beträgt somit im Mischwasserfall 24 m³/s.

Bei Trockenwetter beträgt der Zulauf zur Hauptkläranlage ca. 550.000 m³/d und bei Mischwasserereignissen bis zu 1,6 Mio. m³/d.

3 Anforderungen an die Reinigungsleistung

Im Jahr 1990 wurde das Wasserrechtsgesetz (WRG) novelliert und mit dieser Novelle das WRG 1959 grundlegend umgestaltet.

Im April 1991 wurden vom Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft die Verordnung über die allgemeine Begrenzung von Abwasseremissionen in Fließgewässer und öffentliche Kanalisationen (AAEV) und die Verordnung über die Begrenzung von Abwasseremissionen aus Abwasserreinigungsanlagen für Siedlungsgebiete (1. AEV für kommunales Abwasser) erlassen. Im April 1996 bzw. Mai 1996 wurden diese Verordnungen infolge der notwendigen Harmonisierung mit den entsprechenden EU-Richtlinien novelliert.

In der 1. AEV für kommunales Abwasser werden unter anderem Emissionsbegrenzungen festgelegt, wobei sowohl Mindestwirkungsgrade als auch maximale Ablaufkonzentrationen definiert sind.

Der Mindestwirkungsgrad der Abwasserreinigung wurde für Kläranlagen größer als 1.000 EGW für den BSB5 mit 95% und für die Parameter CSB und TOC mit 85% festgelegt. Bei der Stickstoffelimination gilt für Anlagen größer als 5.000 EGW ein Wert von 70% als arithmetisches Mittel aller im Laufe eines Untersuchungsjahres bei Abwassertemperaturen größer als 12°C gemessenen Wirkungsgrade.

Die maximal zulässigen Ablaufkonzentrationen bei Anlagen größer als 50.000 EGW sind folgendermaßen festgelegt:

BSB ₅	15 mg/l
CSB	75 mg/l
TOC	25 mg/l
NH ₄ -N	5 mg/l bei einer Abwassertemperatur größer als 8°C
Gesamt-P	1mg/l als arithmetisches Mittel aller Meßwerte eines Untersuchungsjahres, wobei kein Meßwert den Emissionswert um mehr als 100% überschreiten darf.

4 Verfahrenskonzepte

Die Entwicklung der Verfahrenskonzepte für die Hauptkläranlage Wien von den ersten Überlegungen zur Errichtung einer Kläranlage in Wien-Simmering bis zum nunmehr in Realisierung stehenden Ausbaukonzept spiegelt einerseits einen wesentlichen Teil der Entwicklung der Abwasserreinigungstechnik wider, andererseits zeigt sich, daß viele unterschiedliche - teilweise sich ändernde - Randbedingungen zu berücksichtigen sind.

Die ersten Überlegungen wurden in den Jahren **1962/1963** angestellt, als durch Prof. Liebmann, München, gemeinsam mit verschiedenen Dienststellen der Stadt Wien eingehende Untersuchungen über die Wassergüte der Donau und über Menge und Beschaffenheit des Wiener Abwassers durchgeführt wurden. In dem darüber erstellten Gutachten wurde festgestellt, daß die Wiener Abwässer zumindest einer mechanischen Reinigung unterzogen werden müssen. Im Zuge der wasserrechtlichen Genehmigung im Jahr **1969** wurde schließlich eine biologische Teilreinigung des Abwassers mit einem Gesamtreinigungsgrad von 70 % BSB₅ – Abnahme, bzw. eine maximale Restverschmutzung an BSB₅ von 70 mg/l als ausreichend angesehen.

Die Hauptkläranlage Wien wurde als mechanisch-biologische Kläranlage konzipiert, wobei für die biologische Reinigung des Abwassers das hochbelastete Belebtschlammverfahren gewählt wurde. Der maximale Trockenwetterzufluß in den Tagesstunden wurde mit 8 m³/s angenommen. Bei

Regenwetter ist die Anlage in der Lage, das Abwasser bis zu einem Zufluß von $12 \text{ m}^3/\text{s}$ biologisch und darüber hinaus $12 \text{ m}^3/\text{s}$ nur mechanisch zu reinigen. Die Inbetriebnahme der Hauptkläranlage Wien erfolgte im Juni **1980**.

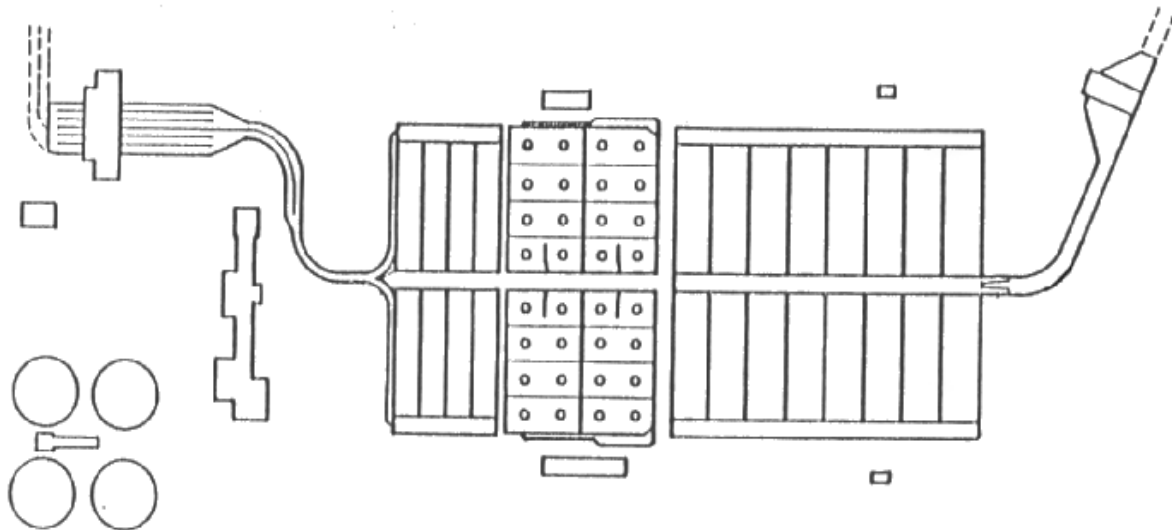


Abbildung 1: Bestehende Hauptkläranlage (1980)

Im Zuge der Projektierungen für das Donaukraftwerk Hainburg wurde im Jahr **1984** in einem Gutachten von Prof. v. d. Emde festgestellt, daß mit Rücksicht auf die zukünftige Wassergüte im Stauraum Hainburg der bei Regenwetter biologisch zu reinigende Abwasserzufluß von 12 auf $24 \text{ m}^3/\text{s}$ erhöht werden sollte. Nur damit wäre gewährleistet, daß ein großer Teil des Mischwassers, vor allem bei Regen geringerer Intensität, ausreichend gereinigt wird.

In einer von der Magistratsabteilung 30 beauftragten Studie der TU-Wien ebenfalls aus dem Jahr **1984** über die Erweiterung der Hauptkläranlage Wien wurde eine Vielzahl von Erweiterungsvarianten untersucht. Zielsetzung war die Erarbeitung der zweckmäßigsten Lösung zur Einhaltung der Emissionsrichtwerte des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft sowie die Erfüllung der in einer Wasserrechtsverhandlung im Rahmen des Baues des Donaukraftwerkes Hainburg zu erwartenden Auflagen.

Folgende Varianten wurden in dieser Studie untersucht:

- Variante 1 A: Spiegelbildliche Erweiterung der vorhandenen Anlage, Kreiselbelüftung in Kaskadenschaltung
- Variante 1 B: Erweiterung der vorhandenen Anlage mit gleichem Nutzinhalt der Belebungsbecken, aber Stabwalzenbelüftung in Umlaufbecken
- Variante 2 A: Spiegelbildliche Erweiterung, aber mit vergrößerten Belebungsbecken, Kreiselbelüftung in Kaskadenschaltung
- Variante 2 B: Erweiterung mit Vorklärbecken und vergrößerten Belebungsbecken, Stabwalzenbelüftung in Umlaufbecken
- Variante 3 A: Spiegelbildliche Erweiterung, bei Trockenwetter Hintereinanderschaltung, bei Regenwetter Parallelbetrieb
- Variante 4: Getrennte Wiederbelüftung des Rücklaufschlammes
- Variante 04: Wiederbelüftung des Rücklaufschlammes, aber ohne Neubau von Nachklärbecken
- Variante 5: Umbau Belebungsbecken für Sauerstoffbegasung – Variante nicht weiter untersucht
- Variante 6: Umbau der ersten zwei Kreiseinheiten für Sauerstoffbegasung – Variante nicht weiter untersucht
- Variante 7: Verstärkung der Belüftung in den vorhandenen Belebungsbecken
- Variante 8: Simultanfällung in vorhandener Anlage
- Variante 11 A: Spiegelbildliche Erweiterung der vorhandenen Anlage, jedoch ohne neue Vorklärbecken
- Variante 11 B: Erweiterung mit gleichem Nutzinhalt der Belebungsbecken, aber ohne Vorklärung
- Variante 12 A: Erweiterung mit vergrößerten Belebungsbecken, aber ohne Vorklärung, Kreiselbelüftung in Kaskadenschaltung
- Variante 12 B: Erweiterung mit vergrößerten Belebungsbecken ohne Vorklärung mit Stabwalzenbelüftung in Umlaufbecken
- Variante 13 A: Spiegelbildliche Erweiterung, aber ohne Vorklärung, Hintereinanderschaltung bei Trockenwetter, Parallelschaltung bei Regenwetter

- Variante 14 A: Vergrößerte Belebungsbecken, ohne Vorklärung, Hintereinanderschaltung (2-stufiges Belebungsverfahren) bei Trockenwetter, bei Regenwetter Parallelschaltung
- Variante 14 B: Vergrößerte Belebungsbecken, ohne Vorklärung, bei Trockenwetter Hintereinanderschaltung (2-stufiges Belebungsverfahren), bei Regenwetter Parallelschaltung
- Variante 15: Bei Trockenwetter Sauerstoffbegasung als erste Stufe, vorhandene Anlage als 2. Stufe, bei Regenwetter Parallelbetrieb
- Variante 16: Vergrößerte Belebungsbecken ohne Vorklärung mit Stabwalzenbelüftung in Umlaufbecken

Zur Ausführung vorgeschlagen wurde schließlich die Variante 14 A mit neu zu errichtenden Belebungsbecken (64.000 m³) und Nachklärbecken (65.400 m³), Einrichtungen für einen 2-Stufen-Betrieb bei Trockenwetter und 1-Stufen-Parallelbetrieb bei Regenwetter. Mit diesem Ausbaukonzept sollte eine weitgehende Entfernung der Kohlenstoffverbindungen (BSB₅, CSB, TOC) erreicht werden, sowie bei 2-stufiger Betriebsweise eine weitgehende Nitrifikation möglich sein.

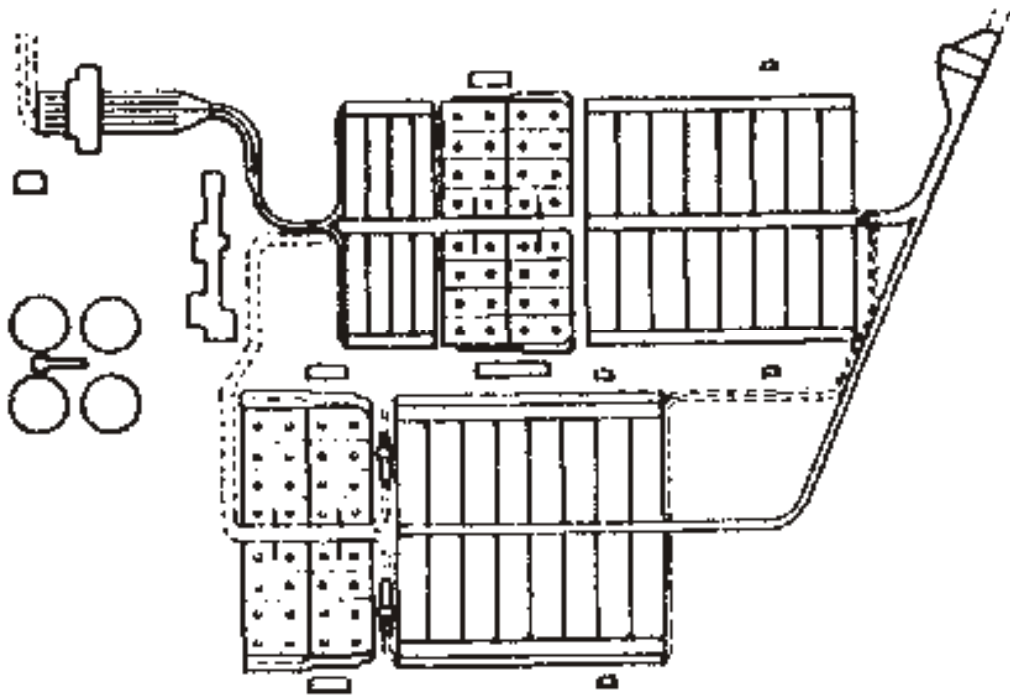


Abbildung 2: Erweiterungskonzept v. d. Emde, Variante 14 A (1984)

Im Herbst **1985** wurde von einem Firmenkonsortium, welches von der Stadt Wien mit der Planung für Ausbau und Erweiterung der Hauptkläranlage Wien und der Entsorgungsbetriebe Simmering beauftragt wurde, ein neues 2-stufiges Erweiterungskonzept entwickelt. Dabei war vorgesehen, eine neue biologische Stufe zu errichten, die mit Reinsauerstoff als erste Stufe betrieben wird, und die bestehende Anlage als 2. Stufe nachgeschaltet wird.

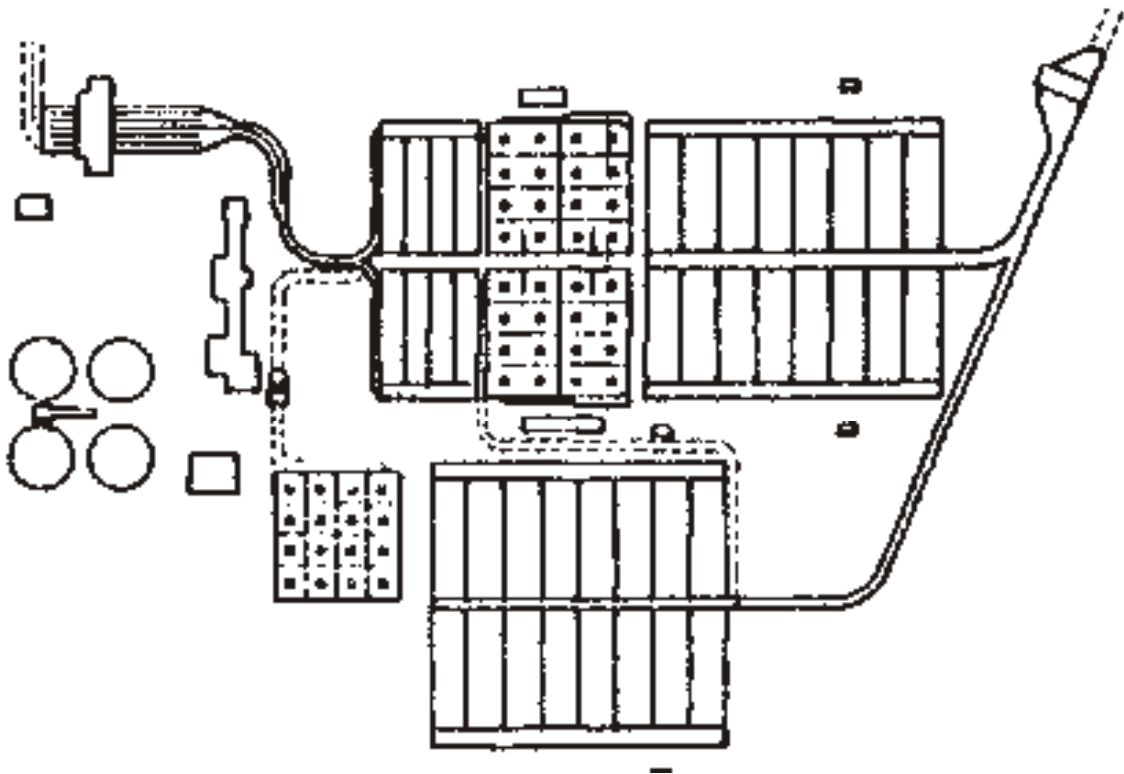


Abbildung 3: Erweiterungskonzept Sauerstoffbiologie (1985)

Die Unterschiedlichkeit der vorliegenden Konzepte führte schließlich dazu, daß im Jahr **1986** eine Versuchsanlage auf dem Gelände der Hauptkläranlage errichtet wurde, um damit alle möglichen Betriebsweisen und Verfahrenskonzepte unter möglichst realen Bedingungen untersuchen zu können. Die Versuchsanlage war bis März 1988 in Betrieb, und es konnte dabei insbesondere die Nitrifikation genau untersucht werden.

Aufbauend auf den Ergebnissen des Versuchsbetriebes und unter Berücksichtigung der Studie aus dem Jahr 1984 wurde im Mai **1988** von der TU-Wien ein Vorprojekt für eine 2. Ausbaustufe der Hauptkläranlage Wien vorgelegt.

Die Anforderung an die Reinigungsleistung war weiterhin nur durch Emissionsrichtwerte gegeben, die Möglichkeit der Nitrifikation wurde aber bereits berücksichtigt.

3 Varianten wurden in dem Vorprojekt als engere Wahl diskutiert:

- Nachschaltung einer neuen Belebungsstufe in gleicher Größe wie die vorhandenen Belebungsbecken als zweite Stufe
- Nachschaltung einer neuen Belebungsstufe mit um 50% größerem Volumen der Belebungsbecken gegenüber der vorhandenen Anlage als zweite Stufe
- Neue Belebungsbecken mit Sauerstoffbegasung ($V_{BB} = 28.600 \text{ m}^3$) als erste Stufe, die vorhandenen Belebungsbecken werden als zweite Stufe betrieben

Der Vergleich hinsichtlich Reinigungswirkung (Kohlenstoffentfernung, Nitrifikation, teilweise Denitrifikation) und Betrieb (Umschaltung von 2-stufigem Betrieb bei Trockenwetter auf 1-stufigen Parallelbetrieb bei Regenwetter) führte dazu, die zweite der diskutierten Varianten (entspricht der Variante 14A aus dem Jahr 1984) zur Ausführung vorzuschlagen.

Auf Grund massiver Algenentwicklung zuerst in der Ostsee, dann entscheidend im Frühsommer 1988 in der Nordsee und den damit zusammenhängenden Fischsterben wurde vorerst in Dänemark, dann ganz massiv in der Bundesrepublik Deutschland die Forderung nach Stickstoff- und Phosphorentfernung bei der Abwasserreinigung erhoben. In den Binnenmeeren wird das Algenwachstum meist durch das Stickstoffangebot begrenzt. Das entscheidend Neue an dieser Entwicklung ist die Tatsache, daß nicht mehr die Güte des Fließgewässers, welches das gereinigte Abwasser aufnimmt, den Maßstab für die Abwasserreinigungsmaßnahmen darstellt, sondern die Güte der Binnenmeere (Ostsee, Nordsee, Schwarzes Meer, Mittelmeer).

Dieser Entwicklung folgend, hat im Herbst 1988 die Internationale Arbeitsgemeinschaft Donauforschung ein Memorandum verfaßt, in dem zum Schutze des Schwarzen Meeres vor Eutrophierung eine Begrenzung der Stickstoffemissionen bei allen Kläranlagen nach dem Stand der Technik gefordert wird.

In einer Überarbeitung des Vorprojektes im November **1989** wird der künftig zu erwartenden Forderung nach Stickstoffentfernung bereits Rechnung getragen. So werden sowohl die Beckenvolumina entsprechend erhöht ($V_{BB} = 110.000 \text{ m}^3$, $V_{NKB} = 142.000 \text{ m}^3$), als auch Betriebsweisen mit Aufteilung des Abwasserstromes nach der Vorklärung vorgeschlagen. Die Problematik der Mischwasserbehandlung wird durch unterschiedliche maximal zulässige Zulauffrachten bei Regenwetter im Sommer ($Q_{MAX} = 24 \text{ m}^3/\text{s}$) und im Winter ($Q_{MAX} = 18 \text{ m}^3/\text{s}$) gelöst.

Im Mai **1990** tritt eine Novelle zum Wasserrechtsgesetz in Kraft, und auf Basis dieser neuen Bestimmungen werden in den diesbezüglichen Abwasseremissions-verordnungen vom April **1991** Emissionsvorschriften für Abwassereinleitungen definiert. Wesentlich für den Bereich der Siedlungswasserwirtschaft ist dabei die Forderung nach Entfernung der Nährstoffe Stickstoff und Phosphor.

Mit den nunmehr gültigen Abwasseremissionsverordnungen waren auch die Erfordernisse für die künftige Reinigungsleistung der Hauptkläranlage definiert.

Im Zuge der Festlegung der Dimensionierungsgrundlagen für die Erweiterung der Hauptkläranlage wurde auch die Frage des maximalen Mischwasserzuflusses zur Kläranlage einer endgültigen Klärung zugeführt. Nach Durchführung einer dynamischen Kanalnetzsimulation wurde der bis dato geltende Zufluß von $24 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $18 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert, welcher letztlich dem doppelten Trockenwetterzufluß und somit dem üblichen Verhältnis Q_{TW}/Q_{MW} von 1:2 entspricht.

Aufbauend auf diesen Grundlagen wurde von der Umwelttechnik Wien (UTW) **1992** ein Konzept einer zweistufigen Anlage entwickelt, bei der ein Teilstrom des vorgeklärten Abwassers der 2. Belebungsstufe zugeführt wird, und bei Trockenwetter ein Teilstrom von geklärtem Abwasser in die erste Stufe zurückgeführt wird. Das belüftete Volumen der 2. Stufe (210.000 m^3) wird variabel ausgeführt, wobei zwischen 45% (94.000 m^3) und 75% (156.000 m^3) variiert werden kann.

Die Dimensionierung der Nachklärbecken ergibt eine Oberfläche von 49.300 m^2 und ein Volumen von 180.000 m^3 . Das nunmehr vorliegende Konzept wurde auf der vorhandenen Versuchsanlage nachgebildet, und die Erfüllung der Emissionsanforderungen konnte bestätigt werden.

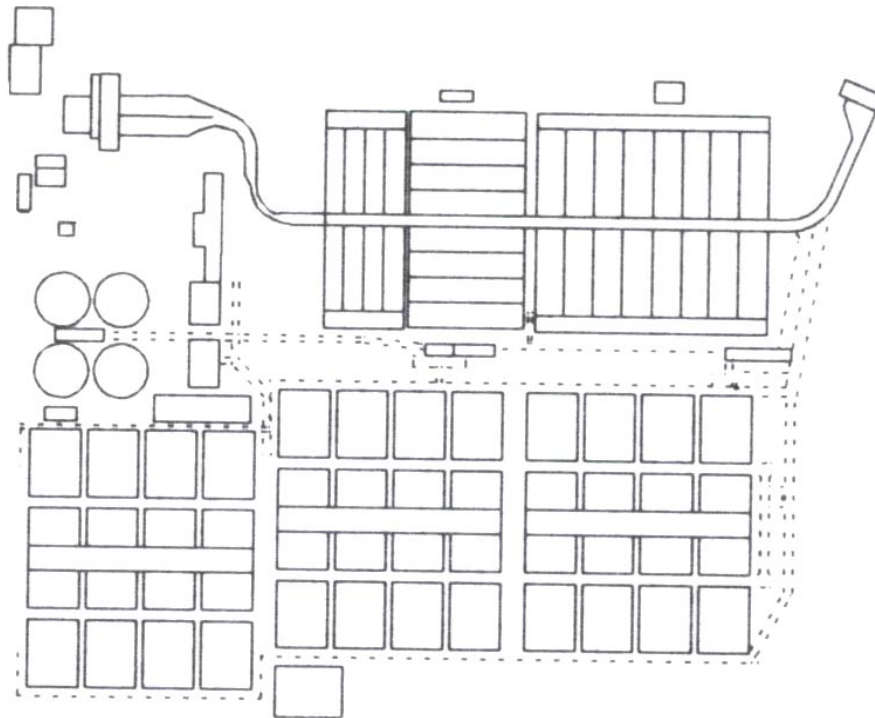


Abbildung 4: Erweiterungskonzept UTW (1992)

Das Projekt wurde bei der Wasserrechtsbehörde eingereicht und im April **1994** wasserrechtlich bewilligt.

Im Jahr **1996** erfolgte eine Novellierung der Abwasseremissionsverordnungen infolge des Beitritts Österreichs zur Europäischen Union und dem damit verbundenen Erfordernis nach Anpassung der Vorschriften an die entsprechenden EU-Richtlinien.

Diese Novellierung und geänderte Entwicklungsprognosen der Stadt Wien machten nochmals eine Umplanung bzw. Neuplanung der Erweiterungsstufe der Hauptkläranlage Wien notwendig. Um alle technischen Möglichkeiten berücksichtigen zu können, wurde eine Variantenuntersuchung durchgeführt, an der sich fünf Bewerber mit unterschiedlichen Vorschlägen für Ausbauvarianten beteiligten. Neben drei 2-stufigen Belebtschlammverfahren, die sich primär in der Anlagenkonzeption unterscheiden, wurden ein 1-stufiges Belebungsverfahren nach der Einbeckenmethode und ein 2-stufiges Festbettverfahren vorgeschlagen. Nach einer eingehenden Variantenbewertung wurde schließlich entschieden, daß eine 2-stufige Belebtschlammanlage zum Ausbau der Hauptkläranlage Wien zur Ausführung gelangen soll, wobei

möglichst alle Vorteile aus den drei Vorschlägen für 2-stufige Belebtschlammanlagen genutzt werden sollten.

Die wesentlichen Anforderungen waren:

- 2-stufiges Belebtschlammverfahren mit Teilumgehung und Mischung der Biozönosen (Hybrid-Verfahren)
- Ausrüstung der Pumpwerke mit Propellertauchmotorpumpen
- Mehrstraßigkeit in den Gerinnen der 2. Stufe
- Gemischte Biozönose in der 2. Stufe
- Starre vorgeschaltete Denitrifikationszone
- Variable Anpassung der Denitrifikationszone
- Getauchte Ablaufrohre in der Nachklärung

Unter Beachtung dieser Anforderungen wurde von der Umwelttechnik Wien im Jahr 1997 ein Vorentwurf erstellt und das Projekt in der vorgeschlagenen Form im Jahr 1999 wasserrechtlich bewilligt.

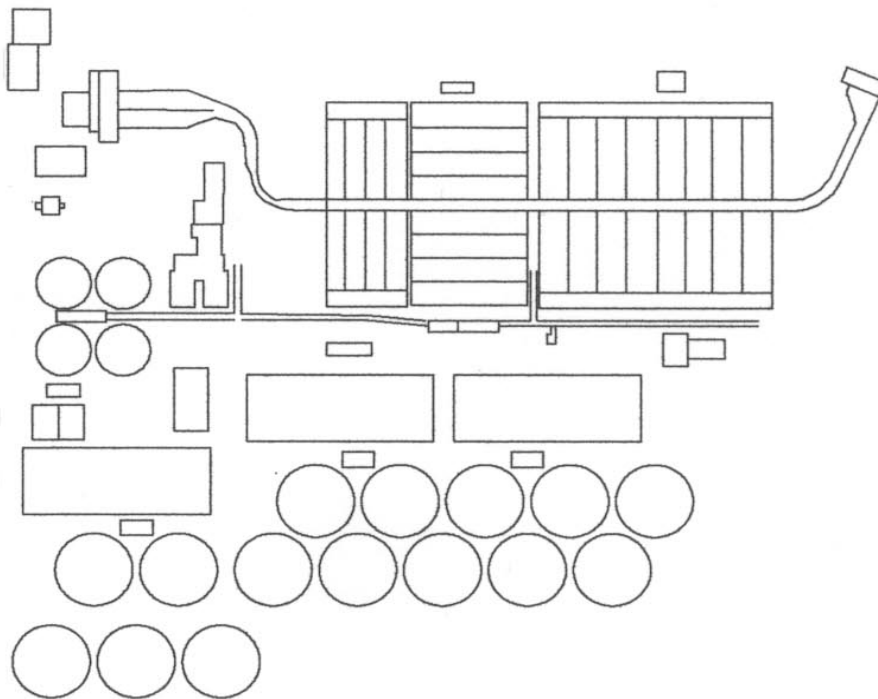


Abbildung 5: Erweiterungskonzept UTW (1997)

5 Gewählte Verfahrenstechnik

Für die Erweiterung der Hauptkläranlage waren grundsätzlich folgende Randbedingungen zu beachten:

- Integration der bestehenden Kläranlage in das Verfahrenskonzept
- Übernahme von 18m³/s Mischwasserzufluß
- Stabile Nitrikfikation in der 2. Stufe und hohe Denitrifikationsleistung in der Belebung

Nach eingehender Planung und Untersuchung aller bekannten verfahrenstechnischen Möglichkeiten stellt die optimale Lösung ein Ausbau als zweistufige Anlage dar, bei der ein Teilstrom des vorgeklärten Abwassers direkt der 2. Belebungsstufe zugeführt wird.

Dadurch wird der 2. Stufe leicht abbaubarer Kohlenstoff für die Denitrifikation zugeführt und gleichzeitig die hydraulische Beschickung der 1. Stufe so weit gesenkt, daß nitrathaltiges Abwasser bei Trockenwetterzufluß in die 1. Stufe zur Denitrifikation zurückgeführt werden kann.

Bei diesem sogenannten **Bypass-Betrieb** werden bei Trockenwetter der ersten Stufe in Abhängigkeit von der Kläranlagenbelastung und der Temperatur zwischen 2,0 m³/s im Nachtminimum und 8,5 m³/s während der Tagesspitze zugeführt. Der restliche Zufluß wird direkt der 2. Stufe zugeführt. Gleichzeitig wird ein Teilstrom von ca. 2,5 bis 8,0 m³/s des nitrathaltigen Wassers aus dem Ablauf der 2. Stufe zur Denitrifikation in die 1. Stufe geführt (Rückführung). Die hydraulische Beschickung der 1. Stufe wird auf 11 m³/s begrenzt.

Zur Ausnutzung der Denitrifikationskapazität bei hoher Abwassertemperatur ist eine Rückführung von nitrathaltigem Belebtschlamm aus der Kaskade 3 der Belebungsbecken in die vorgeschaltete Denitrifikationszone derselben Stufe vorgesehen (interne Rezirkulation).

Bei Trockenwetterzufluß besteht auch die Möglichkeit, den gesamten Ablauf der Vorklärung über die bestehende Belebung zu führen, wodurch die erste Stufe höher belastet wird. Der Zulauf zum Belebungsbecken 1 liegt zwischen 2,5 m³/s im Nachtminimum und 9,6 m³/s zur Tagesspitze bei Bemessungslast. Eine geregelte Überführung von vorgeklärtem Abwasser erfolgt bei dieser als

Hybrid-Betrieb bezeichneten Betriebsweise bei Trockenwetter nicht. Zusätzlich wird die 1. Stufe mit einem Teilstrom von ca. 1,4 bis 8,0 m³/s nitrathaltigen Wassers aus dem Ablauf der 2. Stufe beschickt. Durch die Einleitung von hochaktivem, mit frischem Substrat beladenem Belebtschlamm aus der 1. Stufe in die Denitrifikationszonen der 2. Stufe wird der erhöhte Sauerstoffbedarf des Schlammes zur Denitrifikation genutzt.

Bei Mischwasserzufluß stellt die mögliche hydraulische Beschickung der Zwischenklärung mit maximal 12,1 m³/s eine Randbedingung dar. Eine höhere hydraulische Beschickung würde zu starkem Schlammabtrieb und dadurch zu Veränderungen der Mikroorganismenpopulation in der 2. biologischen Stufe und damit zu Beeinträchtigungen der Nitrifikation führen.

Die Rückführung von nitrathaltigem Wasser aus dem Ablauf der 2. Stufe in die 1. Stufe wird bei Mischwasserzufluß eingestellt. Die 1. Stufe wird bis zu einem Zufluß von 12,1 m³/s belastet. Zusätzlich ankommendes Mischwasser wird an der 1. biologischen Stufe vorbei direkt zur 2. biologischen Stufe geleitet.

6 Abwassertechnische Berechnung

Die Bemessung wurde für einen Zeitraum von 10 Jahren nach Fertigstellung der Erweiterungsstufe angesetzt. Die Inbetriebnahme ist für das Frühjahr 2005 geplant, der Vollbetrieb ist mit Ende 2005 vorgesehen. Als Bemessungszeitpunkt ergibt sich somit das Jahr 2015.

Basierend auf einer voraussichtlichen Bevölkerungsentwicklung sowie einer hydrodynamischen Kanalnetz- und Schmutzfrachtberechnung ergab sich folgende Projektauslegung:

angeschlossene Einwohner	1.780.000
Einwohnergleichwerte	4.000.000
Trockenwetterzulauf (Tagesspitze)	9,4 m ³ /s
Maximaler Mischwasserzulauf	18 m ³ /s
BSB ₅ -Bemessungsfracht	240 t/d
Gesamt-N-Bemessungsfracht	38 t/d
Gesamt-P-Bemessungsfracht	5,7 t/d

Die Ergebnisse der abwassertechnischen Berechnung stellen sich wie folgt dar:

Die vorhandene **Vorklärung** mit einer Oberfläche von 9.470 m² und einem Volumen von 28.500 m³ wird unverändert beibehalten. Geändert wird die Aufteilung der Abwasserströme aus dem Vorklärbeckenablauf beim Bypass-Betrieb. Die Aufenthaltszeit in der Vorklärung beträgt im Bemessungsfall bei Trockenwetter ca. 50 Minuten und im Mischwasserfall ca. 27 Minuten.

Die Oberflächenbeschickung beträgt bei Trockenwetterzufluß 3,6 m/h und bei Mischwasserzufluß 6,8 m/h. Diese hohe Belastung der Vorklärbecken führt nur zu einer Grobentschlammung.

Die **1. Belebungsstufe** besteht aus vier Belebungsbecken mit insgesamt 42.000 m³ Volumen. Der Schlammgehalt wird im Hinblick auf eine Entlastung der Zwischenklärung mit nur rund 3,0 kg/m³ angesetzt.

Die Reinigungsleistung der 1. Stufe, bezogen auf den BSB₅, wird im Trockenwetterfall bei etwa 85% und im Mischwasserfall bei etwa 75% liegen. Die ersten Beckenzellen der Belebungsbecken werden im Trockenwetterfall als Denitrifikationsbecken genutzt.

Die bestehende Nachklärung wird als **Zwischenklärung** in das Erweiterungskonzept integriert. Bei einem Mischwasserzufluß von maximal 12 m³/s wird die vorhandene Oberfläche von 28.400 m² mit einer Schlammvolumenbeschickung von etwa 455 l/m².h belastet. Die Oberflächenbeschickung beträgt in diesem Fall 1,52 m/h.

Die **2. Belebungsstufe** wird mit dem Ablauf der 1. Stufe und dem Bypass beschickt. Die 2. Stufe hat primär die Aufgabe der Stickstoffelimination (Nitrifikation und Denitrifikation). Durch die Anpassung der belüfteten Zone an die Belastungs- und Temperaturverhältnisse kann sichergestellt werden, daß ein ausreichendes Schlammalter und damit eine stabile Nitrifikation in der 2. Stufe gehalten werden kann.

Der Schlammgehalt wird bei Trockenwetter mit 3,0 kg/m³ angesetzt. In Summe ist ein Belebungsbeckenvolumen von 171.000 m³ erforderlich.

Die Nachklärung ist auf eine Schlammvolumenbeschickung von $450 \text{ l/m}^2 \cdot \text{h}$ bemessen und die Flächenbeschickung bei Mischwasserzufluß auf $1,4 \text{ m/h}$ begrenzt. Aufgrund der Ergebnisse aus dem Betrieb der Versuchsanlage wurde für die Bemessung ein Schlammindex von 110 l/kg in Rechnung gestellt. Damit ergibt sich eine Oberfläche der Nachklärung von mindestens 46.700 m^2 und eine maßgebliche Tiefe von $4,05 \text{ m}$.

7 Konstruktive Umsetzung

Die Anbindung der 2. Stufe an die 1. Stufe erfolgt aus dem bestehenden Ablaufgerinne als gedeckt ausgeführtes Doppelgerinne.

Der Ablauf der 1. Belebungsstufe und der Rücklaufschlamm aus der 2. Stufe werden dem **Zwischenpumpwerk** zugeleitet, in dem alle wesentlichen Pumpwerke der 2. Stufe zentral zusammengefaßt sind. Der Baukomplex beinhaltet neben einem betriebstechnischen Teil auch einen zweistraßig ausgebildeten hydraulischen Teil, der sich in drei Ebenen gliedert, wobei die beiden unteren die Unterwasserkammern für den Zulauf und den Rücklaufschlamm samt zugehörige Pumpen beherbergen, und die obere Ebene die Schachtmündungen der Pumpen mit den zugehörigen Rückstauklappen, sowie die Oberwasserkammer aufnimmt.

Im unteren Teil des zweigeteilten **Abwasserpumpwerkes** sind insgesamt 8 frequenzumformergesteuerte Propellertauchmotorpumpen untergebracht, denen das Abwasser über Einlaufkammern mit hydraulisch ausgeformten Leitwänden zufließt, und die das Abwasser (max. $18 \text{ m}^3/\text{s}$) zur ebenfalls zweigeteilten Oberwasserkammer auf das Anlagenniveau der Erweiterungsstufe heben.

Die Oberwasserkammer des Zwischenpumpwerkes mündet in ein zweiteiliges Zulaufgerinne, welches das Abwasser dem 200 m entfernten **Mischerbauwerk** zuführt. Dieses 55 m lange, 14 m breite und 4 m tiefe unterirdische Bauwerk beinhaltet eine Mischkammer, in der in einem Abstand von 10 m zwei statische Mischelemente mit den Abmessungen $3 \times 4 \text{ m}$ angeordnet sind. Das erste ca. $2,1 \text{ m}$ lange Mischelement sorgt für eine horizontale und das zweite ca. $1,7 \text{ m}$ lange Element für eine vorwiegend vertikale Vermischung und erfüllt somit die für die Realisierung des Einschlammsystems verfahrenstechnisch wichtige

Funktion der sorgfältigen Durchmischung des Abwassers mit dem Rücklaufschlamm.

Nach dem zweiten Mischelement erfolgt die geregelte **Überschußschlamm-entnahme** der 2. Stufe. Der Überschußschlamm der 2. Stufe wird im Regelfall den Anlagenstraßen Nord und Süd der 1. Stufe zugeleitet.

Um nachträgliche Entmischungsvorgänge im Abwasser-/Schlammgemisch vor der Verteilung auf die 15 Belebungsbeckenlinien zu verhindern, wird unmittelbar nach dem Mischer das **Verteilbauwerk** errichtet. Das hydraulisch ausgestaltete Verteilbauwerk ist ein unterirdisches Schachtbauwerk von 44 m Länge, 12 m Breite und 8,4 m Höhe, in dessen unterer Ebene drei Zulaufgerinne in vertikale Steigschächte münden, welche die 15 Rohrleitungen (DN 1400) zu den Belebungsbecken speisen. In der darüber liegenden Meßkammer erfolgt mittels Meß- und Regelstrecken die Verteilung des homogenen Abwasser-/Schlamm-gemisches auf die 15 Belebungsbecken.

Es wird ein Belebungsbeckenvolumen mit 171.000 m³ realisiert, wobei 15 verfahrenstechnisch gleichwertige **Belebungsbeckenlinien** vorgesehen sind, die in drei Blöcke (West, Mitte, Ost) baulich zusammengefaßt werden.

Eine Belebungsbeckenlinie besteht aus drei Kaskaden und zwar aus einem vorgeschalteten, rechteckigen, unbelüfteten und mit vertikalen Rührwerken ausgerüsteten **Denitrifikationsbecken** (Kaskade 1) und zwei nacheinander durchflossenen mit horizontalen Rührwerken und Tiefenbelüftern ausgestatteten **Umlaufbecken** (Kaskade 2 und 3), in denen simultan nitrifiziert und denitrifiziert wird. Daran schließt ein **Entgasungsbecken** an, in dem die Konzentration an elementarem Stickstoff und Schwimmschlamm durch mittel- bis grobblasige Belüftung verringert wird. Aus dem Entgasungsbecken wird jeweils das zugehörige Nachklärbecken beschickt.

Jedes der 15 Belebungsbecken weist Abmessungen von 79 m Länge, 33 m Breite und ca. 5,5 m Wassertiefe auf, wobei jedes Becken als eigenes statisches System ausgeführt wird und mit einer durchlaufenden Fuge vom Nachbarbecken getrennt ist. Bei der Bodenplatte erfolgt eine Unterteilung mit einer Dehnfuge in Längsrichtung, woraus sich zwei durchgehend fugenlose Platten mit einer Abmessung von 33 x 37 m ergeben. Die konstruktive Ausbildung der Umlaufbecken sieht Mittelleitwände, massive

Kurvenausrundungen aus Profilbeton und gekrümmte Leitwände in den Umlenkungen sowie drei Bedienungsbrücken in Querrichtung vor.

Um die Denitrifikationskapazität der Kaskade 1 voll ausnützen zu können, ist von Kaskade 3 zur Kaskade 1 eine interne Rezirkulation mittels Pumpen vorgesehen.

Jedem Belebungsbecken ist direkt ein **Nachklärbecken** nachgeschaltet, welches über eine Dükerleitung DN 1400 beschickt wird. Die Dükerleitungen aus Stahlbeton erfahren im Trichterbereich einen Materialwechsel auf Edelstahl. Der Dükeraustritt im Mittelbauwerk ist mit einem Diffusor versehen, um die hydraulischen Austrittsverluste gering zu halten.

Die Nachklärbecken werden als offene Rundbecken mit einem strömungsgünstig ausgebildeten Mittelbauwerk, durchgehend geneigter Sohle und zentralem Schlammtrichter gebaut. Das Becken weist einen Innendurchmesser von 64 m auf, die maßgebliche Wassertiefe beträgt 4,4 m.

Die durchgehend geneigte Sohle (Neigung 1:10) wird im Hinblick auf den Verschleiß der Räumschilde fugenlos mit hoher Oberflächengenauigkeit ausgeführt. Die gesamte Konstruktion wird in vorgespannter Bauweise in Stahlbeton B30 WU ausgeführt.

Das Gesamtvolumen aller Nachklärbecken beträgt ca. 200.000 m³ und die Gesamtoberfläche 46.800 m².

Die gekrümmte Beckenaußenwand ist mit einem umlaufenden, nach innen auskragenden Ablaufgerinne versehen, in dessen Innenwand jeweils 54 radiale, 8 m lange, getauchte und gelochte Ablaufrohre DN 300 eingespannt sind.

Die Krone der äußeren Beckenwand ist als Räumerfahrbahn ausgebildet und wird mit Fertigteilen aus Polymerbeton und einer Beheizung ausgestattet. Der Rundräumer wird als durchgehende Brücke in rostfreiem Material ausgeführt und wird mit variabler Umfangsgeschwindigkeit (3-5 cm/s) betrieben.

Das geklärte Abwasser wird den **Ablaufsammelgerinnen** über Ablaufdüker DN 1200 zugeführt. Jeder der drei Nachklärbeckenblöcke besitzt ein eigenes,

als geschlossenes, unterirdisches Rechteckprofil ausgebildetes Ablaufsammelgerinne, das die Abflüsse von fünf Becken zum Kläranlagenauslauf leitet.

Analog zu den Ablaufgerinnen erhält jeder Beckenblock ein eigenes **Rücklaufschlamm-Sammelgerinne**, wobei der Rücklaufschlamm der einzelnen Becken aus dem zentralen Schlammtrichter über unter der Beckensohle verlegte Entnahmedüker DN 900 abgezogen wird. Die Abzugsmenge kann dabei in den vor den Sammelgerinnen angeordneten Meßkammern gemessen und geregelt werden. Der Rücklaufschlamm wird über die drei Sammelgerinne in das **Rücklaufschlammumpwerk**, welches im Gebäude des Zwischenpumpwerkes situiert ist, geleitet. Die 6 frequenzumformergesteuerten Rücklaufschlamm-pumpen fördern den Schlamm (max. 13,5 m³/s) in die Oberwasserkammer des Pumpwerkes, wo die Zusammenführung mit dem Zulauf aus der 1. Stufe erfolgt.

Im Hinblick auf die Ausnutzung der Denitrifikationskapazität in der ersten biologischen Stufe wird im Trockenwetterfall ein Teil des gereinigten, nitrathaltigen Abwassers aus der zweiten in die erste Stufe zurückgeführt.

Über das **Rückführwasser-Entnahmebauwerk** - ein in die Ablaufgerinne integrierter Schacht mit etwa 7 m Länge, 10 m Breite und 3,9 m Höhe - wird ein Teil des Ablaufes in einem Gerinne der unterirdisch angelegten **Rückführmeßkammer** zugeführt. Dort werden ausgehend von einer Abwasserverteilkammer die vier Meß- und Regelstrecken DN 1200 der Rückführleitungen gespeist, die zu den einzelnen Belebungsbecken-Blöcken der 1. Stufe führen. Die Rückführwasser-menge kann zwischen 0 und 8 m³/s stufenlos eingestellt werden.

Falls erforderlich, erfolgt die **Fällmitteldosierung** (40%-ige FeCl₃-Lösung) in der zweiten Stufe vor dem ersten Element des statischen Mischers bzw. alternativ in die Oberwasserkammer des Zwischenpumpwerkes. Die frachtproportionale Regelung der Dosiermenge erfolgt dabei über die Messung der Phosphatkonzentration im Ablauf der Zwischenklärung und der Phosphatkonzentration im Ablauf der Kläranlage.

Für die Erzeugung der zur Belüftung notwendigen Druckluft wird eine **Verdichterstation** mit insgesamt **fünf Turboverdichtern** (je 1,2 MW) mit einer Förderkapazität von je 45.000 m³/h samt zugehörigen Trafos und

Zuluftbehandlung errichtet, wobei die Räumlichkeiten für die Nachrüstung eines sechsten Turboverdichters vorgesehen sind. Die wassergekühlten Verdichter können über einen Regelbereich von 45-100 % betrieben werden, wobei für die Regelung eine wirtschaftliche Kombination aus saugseitiger Vorleiteinrichtung und druckseitiger Leitschaufelverstellung vorgesehen ist. Da ein Turboverdichter als Stand-by-Aggregat vorgesehen ist, ergibt sich ein stufenloser Fördermengenbereich von 20.400 - 180.000 m³/h. Die Fördermenge der Verdichter wird dabei über den Druck im Netz geregelt (Konstantdruckregelung).

Über eine Luftsammelschiene (DN 1800) und drei Hauptluftleitungen (DN 1400) mit je 20 geregelten Entnahmestellen wird die Druckluft zu den drei Belebungsbeckenblöcken geleitet, wo in jedem der fünf Becken ca. 2.400 Tiefenbelüfter angeordnet sind, die ihrerseits eine Maximalbeaufschlagung von 18.000 m³/h ermöglichen. Als Regelarmaturen kommen Irisblendenschieber mit Regelantrieb zum Einsatz.

Um dem erweiterten Personalstand bzw. der größeren Anzahl an maschinen- und elektrotechnischen Einrichtungen nach der Erweiterung der Wiener Hauptkläranlage Rechnung zu tragen, muß auch die Infrastruktur den neuen Gegebenheiten durch zusätzliche **betriebliche Hochbauten** angepaßt werden. So wird ein neues **Lager- und Werkstättengebäude** errichtet, dessen Keller an das Kollektorsystem angeschlossen wird. Das bestehende Betriebsgebäude bleibt in seiner Funktion erhalten, während das **Sozialgebäude** erweitert wird. Die vorhandenen **Garagen** werden dem zu erweiternden Fuhrpark entsprechend vergrößert. Um eine bessere und übersichtlichere Eingangssituation zu schaffen wird ein neues **Portiergebäude** errichtet.

Jeder Beckenblock (West, Mitte Ost) erhält ein **Trafogebäude**, in dem die Trafos und die Niederspannungsverteilung dieser Blöcke untergebracht werden.

Verdichtergebäude, Belebungsbecken, Trafogebäude und Zwischenpumpwerk sind durch ein **Kollektorsystem** verbunden, das im wesentlichen unterhalb der Entgasungszonen der Belebungsbecken verläuft und mit dem Bestand verbunden ist.

Der Straßengrundriß ist derart angelegt, daß soweit als möglich betriebliche Gebäude und einzelne Beckengruppen in einem Ringsystem umfahren werden

können. Die Anbindungen zur 1. Stufe müssen infolge der höheren Lage der 2. Stufe grundsätzlich als Rampen ausgeführt werden.

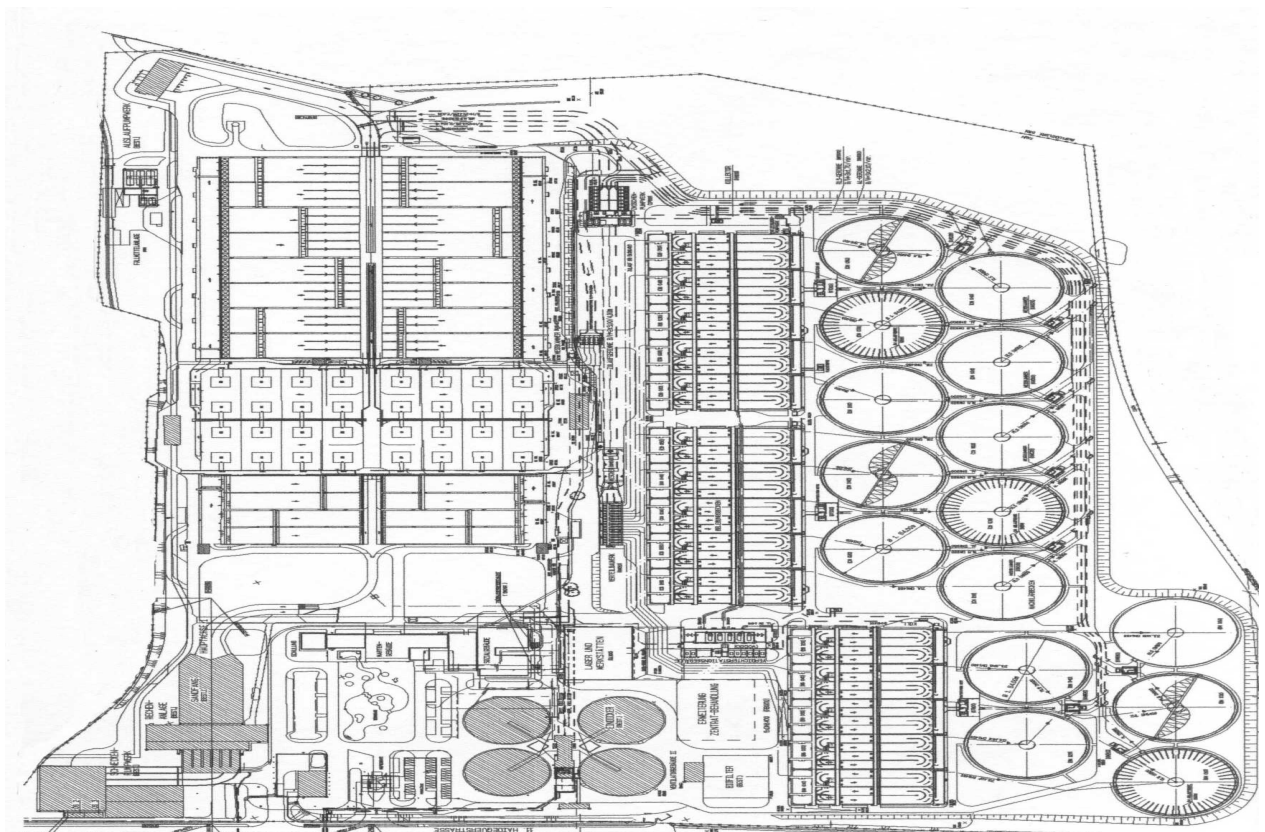


Abbildung 6: Lageplan Erweiterung der Hauptkläranlage (2000)

Die **Energieversorgung** aus dem Wienstromnetz (max. mögl. Übertragungsleistung ca. 30 MVA) erfolgt künftig über einen eigenen

Netzanschluß in zwei neu zu errichtenden Übergabestationen. Die **Energieverteilung** der Erweiterungsstufe wird über einen 20kV Hochspannungsring mit 20kV Schaltanlagen im Verdichtergebäude, Zwischenpumpwerk und den drei neuen Trafostationen (West, Mitte, Ost) realisiert, in denen auch die Niederspannungsschaltanlagen angeordnet werden. Die Topologie und die Auslegung der 20/0,4 kV-Transformatoren wurden so gewählt, daß die Revision eines 20 kV-Schienenabschnittes ohne nachhaltige Betriebsbeeinträchtigung möglich ist. Für die Prozeßdatenerfassung in der Feldebene kommen neben intelligenten Sensoren und Aktoren mit Direktanschluß an den Feldbus auch Remote I/O's als Interfacesysteme zum Einsatz. Die Kommunikation erfolgt über standardisierte Stations- und Feldbussysteme auf Lichtwellenleiterbasis.

8 Bauliche Umsetzung

Nach Durchführung eines EU-weiten 2-stufigen Vergabeverfahrens für die Erd-, Baumeister- und Professionistenarbeiten wurde im Jänner 2000 mit den Bauarbeiten für die Erweiterung der Hauptkläranlage Wien begonnen.

Das Baugelände liegt im Donautal und gehört der Zone der rezenten Mäander an. Die oberflächennahen Baugrundverhältnisse sind durch ausgleichende Anschüttungen wechselnder Mächtigkeit auf jungem, quartärem Schwemmland, das ausschließlich von der Donau stammt, geprägt.

Der Baugrund stellt sich insgesamt sehr heterogen dar, sodaß eine Baugrundverbesserung notwendig ist.

Neben dem Bodenaustausch, der bei günstigen Grundwasserständen durchgeführt werden kann, kommen Tiefenrüttelverfahren zur Anwendung.

Bei der Erweiterung der HKA sind dies sowohl das Rütteldruckverfahren als auch das Rüttelstopfverfahren.

Mit dem Rütteldruckverfahren werden grobkörnige Böden in sich selbst verdichtet, beim Rüttelstopfverfahren werden in gemischt- und feinkörnigen, nicht verdichtungsfähigen Böden lastabtragende Säulen aus Kies oder Schotter eingebaut.

Besonderes Augenmerk wurde beim gegenständlichen Projekt dem Baustoff Beton geschenkt und ein eigenes Betonkonzept entwickelt.

Dabei wurden vorweg die Anforderungen an den Beton definiert. Es sind dies insbesondere der Widerstand gegen chemischen Angriff (NH₄-Belastung 60mg/l, Sulfat-Belastung 1.500mg/l), die Frostbeständigkeit, sowie Dichtheit bzw. Wasserundurchlässigkeit. Besonderes Augenmerk wurde dabei auf die Beschränkung der Rißbreiten gelegt.

Bei der Betonzusammensetzung wurde im Hinblick auf die Rißbreitenminimierung der Gesamtwassergehalt auf max. 165 l/m³ festgelegt. Für die unterschiedlichen Einbausituationen wurden insgesamt 3 Betonrezepturen entwickelt.

Zur Überprüfung der erreichbaren Qualitäten wurde ein Bauteil im Maßstab 1:1 als Referenzbauwerk errichtet.

Auch beim Betoneinbau werden hohe Qualitätsmaßstäbe angelegt. Vor jedem Betonierabschnitt ist vom Auftragnehmer ein Betonierkonzept, welches eine Vielzahl von Eckdaten enthält, zur Genehmigung vorzulegen.

Der Beton wird auf einer eigenen Betonmischanlage auf der Baustelle hergestellt und unterliegt einer ständigen Kontrolle. Einen wichtigen Faktor stellt die Frischbetontemperatur dar, die im Sommer max. +25°C betragen darf, im Winter min. +10°C betragen muß.

Ein wichtiger Faktor ist auch die sorgfältige Nachbehandlung des Betons, wobei hier insbesondere auf entsprechende Abdeckung und Feuchthaltung zu achten ist.

Eine Vielzahl von Prüfungen der Baufirma selbst, der örtlichen Bauaufsicht sowie der Prüfanstalt der Stadt Wien stellen letztlich die notwendige Betonqualität sicher.

Im Jahr 2000 wurden die 5 Belebungsbecken und 5 Nachklärbecken des Blockes West sowie der Verbindungskollektor zur Schlammbehandlung errichtet. Mit der Errichtung der Verdichterstation wurde begonnen. Im Jahr 2001 ist die Errichtung des Blockes Mitte, des Mischer- und Verteilbauwerkes sowie die Fertigstellung der Verdichterstation vorgesehen. 2002 erfolgt die

Errichtung des Blockes Ost und die Fertigstellung der im Jahr 2001 begonnenen Arbeiten an den betrieblichen Hochbauten. Es ist vorgesehen, den Großteil der Stahlbetonarbeiten im Jahr 2003 mit dem Zwischenpumpwerk sowie den diversen Gerinnen abzuschließen. Beginnend im Jahr 2002 erfolgt zeitverschoben die maschinelle Ausrüstung der einzelnen Anlagenteile und ab 2003 die Installation der elektrotechnischen Ausrüstung.

Ziel ist, ab März 2005 einen 8-monatigen Probebetrieb der erweiterten Hauptkläranlage zu fahren und dabei die komplexe Betriebsweise der Anlage entsprechend zu optimieren.

9 Literatur

- v. d. EMDE, W.: Gutachtliche Stellungnahme zu Fragen der Abwasserreinigung und des Gewässerschutzes im Zusammenhang mit dem Projekt "Donaukraftwerk Hainburg" der Österreichischen Donaukraftwerke AG (1984)
- v. d. EMDE, W., NAGEL, K., NOWAK, O.: Studie über die Erweiterung der Hauptkläranlage Wien – 2. Ausbaustufe (1984)
- Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau, TU-Wien: Hauptkläranlage Wien – zweite Ausbaustufe, Vorprojekt (1988) und (1989)
- Umwelttechnik Wien: Hauptkläranlage Wien – 2. Ausbaustufe, Wasserrechtliches Einreichprojekt (1992)
- Umwelttechnik Wien: Erweiterung der Hauptkläranlage Wien, Wasserrechtliches Einreichprojekt (1997)

Dipl. Ing. Franz Klager
Entsorgungsbetriebe Simmering Ges. m. b. H.

11. Haidequerstraße 6
A-1110 Wien

Tel.: +43-1-76099-5830
Fax.: +43-1-76099-5800
E-mail.: klager@ebs.co.at

Anpassung der HKA Wien – Regelungskonzept und Simulation

Stefan Winkler, Gerald Wandl, Heide Müller, Karl Svardal

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU Wien

Kurzfassung: Der Ausbau der HKA-Wien erfolgt nach einem 2-stufigen Belebungsverfahren. Zur Realisierung einer ausreichenden Stickstoffentfernung besteht die Möglichkeit vorgeklärtes Abwasser oder Schlamm der 1.Stufe in die 2.Stufe zu leiten. Die 2.Stufe wird mit simultaner Nitrifikation/Denitrifikation betrieben. Zur Denitrifikation wird ein Teil des Anlagenablaufs in die 1.Stufe zurückgeführt. Zwischen den Einstellungen der einzelnen Mengenströme und der Sauerstoffzufuhrregelung bestehen ständige Interaktionen die eine vorausschauende Regelung notwendig machen. Durch die große Zahl der Variationsmöglichkeiten im Betrieb und die nur beschränkte Möglichkeit der kontinuierlichen Überwachung einzelner Prozesse wird die Steuerung und Regelung der Anlage sehr komplex. Um vorausschauend Änderungen des Systems infolge von Änderungen der Betriebseinstellungen erkennen zu können wurde ein dynamisches mathematisches Simulationsmodell entwickelt. Da für die mathematische Simulation von Anlagen dieser Art noch keine Erfahrungen vorliegen, waren eingehende Untersuchungen an einer maßstabsgetreuen Pilotanlage zur Erstellung und Kalibrierung des Modells notwendig.

Keywords: 2-stufige Belebungsanlage, Bypass, Hybridverfahren, Dynamische Simulation, Nitrifikation, Denitrifikation, Stickstoffentfernung, Anpassung, Regelstrategien für Belebtschlammanlagen

1 Einleitung und Problemstellung

Die Anpassung der Hauptkläranlage Wien an den „Stand der Technik“ erfolgt nach einem zweistufigen Ausbaukonzept. Zweistufige Belebungsanlagen integrieren zwei Belebtschlammstufen mit höchst unterschiedlichen Belastungsverhältnissen. Die hoch belaststete erste Stufe dient primär dem Kohlenstoffabbau, während in der schwach belasteten zweiten Stufe

vorwiegend die Stickstoffoxidation (Nitrifikation) erfolgt. Bei klassischen zweistufigen Anlagen ergibt sich das Problem, dass die Denitrifikation in der zweiten Stufe substratlimitiert ist. Deshalb wurden in das Ausbaukonzept der HKA2 Verfahrensweisen integriert, die eine ausreichende Versorgung der zweiten Stufe mit Kohlenstoffverbindungen und somit die gesicherte Einhaltung der gesetzlich vorgeschriebenen Stickstoffentfernung ermöglichen. Konkret wird dies durch die Beschickung der 2. Stufe mit vorgeklärtem Abwasser (Bypassverfahren) oder alternativ mit hochbelastetem Schlamm der 1. Stufe (Hybridverfahren) erreicht.

Die Auslegung zweistufiger Belebungsanlagen erfolgt ebenso wie bei einstufigen nach statischen Bemessungsansätzen, die auf den Grundlagen des ATV-Arbeitsblatts A131 basieren. Es werden dabei ebenso Datensätze definiert, die die entscheidenden Lastfälle, die geforderten Ablaufgrenzwerte und bestimmte Randbedingungen beschreiben. Wie bei einstufigen Anlagen sind auch in diesem Fall die Nitrifikation und Denitrifikation die für die Bemessung aber auch den Betrieb maßgebenden Prozesse. Für die Ablaufqualität ist primär die Auslegung der 2. Stufe entscheidend. Durch die Bypass- bzw Hybrid-Betriebsweise ist die Belastung der 2. Stufe in gewissen Grenzen wählbar. Man erhält also zusätzliche Freiheitsgrade die die Bemessung nicht vereinfachen. Es lassen sich jedoch trotzdem für die definierten statischen Annahmen optimale Lösungen finden, die eine Auslegung erlauben.

Diese zusätzlichen Freiheitsgrade bestehen aber auch im Betrieb der erweiterten HKA. Bei einstufigen Belebungsanlagen ist eine Optimierung der Stickstoffentfernung und auch des Energiebedarfs nur durch eine dynamische Anpassung der belüfteten Zonen des Belebungsbeckens (bzw. bei intermittierender Belüftung das Verhältnis von Belüftungs- und Pausenzeit) an die aktuellen Belastungszustände möglich. Es muss die Sauerstoffzufuhr und der mit Sauerstoff zu versorgende Volumensanteil des Belebungsbeckens geregelt werden (SVARDAL, 1993 und 1997). Bei der erweiterten HKA besteht zusätzlich noch die Möglichkeit die Belastung der 2. Stufe zu variieren.

Alle Prozesseingriffe beeinflussen sich gegenseitig. Sie haben kurzfristige Auswirkungen die innerhalb von Minuten bis Stunden anhand von Messwerten schnell und leicht erkennbar sind (z.B. Sauerstoff-, Ammonium- und Nitratkonzentrationen), es kommt aber zumeist auch zu langfristigen Veränderungen,

die durch Messungen nicht oder nur wesentlich schwieriger zu erkennen sind (z.B. Menge an Nitrifikanten).

Mit Hilfe der klassischen Regelungstechnik können nur Größen geregelt werden, die in absehbarer Zeit (Minuten, Stunden) eine Reaktion auf den regelungstechnischen Eingriff zeigen. Eine direkte Regelung von Stoffen, die sich im Zeitraum von Wochen ändern, ist kaum möglich. Es müssen aber auch die langfristigen Auswirkungen einer Regelung bedacht werden.

Prognosen über die kurz- aber auch längerfristige Auswirkung von regelungstechnischen Eingriffen lassen sich nur mithilfe dynamischer Simulationsmodelle machen. Auch für eine optimale Auslegung der Möglichkeiten der Prozesssteuerung sowie ihrer Realisierung für den Routinebetrieb kann die mathematische Simulation wertvolle Dienste leisten. Da für die mathematische Simulation von Anlagen dieser Art noch keine Erfahrungen vorliegen, waren eingehende Untersuchungen an einer maßstabgetreuen Pilotanlage zur Erstellung und Kalibrierung des Modells notwendig.

2 Strategie zur Einhalten der Anforderungen hinsichtlich Nitrifikation und Stickstoffentfernung

Die wesentliche Prämisse für den künftigen Betrieb der Kläranlage nach deren Ausbau ist eine jederzeit gesicherte vollständige Nitrifikation. Zusätzlich muss es Ziel sein, langfristig die maximal möglich Stickstoffentfernung zu erreichen. Dies dient nicht nur der Minimierung der Stickstoffemissionen ins Gewässer, sondern ist als entscheidende Maßnahme zur Energieoptimierung auf Abwasserreinigungsanlagen zu sehen. Das gilt für zweistufige Anlagen in gleichem Maße wie für einstufige.

Um dieses Ziel zu erreichen stehen auf der erweiterten HKA folgende variable Größen zur Verfügung:

- Beschickungsmenge der 2.Stufe mit vorgeklärtem Abwasser (Bypass)
- Beschickungsmenge der 2.Stufe mit Belebtschlamm der 1.Stufe (Schlammkreislauf 1)

- Sauerstoffzufuhr 1.Stufe
- Belüfteter Volumsanteil der 1.Stufe
- Sauerstoffzufuhr 2.Stufe
- Belüfteter Volumsanteil der 2.Stufe
- Überschussschlammabzug 2.Stufe
- Aufteilung des abgezogenen Überschussschlammes der zweiten Stufe auf den Schlammkreislauf2 (Transfer in die 1. Stufe) und direkt zu den Schlammeindickern verbrachten Schlammmenge
- Menge an zurückgeführtem Ablauf der 2.Stufe in die 1.Stufe (Rückpass)

Zeigt ein Prinzipschema der erweiterten Hauptkläranlage Wien.

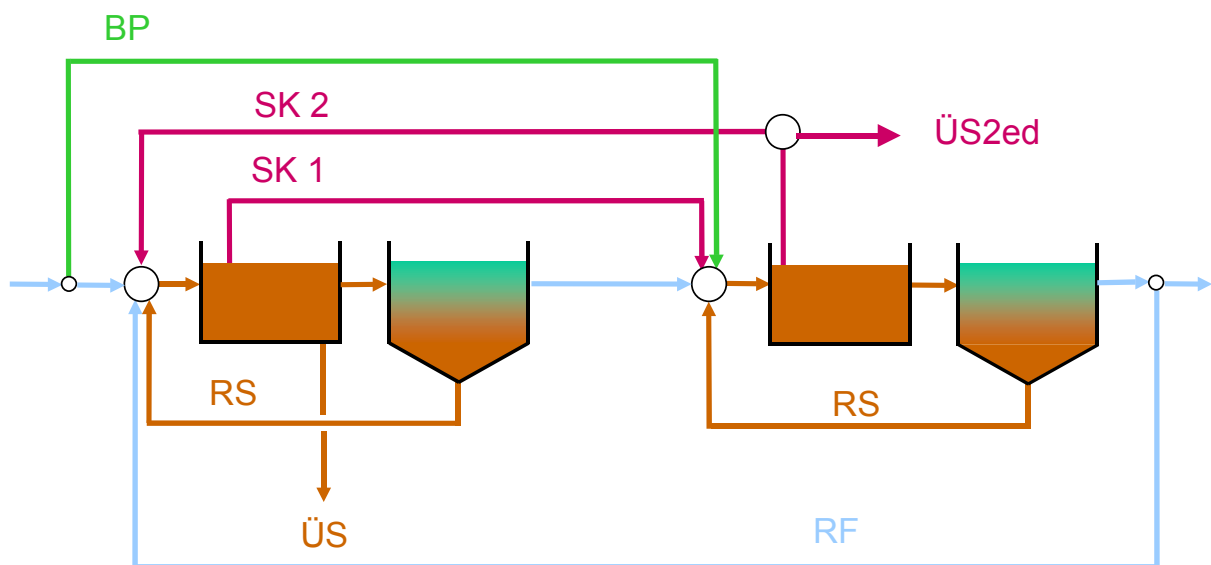


Abbildung 1: Prinzipschema der erweiterten Hauptkläranlage Wien. BP = Bypass, SK1 = Schlammkreislauf1, SK2 = Schlammkreislauf2, RF = Rückführung, RS = Rücklaufschlamm, ÜS = Überschussschlamm 1. Stufe, ÜS2ed = Anteil des Überschussschlamm 1. Stufe, der direkt in die Schlammeindicker geleitet wird

2.1 Nitrifikation – Denitrifikation 1. Stufe

In der 1.Stufe kann es aufgrund des kurzen Schlammalters zu keiner eigenständigen Entwicklung von Nitrifikanten kommen. Da jedoch vorgesehen ist den gesamten Überschussschlamm der 2.Stufe in die 1.Stufe zu leiten, werden auch in der 1. Stufe Nitrifikanten vorhanden sein. Die Menge lässt sich grundsätzlich aus Bilanzen errechnen, in welchem Ausmaß sie in diesem Milieu aktiv sind, also welche Mengen an Ammonium oxidiert werden kann nur in Versuchen ermittelt werden.

Die Denitrifikation in der 1.Stufe wird durch die Rückführung von Ablauf der 2.Stufe (Rückpass) ermöglicht. Ziel der Regelung der Rückpassmenge ist, eine möglichst hohe Nitratfracht in die 1.Stufe zu bringen. Primär maßgebend ist die hydraulische Belastbarkeit der 1. Stufe. Die Rückpass-Menge ergibt sich aus einem vorgegebenem Maximalwert für den Zufluß zur I. Stufe als

$$Q_{\text{Rückpass}} = Q_{1.\text{Stufe}} - (Q_{\text{Abl.VKB}} - Q_{\text{Bypass}})$$

Bei den durch die Hydraulik gegebenen Mengen ist zu erwarten, dass auch bei der maximalen Rückführung die CSB-Fracht im Zulauf der 1.Stufe ausreicht, um das gesamte zurückgeführte Nitrat auch unter Berücksichtigung des zurückgeführten gelösten Sauerstoffs zu denitrifizieren. Es sind somit keine zusätzlichen Einschränkung der Rückpassmenge notwendig.

Die gewünschte Denitrifikation in der 1.Stufe erfordert jedoch anoxische Zonen. Aufgrund der kaskadenförmigen Anordnung der 1.Stufe ist ein Betrieb als vorgeschaltete Denitrifikation mit 25% anoxischem Volumen vorgesehen. Die statische Berechnung ergab, dass dieser anoxische Anteil für vollständige Denitrifikation ausreicht, bei dynamischer Betrachtung zeigt sich jedoch, dass bei geringer Belastung der Anlage während des Nachtminimums dieser Anteil zu gering ist und Nitrat in den Ablauf der 1.Stufe gelangt. Für die Stickstoffentfernung der Gesamtanlage sind diese geringen Nitratfrachten von untergeordneter Bedeutung, das in die Zwischenklärung gelangende Nitrat würde jedoch dort teilweise denitrifiziert werden und in der Folge zu massivem Schwimmschlamm führen was erhebliche betriebliche Schwierigkeiten zur Folge hat. Es ist aus diesem Grund vorgesehen, Nitrat im Ablauf der Belebungsbecken der 1.Stufe kontinuierlich zu messen und bei überschreiten eines vorgegebenen Wertes die Belüftung in der letzten Kaskade abzuschalten.

2.2 Nitrifikation – Denitrifikation 2.Stufe

Hauptaufgabe der 2.Stufe ist eine jederzeit gesicherte vollständige Nitrifikation zu gewährleisten. Dafür ist primär in Abhängigkeit vom jeweiligen Betriebszustand (Temperatur etc.) ein Mindestschlammalter notwendig, bei dem auch ausreichenden Reserven an Nitrifikanten für alle kurzfristigen Belastungsspitzen vorhanden sind.

Das Schlammalter in der Belebung der 2. Stufe kann durch einen vorgegebenen Wert für den Überschussschlammabzug eingestellt werden. Um das Schlammalter möglichst genau einstellen zu können, wurde die Möglichkeit geschaffen Belebtschlamm als Überschussschlamm abzuziehen, weil dabei ein direkter Zusammenhang zwischen Schlammalter, Überschussschlammmenge und Belebungsbeckenvolumen besteht. Um die Überschaubarkeit für den Betrieb der Anlage zu gewährleisten werden die Belebtschlämme aller Straßen der 2. Stufe im Rücklaufschlammkreislauf zusammengeführt und damit vermischt, sodass in der gesamten Stufe die gleiche Schlammzusammensetzung vorliegt, selbst wenn die Aufteilung auf die einzelnen Straßen ungleich sein sollte.

Die maximal mögliche Schlammrockensubstanz in der Belebung der 2. Stufe wird durch die Absetzeigenschaften des Schlammes und Leistungsfähigkeit der Nachklärbecken bestimmt. Durch Wahl von Schlammrockensubstanz und Schlammalter ist die Überschussschlammfracht gegeben. Abhängig von der spezifischen Schlammproduktion ergibt sich daraus die CSB-Fracht die in die 2.Stufe geleitet werden kann.

Zu berücksichtigen ist dabei, dass aufgrund der Verweilzeit des Schlammes (Schlammalter) das System in Bezug auf die Schlammrockensubstanz nur sehr träge reagiert.

Die Frage nach dem optimalen Schlammalter in der 2.Stufe ist nicht einfach zu beantworten. Für die aktuell nitrifizierbare Stickstofffracht ist die mit Sauerstoff versorgte Nitrifikantenmenge maßgebend. Ist infolge eines höheren Schlammalters die Konzentration der Nitrifikanten höher muss nur ein geringerer Anteil des Belebungsbeckens belüftet werden, wodurch mehr Denitrifikationsvolumen zur Verfügung steht (Eine optimale Sauerstoffzufuhrregelung vorausgesetzt). Ein höheres Schlammalter bei gleicher

Schlammrockensubstanz kann jedoch nur erreicht werden, wenn die CSB-Fracht verringert wird. Damit wird die Kohlenstoffatmung und die Denitrifikationskapazität verringert, sodass insgesamt die denitrifizierte Nitratfracht trotz Vergrößerung des anoxischen Anteils geringer werden könnte.

Umgekehrt führt eine Erhöhung der Zulauffracht zur 2. Stufe und Verringerung des Schlammalters kurzfristig in jedem Fall zu einer Verbesserung der Stickstoffentfernung, da die Kohlenstoffatmung spontan ansteigt und die Nitrifikantenmenge aus dem zuvor eingestellten Schlammalters resultiert. Das kürzere Schlammalter bewirkt einen langsamen, anfangs kaum merkbaren Rückgang der Nitrifikantenmenge, wodurch jedoch tendenziell die aeroben Zonen immer mehr vergrößert werden müssen, und die kurzfristig verbesserte Denitrifikation wieder verschlechtert wird. Kritisch wird dieser Fall wenn die belüftbare Nitrifikantenmenge nicht mehr ausreicht die Ammoniumfracht zu oxidieren. Selbst eine sofortige Anhebung des Schlammalters und Rücknahme der CSB-Fracht führt erst nach Tagen zu einem nennenswerten Nitrifikantenzuwachs.

Aus dieser Darstellung wird ersichtlich, dass die Beurteilung von Änderungen der Einstellungen im Betrieb sehr schwierig ist. Hier kann die dynamische Simulation wertvolle Hilfestellung leisten, um die kurz- und längerfristigen Auswirkungen einer Maßnahme im Vorhinein erkennen zu können. Voraussetzung ist ein biokinetisches Modell, dass die Abbauvorgänge mit ausreichender Genauigkeit beschreibt.

3 Besonderheiten der Anlage aus simulationstechnischer Sicht

In den beiden Stufen der zukünftigen Anlage herrschen extrem unterschiedliche Belastungsverhältnisse. Die hochbelastete erste Stufe dient primär zur Kohlenstoffentfernung, während in der zweiten Stufe die Nitrifikation der maßgebende Prozess ist. Die Schlammbelastung der ersten Stufe ist im Bereich von 1-2 kg BSB5/kg TS, in der zweiten Stufe ist die Schlammbelastung kleiner als 0.4 kg BSB5/kg TS.

Daraus ergibt sich auch ein bezüglich der Kohlenstoffentfernung völlig unterschiedliches Abbauverhalten in den beiden Stufen. Die erste Stufe leistet

etwa 70-75 % der Kohlenstoffentfernung der Gesamtanlage, von der gesamten in der ersten Stufe abgebauten Kohlenstofffracht werden nur etwa 20 % direkt veratmet, der Großteil wird mit dem Überschussschlamm entfernt (siehe Abbildung 2).

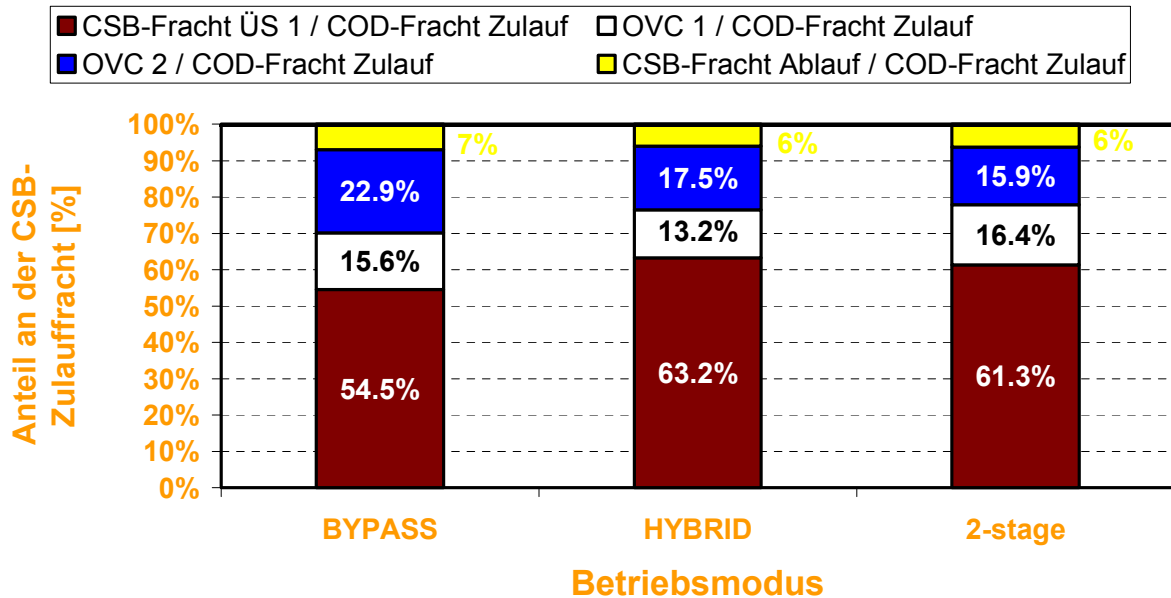


Abbildung 2: Pfade der Kohlenstoffentfernung in der Pilotanlage bei unterschiedlichen Verfahrensarten

Im Gegensatz dazu ist in der schwach belasteten zweiten Stufe die mit dem Überschussschlamm entfernte und die direkt veratmete CSB-Fracht etwa gleich groß. Daraus kann man ableiten, dass in den beiden Stufen offensichtlich andere Prozesse den Kohlenstoffabbau dominieren. In der ersten Stufe dominieren Prozesse, die CSB an den Schlamm binden, was durch Akkumulation in den Mikroorganismen oder durch Anlagerung an die Schlammflocke geschehen kann. Es wird nur ein geringer Anteil des verfügbaren CSB direkt veratmet. Dies ist auch für den Betrieb der zweiten Stufe von entscheidender Bedeutung, da der Belebtschlamm der ersten Stufe, insbesondere im Hybridbetrieb als Substrat für die Denitrifikation in der zweiten Stufe dient. Im Bypassbetrieb wird durch Schlammabtrieb aus der Zwischenklärung Belebtschlamm der ersten Stufe in die zweite Stufe eingetragen.

4 Entwicklung des Simulationsmodelles

Die bis dato in der Fachwelt verbreiteten Belebtschlammmodelle wurden in erster Linie für die Anwendung bei schwach belasteten Belebtschlammmanlagen für Nitrifikation und Denitrifikation entwickelt. Aufgrund der oben beschriebenen Charakteristika des zweistufigen Konzeptes der Erweiterung der Hauptkläranlage Wien sind diese Modelle nur bedingt geeignet die für die beiden Stufen spezifischen Abbauprozesse zu modellieren. Daher wurde ein neues Belebtschlammmodell (asmVienna-Modell) entwickelt, das Prozesse von in der Fachwelt anerkannten Modellen integriert und somit die Voraussetzungen schafft die Besonderheiten des zweistufigen Betriebes, insbesondere im Hybridbetrieb, auch mathematisch beschreiben zu können.

Das am weitesten verbreitete Belebtschlammmodell ist das Activated Sludge Model No. 1 (HENZE et al., 1987). Bei diesem Modell wird rasch abbaubares Substrat nur für das Wachstum der heterotrophen Biomasse verwendet. Weiters ist das ‚death-regeneration-concept‘ (DOLD et al., 1980) berücksichtigt. Dieses Konzept beschreibt den Zerfall von Biomasse als einen Prozess, bei dem als Zerfallsprodukt auch langsam abbaubares Substrat anfällt, welches durch Hydrolyse als schnell abbaubares Substrat verfügbar wird. Somit werden im ASM1 die Prozesse Wachstum und Zerfall von heterotropher Biomasse als ein Kreislauf modelliert, bei dem rasch abbaubares Substrat beim Wachstum verbraucht wird und beim Zerfall, nach der Hydrolyse, wieder verfügbar wird. Beim Wachstum wird Sauerstoff verbraucht, beim Zerfall wird ein Teil der Biomasse zu inertem partikulärem CSB umgewandelt.

Im Jahre 1999 wurde das Activated Sludge Model No. 3 (GUJER et al., 1999) vorgestellt. Dieses Modell unterscheidet sich vom ASM1 durch eine grundsätzlich andere Modellierung des Kohlenstoffzyklus. Im ASM3 kann die heterotrophe Biomasse nur mit gespeichertem Substrat wachsen. Das gespeicherte Substrat wird durch Einlagerung von schnell abbaubarem Substrat gebildet, wobei Sauerstoff verbraucht wird. Im ASM3 wird schnell abbaubares Substrat nur bei diesem Speicherprozess verbraucht. Auch für den Zerfall der Biomasse wurde im ASM3 eine andere Modellvorstellung verwendet. Der Biomassezerfall wird als Prozess modelliert, bei dem für endogene Atmung Sauerstoff verbraucht und inerte CSB gebildet wird. Diese Modellvorstellung entspricht einer aeroben Schlammstabilisierung. Die Biomasse baut sich unter

Sauerstoffverbrauch ab, wobei ein Anteil an inertem CSB das Endprodukt des Prozesses darstellt. Im Unterschied zum ASM1 ist im ASM3 keine Rückkopplung des Biomassezerfalls auf das Biomassewachstum gegeben. Langsam abbaubares Substrat ist nur als Fraktion des Zulaufs im Modell integriert, es wird nicht beim Biomassezerfall gebildet. Abbildung 2 zeigt eine Gegenüberstellung der unterschiedlichen Modellansätze für den Kohlenstoffkreislauf in den Modellen ASM1 und ASM3.

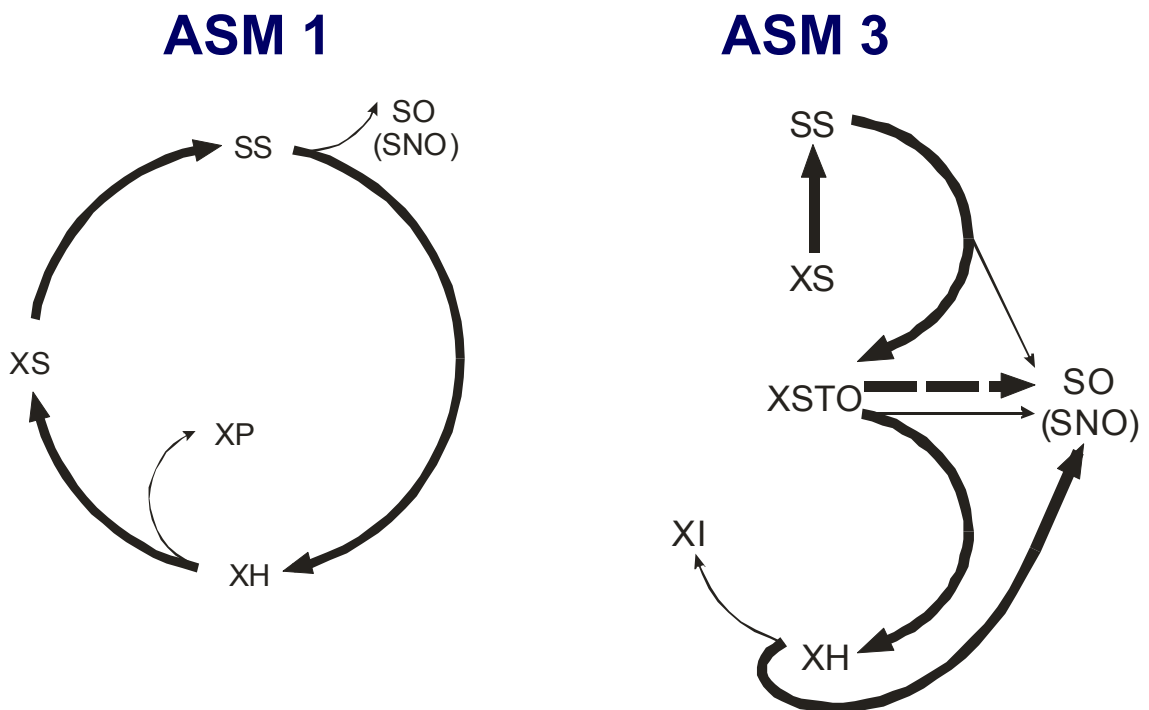


Abbildung 3: Gegenüberstellung der unterschiedlichen Modelle für den Kohlenstoffkreislauf in den Modellen ASM1 und ASM 3

Tabelle 1: Kohlenstoffzyklusbezogene Modellkomponenten in den Modellen ASM1 und ASM3

SNO	Nitrat-Stickstoff	XH	Heterotrophe Biomasse
SO	Sauerstoff	XP	Inerter partikulärer CSB von Biomassezerfall
SS	Leicht abbaubarer CSB	XS	Langsam abbaubarer CSB
XI	Inerter partikulärer CSB	XSTO	Gespeicherter leicht abbaubarer CSB

Erstmalig wurde eine Konkurrenz der Prozesse ‚direktes Veratmen‘ und ‚Speichern‘ im asmVienna-Modell realisiert. Damit können die für die jeweilige Stufe maßgeblichen CSB-Abbauprozesse favorisiert werden und trotzdem für beide Stufen ein einheitliches Modell mit auch einem weitgehend identem Parametersatz angewendet werden. Abbildung 3 zeigt die Pfade des Modellierung des Kohlenkreislaufs wie sie im Belebtschlammmodell „asmVienna“ modelliert wurden.

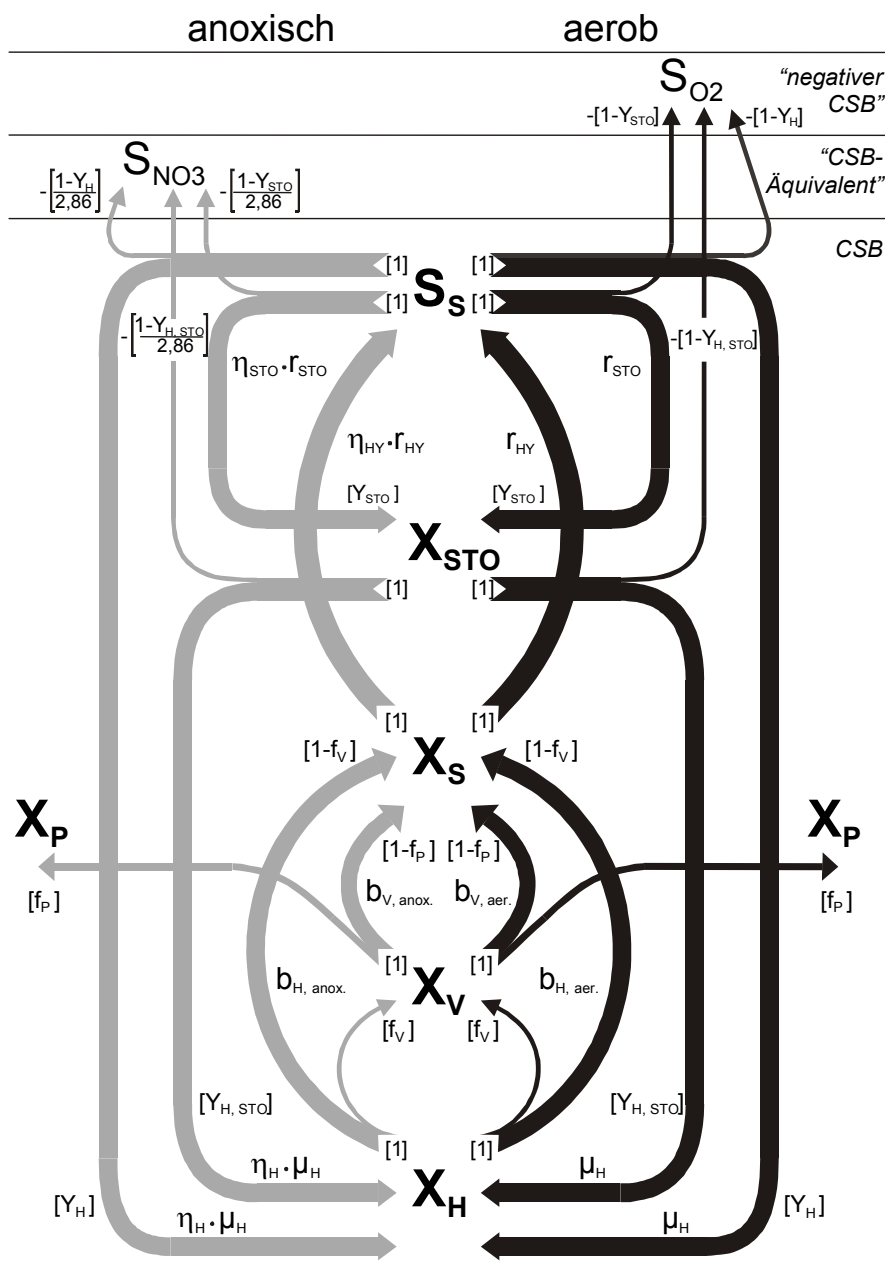


Abbildung 4: Modellierung des Kohlenstoffabbaues im Belebtschlammmodell „asmVienna“

Das neu entwickelte Modell wurde auf der Grundlage der Ergebnisse aus den Pilotversuchen kalibriert. Ziel der Kalibrierung war es das Langzeitverhalten der Anlage zu beschreiben. Damit wurde ein Parametersatz bestimmt, der im Zeithorizont von einigen Schlammaltern die wesentlichen Anlagenkenngrößen wie Überschussschlammanfall und Sauerstoffverbrauch nachbilden kann, hingegen nicht für die exakte Nachbildung von kurzzeitig auftretenden Effekten geeignet ist. Es gelang einen Parametersatz zu finden, der für einen Zeitraum von einigen Monaten, unter wechselnden Last- und Temperaturverhältnissen und verschiedenen Betriebseinstellungen eine zufriedenstellende Übereinstimmung der Ergebnisse der Simulation mit den Betriebsdaten der Pilotanlage gewährleisten konnte. Abbildung 5 zeigt am Beispiel des Überschussschlammanfalls und Sauerstoffverbrauchs im der ersten Stufe den Vergleich der mit der Simulation und der Bilanzierung (offene und geschlossene Bilanz) der Anlage erhaltenen Werte.

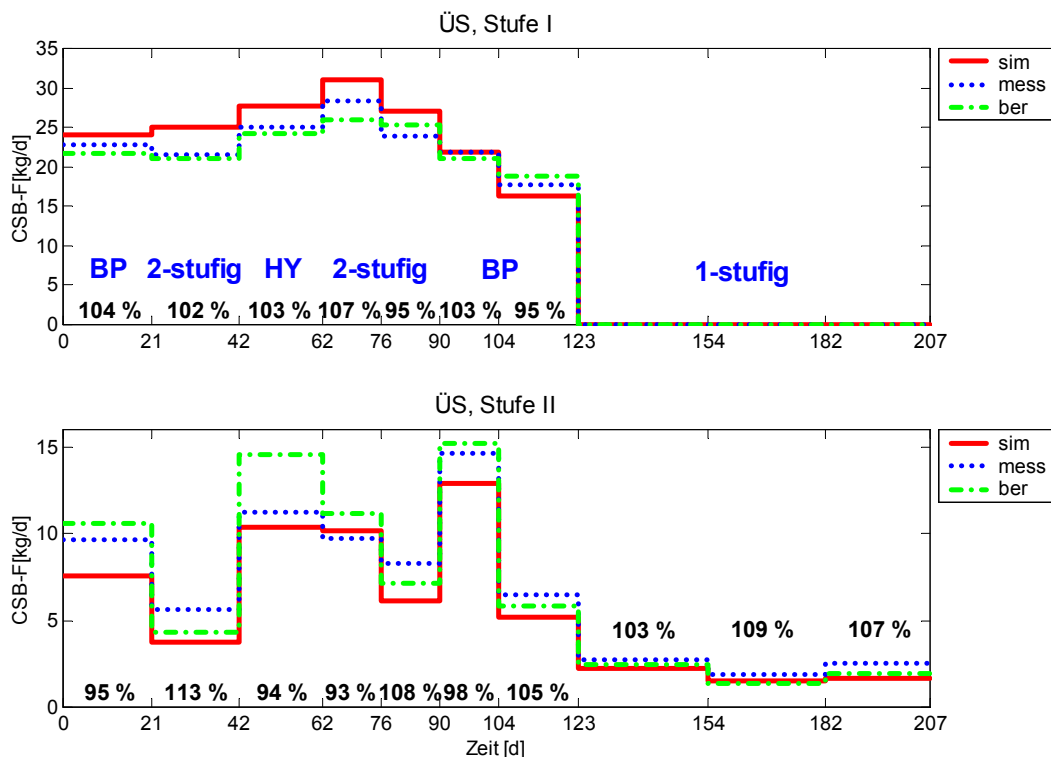


Abbildung 5: Vergleich der Überschussschlammproduktion, gemittelte Werte aus der dyn. Simulation vs. Bilanzwert. Zeitraum 4. März – 26. September 1999. Prozentzahlen geben das $(OVC + \dot{U}S - F) / \eta CSB$ -Verhältnis der jeweiligen Stufe für den entsprechenden Bilanzzeitraum. Betriebsarten des jeweiligen Zeitraums im obigen Diagramm angeführt. (sim = Werte aus Simulation, mess = Werte aus Messungen (geschlossene Bilanz), ber = Werte aus Bilanzrechnungen (offene Bilanz))

OVC.....Sauerstoffverbrauch für Kohlenstoffabbau [kg CSB/d]
ÜS-F.....Überschussschlammfracht [kg CSB/d]
 η CSBentfernte Kohlenstofffracht [kg CSB/d]

5 Betrieb der Anlage – Regelungskonzept

Das erste Ziel des Betriebes ist die gesicherte Nitrifikation. Aufgrund der Temperaturverhältnisse in der bestehenden Anlage ist abzuleiten, dass die 70%ige Stickstoffentfernung fast ganzjährig einzuhalten sein wird. Damit muss unter allen Temperatur- und Lastverhältnissen danach getrachtet werden die Nitrifikation zu maximieren, um die maximal mögliche Nitrifikantenpopulation im System zu halten und somit bestmöglich auf Belastungsstöße reagieren zu können. Schließlich bedeutet jedes Milligramm Ammonium, das die Anlage auch ein ungenutztes Potential zur Maximierung der Nitrifikantenpopulation (SVARDAL, 1993).

Als Randbedingung für den Betrieb ist die Maximierung der Stickstoffentfernung und die Minimierung der Betriebsmittel, hier vor allem der eingesetzten Belüftungsenergie, zu beachten. Das heißt, dass die Belüftung des Belebungsbeckens so geregelt werden muss, das die vollständige Nitrifikation gesichert ist, aber gleichzeitig den belüfteten Teil des Belebungsbeckens so gering wie möglich zu halten, um damit das anoxische Volumen für die Denitrifikation zu maximieren.

Die zweite Stufe ist in allen Fällen so zu betreiben, dass sich ein ausreichendes Schlammalter für die gesicherte Nitrifikation einstellt. Das Schlammalter der zweiten Stufe ist durch die organische Belastung bestimmt, die sich aus der Summe der CSB-Frachten jener Teilströme zusammensetzt, die in der jeweiligen Betriebsart zutreffend sind: Bypass (bei Bypassbetrieb), Schlammkreislauf (bei Hybridbetrieb) und Ablauf Zwischenklärung (alle Verfahrensarten). Die in die zweite Stufe gelangende organische Belastung bestimmt die heterotrophe Population in der zweiten Stufe, die aufgrund ihrer hohen Wachstumsrate den Hauptteil des Belebtschlammes bildet und somit die maßgebliche Größe für das erreichbare Schlammalter darstellt.

5.1 Einstellen des Schlammalters der zweiten Stufe

5.1.1 Bypassbetrieb: Bypassmenge

Die Festlegung der Bypassmenge erfolgt nach zwei Kriterien: Gesichertes Einhalten des Schlammalters für die Nitrifikation in der zweiten Stufe, Maximierung der Substratversorgung der zweiten Stufe für die Denitrifikation. Im Bypassbetrieb wird das Schlammalter in der zweiten Stufe durch die über den Bypass und den Ablauf der Zwischenklärung eingetragene CSB-Fracht und dem Schlammabzug mittels dem Schlammkreislauf² bestimmt. Die CSB-Fracht des Ablaufs der Zwischenklärung ist stark vom Schlammabtrieb aus der Zwischenklärung abhängig, der von der hydraulischen Belastung der Zwischenklärung und dem Schlammindex der ersten Stufe wesentlich bestimmt wird. Bei der Wahl der Wassermenge des Bypasses muss daher die CSB-Fracht aus dem Ablauf der Zwischenklärung beachtet werden, damit eine organische Überlastung der zweiten Stufe vermieden wird, die eine Verminderung des Schlammalters zur Folge hätte.

Im Betrieb der Versuchsanlage zeigte sich, dass der Bypassbetrieb stabiler ist, wenn eine konstante Bypassmenge eingestellt wird. Unter diesen Umständen kann die über die einzelnen Teilströme in die zweite Stufe eingetragene CSB-Fracht relativ genau ermittelt werden, die Bypassmenge wird bei Bedarf tageweise so angepasst, dass das notwendige Schlammalter in der zweiten Stufe eingehalten werden kann.

Versuche mit einer dynamischen Regelung der Bypassmenge führten zu keiner Verbesserung des Anlagenbetriebes. Im Gegenteil, es stellte sich heraus, dass bei einer automatischen Regelung der Bypassmenge das notwendige Schlammalter in der zweiten Stufe nicht immer eingehalten wurde. Dabei muss auch beachtet werden, dass eine Veränderung der Bypassmenge immer auch mit einer Veränderung der Beschickungsfracht der ersten Stufe verbunden ist, was möglicherweise die Ablauffracht der Zwischenklärung verändert. Daher ist eine solche Regelung schon vom Prinzip her als problematisch anzusehen.

Der Zulauf zur Hauptkläranlage Wien zeigt einen ausgeprägten Wochengang der CSB-Fracht, am Wochenende ist die Belastung deutlich niedriger. Die Aufgabenstellung der Regelung war es, durch Erhöhung der Bypassmenge in

Zeiten schwächerer Belastung eine ausreichende Substratversorgung der zweiten Stufe für die Denitrifikation sicherzustellen.

Als Basis für diese Regelung müsste daher entweder eine kontinuierliche und zuverlässige Messung des CSB im Zulauf, oder eine kontinuierliche Messung der Belebtschlammaktivität in der zweiten Stufe verfügbar sein. Eine kontinuierliche Messung des CSB im Zulauf kann derzeit mit geringem Wartungsaufwand nur mit UV-Sonden durchgeführt werden. Diesbezügliche Versuche auf der Pilotanlage zeigten Probleme durch Verschmutzung der Sonde mit Fett. Neuere Entwicklungen, wie z.B. eine UV-Spektralsonde mit automatischer Sondenreinigung, standen für den Versuchsbetrieb noch nicht zur Verfügung. Die kontinuierliche Messung der Belebtschlammaktivität könnte mittels einer kontinuierlichen Atmungsmessung erfolgen, diese Messung ist jedoch relativ teuer und erfordert auch eine kontinuierliche Betreuung durch geschultes Fachpersonal. Eine Alternative wäre eine Fluoreszenzmessung, beim Einsatz dieser Sonde in der Pilotanlage zeigte sich jedoch, dass das Messsignal dieser Sonde relativ starken Schwankungen unterliegt und deshalb nur bedingt als Eingangssignal in einen Regelalgorithmus geeignet ist.

5.1.2 Hybridbetrieb: Schlammkreislauf I

Im Hybridbetrieb wird die erste Stufe im wesentlichen unverändert zum gegenwärtigen Betrieb weiterbetrieben. Über den Schlammkreislauf I wird substratreicher Belebtschlamm der ersten Stufe (siehe Abbildung 1) für die Denitrifikation in die zweite Stufe transferiert. Die Menge des Schlammkreislauf I wird so festgelegt, dass das notwendige Schlammalter der zweiten Stufe eingehalten und gleichzeitig die Substratversorgung der zweiten Stufe maximiert wird. Wiederum ist die organische Belastung der zweiten Stufe durch den Ablauf der Zwischenklärung zu berücksichtigen. Der Schlammkreislauf I wird in einem Bereich von 3-5% der Zulaufwassermenge gewählt und stellt somit keine wesentliche hydraulische Belastung der zweiten Stufe dar.

Für den Schlammkreislauf I wird eine konstante Menge gewählt. Für eine dynamische Regelung müsste eine kontinuierliche Messung der Belebtschlammaktivität in der zweiten Stufe verfügbar sein. Eine derartige Messung ist derzeit, wie schon oben ausgeführt, nur mit erheblichem Aufwand und eingeschränkter Stabilität verfügbar.

5.1.3 Überschussschlammabzug der zweiten Stufe

Der Überschussschlammabzug der zweiten Stufe erfolgt bei allen Verfahrensarten mittels des Schlammkreislaufs² (SK2), damit erfolgt immer ein Transfer von Nitrifikanten in die erste Stufe. Die abgezogene Überschussschlammmenge muss so gewählt werden, dass das notwendige Schlammalter eingehalten wird, als Randbedingung muss die maximale Schlammvolumenbeschickung der Nachklärung eingehalten werden, was die maximal zulässige TS-Konzentration in der zweiten Stufe begrenzt. Für den Überschussschlammabzug der zweiten Stufe wird eine konstante Menge gewählt. Der Überschussschlamm wird aus einem Mischbauwerk kontinuierlich abgezogen. In diesem wird der Rücklaufschlamm der zweiten Stufe mit dem Ablauf der ersten Stufe gemischt wird, somit ergibt sich im Mischbauwerk annähernd die gleiche TS-Konzentration wie im Belebungsbecken. Daher kann durch die Festlegung der Überschussschlammmenge das gewünschte Schlammalter relativ exakt eingestellt werden. Bei einem Abzug aus der Rücklaufschlammleitung kann aufgrund der dort auftretenden stärkeren Schwankungen der TS-Konzentration die abgezogene TS-Fracht nur mit geringerer Genauigkeit bestimmt werden.

5.2 Denitrifikation in der ersten Stufe – Rückführwassermenge

Nitrathaltiger Ablauf der Nachklärung wird in die erste Stufe gepumpt, wo ausreichend Substrat zur Denitrifikation vorhanden ist. Damit wird die Stickstoffentfernung der Gesamtanlage deutlich verbessert.

Die Rückführwassermenge wird in Abhängigkeit der Zulaufwassermenge so geregelt, dass die erste Stufe hydraulisch konstant belastet wird. Im Hybridbetrieb gilt dies dann bis zu einer maximalen Zulaufwassermenge von 12 m³/s, im Bypassbetrieb tritt eine dynamische hydraulische Belastung der zweiten Stufe im Regenwetterfall dann auf, wenn zusätzliches Mischwasser über den Bypass genommen werden muss.

Vor kurzem veröffentlichte Studien (ARMBRUSTER et al., 2000) zeigen, dass die hydraulisch konstante Beschickung sich günstig auf das Betriebsverhalten der Zwischen- bzw. Nachklärung auswirkt. Demnach bildet sich in hydraulisch hoch, aber konstant, belasteten Absetzbecken eine höhere Klarwasserzone aus, als in im Mittel geringer belasteten Absetzbecken, die jedoch mit einer tageszeitlich schwankenden Wassermenge beschickt werden.

5.3 Regelung der Sauerstoffzufuhr

5.3.1 Sauerstoffzufuhr in der ersten Stufe

Die Sauerstoffzufuhr in der ersten Stufe erfolgt mittels Kreisel, insgesamt sind 32 Kreisel á 160 kW installiert. Das Belebungsbecken der ersten Stufe ist kaskadiert, die Sauerstoffzufuhr in der ersten Stufe wird so geregelt, dass in den verschiedenen Kaskaden unterschiedliche Sauerstoffkonzentrationen eingehalten werden. Für die Wahl der Sollwertvorgaben der einzelnen Kaskaden der ersten Stufe sind folgende Kriterien maßgebend:

- Ausreichende Sauerstoffversorgung für den Kohlenstoffabbau in der ersten Stufe und Nitrifikation durch die mit dem Überschussschlamm der zweiten Stufe eingebrachten Nitrifikanten
- Vollständige Denitrifikation der mit dem Rückführwasser in die erste Stufe verbrachten Nitratfracht
- Limitierung der in die Zwischenklärung gelangende Nitratkonzentration

Mithilfe der in den einzelnen Kaskaden installierten Sauerstoffmessungen und der Nitratmessung im Zulauf zur Zwischenklärung kann ein Sauerstoffprofil in der ersten Stufe eingestellt werden, das den oben genannten Kriterien entspricht, wobei bei Überschreitung der maximalen Nitratkonzentration im Zulauf zur Zwischenklärung die Belüftung entgegen der Fließrichtung reduziert wird.

5.3.2 Sauerstoffzufuhr in der zweiten Stufe

In der zweiten Stufe muss ausreichend aerobes Volumen für eine vollständige Nitrifikation zur Verfügung gestellt werden. Gleichzeitig soll das anoxische Volumen so groß wie möglich gehalten werden, um die Stickstoffentfernung zu maximieren. Die anoxischen Zonen sollten dort gebildet werden, wo das meiste Substrat für die Denitrifikation verfügbar ist. Nur das Substrat, das nicht für die Denitrifikation benötigt wird sollte aerob veratmet werden.

Für die HKA2 sind zwei Regelstrategien für die Sauerstoffzufuhr geplant, diese beiden Regelstrategien werden nachfolgend beschrieben:

Sauerstoffzufuhrregelung 2.Stufe-Regelstrategie1 : Sauerstoffkonzentration im kontinuierlich belüfteten Feld als Führungsgröße

Diese Regelstrategie beruht auf dem Prinzip einer kontinuierlichen Bestimmung des Sauerstoffverbrauchs, wie sie schon für die KA Blumental umgesetzt wurde (USRAEL, 1977). Im Unterschied zur dort verwirklichten Lösung erfolgt hier die Bestimmung des Sauerstoffverbrauchs direkt im Prozess.

Dazu wird ein Belüfterfeld kontinuierlich belüftet. Die diesem Feld zugeführte minimale Luftmenge wird so eingestellt, dass damit die im gesamten Belebungsbecken auftretende Kohlenstoffgrundatmung abgedeckt wird. Die Kohlenstoffgrundatmung muss periodisch mittels einer Labormessung bestimmt werden, sie ändert sich in schwach belasteten Belebungsanlagen mit Nitrifikation nur im Zeitraum von Tagen. Unter der Annahme, dass im konstant belüfteten Feld kein Ammonium mehr vorhanden ist, ist der Sauerstoffverbrauch in der kontinuierlich belüfteten Zone durch die – zeitlich relativ konstante – Kohlenstoffatmung bestimmt. Es kann dann eine konstante Sauerstoffkonzentration in der kontinuierlich belüfteten Zone durch Beaufschlagung dieses Belüfterfeldes mit einer konstanten Luftmenge erreicht werden. Ein Absinken der Sauerstoffkonzentration in der kontinuierlich belüfteten Zone tritt dann auf, wenn Ammonium bis in diese Zone gelangt, was eine deutliche Zunahme des Sauerstoffverbrauchs verursacht.

Um dem Absinken der Sauerstoffkonzentration in der kontinuierlich belüfteten Zone entgegenzuwirken wird die Luftmenge zum kontinuierlich belüfteten Feld erhöht. Überschreitet diese Luftmenge einen vorgegebenen Grenzwert, so werden zusätzliche Belüfterfelder zugeschaltet. Das Zuschalten der anderen Belüfterfelder erfolgt somit in Abhängigkeit vom Sauerstoffverbrauch in der konstant belüfteten Zone.

Es empfiehlt sich dieser Regelung eine Ammoniummaximalwertbegrenzung überzuordnen. Dabei wird die Belüftung bei Überschreitung des vorgebbaren Ammoniummaximalwert auf jeden Fall erhöht, die Ammoniummessung erfolgt im Entgasungsbecken (siehe Abbildung 6). Damit kann vor allem beim Auftreten von Stossbelastungen das aerobe Volumen rascher an die aktuelle Belastung angepasst werden.

Sauerstoffzufuhrregelung 2.Stufe-Regelstrategie2 : Ammoniumkonzentration im Entgasungsbecken als Führungsgröße

Bei dieser Regelstrategie wird die Belüftung erhöht, wenn im Entgasungsbecken (siehe Abbildung 6) ein vorgegebener Maximalwert der Ammoniumkonzentration überschritten wird. Das Zuschalten der Felder erfolgt wie bei der Regelstrategie1, der wesentliche Unterschied ist, dass bei dieser Strategie zwar

- der prozentscheidende Parameter Ammonium direkt gemessen wird

aber

- systembedingt eine nicht vernachlässigbare Zeitverzögerung zwischen der Änderung der Stellgröße (Sauerstoffzufuhr) und der Wirkung dieser Änderung auf die Führungsgröße (Ammoniumkonzentration) auftritt

Die Zeitverzögerung resultiert daraus, dass die Ammoniumkonzentration im Entgasungsbecken erst dann absinkt, wenn durch verstärkte Nitrifikation in den Umlaufbecken in diesen mehr Ammonium nitrifiziert wird. Die Erhöhung der Sauerstoffzufuhr kann aber, je nach Belastungszustand der Anlage, in einer Zone der vorgeschalteten Umlaufbecken erfolgen, die eine relativ weite Fließstrecke vom Entgasungsbecken entfernt ist. Die Zeitverzögerung rührt damit einerseits aus der hydraulischen Verzögerung und andererseits der Kinetik der Nitrifikation, da die Ammoniumkonzentration nicht sprunghaft durch die Erhöhung der Sauerstoffzufuhr abnimmt.

Je nach verwendeten Verfahren für die Ammoniummessung kann auch noch eine Messzeitverzögerung von etwa 10-15 Minuten auftreten. Bei schlechter Einstellung der Reglerparameter kann daher die Regelung zum Schwingen neigen, da einerseits die Wirkung der Erhöhung der Sauerstoffzufuhr nur verzögert wahrgenommen wird und damit andererseits die Sauerstoffzufuhr zu stark erhöht wird.

Es empfiehlt sich dieser Regelung eine Sauerstoffmaximalwertbegrenzung überzuordnen, um unsinnig hohe Sauerstoffkonzentrationen und damit Energieverschwendung zu vermeiden. Ist in allen belüftbaren Zonen der Umlaufbecken eine Sauerstoffkonzentration von etwa 2 mg/l erreicht, so wird die Nitrifikationsleistung durch weitere Erhöhung der Sauerstoffzufuhr nicht mehr weiter gesteigert.

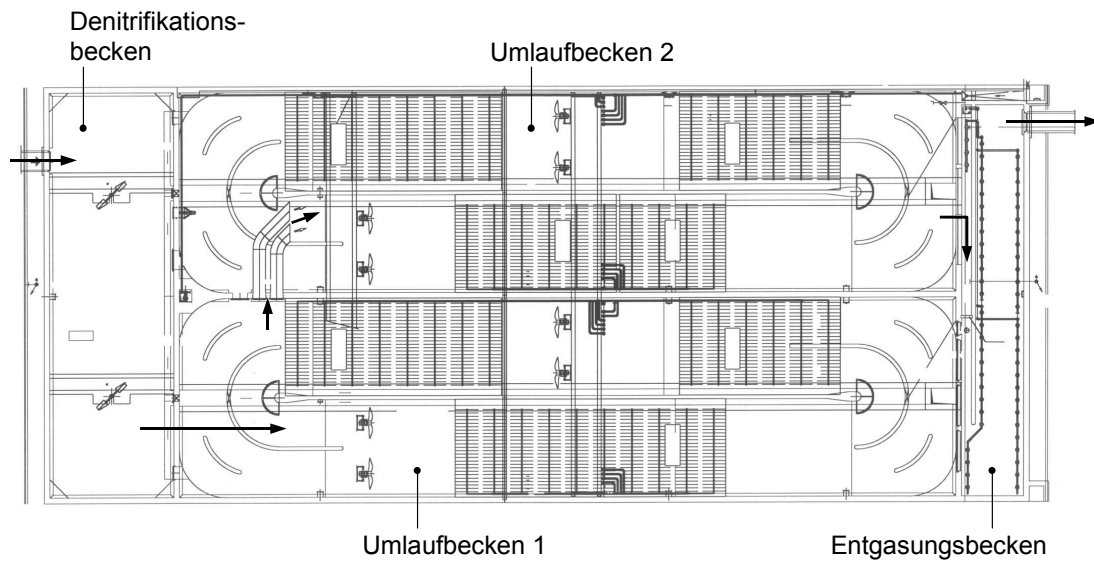


Abbildung 6: Belebungsbecken (1 von 15) der Ausbaustufe der Hauptkläranlage Wien, Pfeile zeigen den Fließweg des Wassers durch die einzelnen Belebungsbeckenteile

5.3.3 Vergleich der Regelstrategien für die Sauerstoffzufuhr in der zweiten Stufe

Im folgenden sollen die oben beschriebenen Charakteristika der in 5.3.2 beschriebenen Regelstrategien durch Ergebnisse der Simulation dokumentiert werden. Die Grundlage aller Simulationsergebnisse ist ein Trockenwetterlastfall bei einer Temperatur von 15 °C.

Betrieb mit der sauerstoffgeführten Regelung

Wie aus Abbildung 7 ersichtlich ist werden hervorragende Ablaufwerte erreicht, die mittlere $\text{NH}_x\text{-N}$ -Ablaukonzentration beträgt 0,16 mg/l, die mittlere $\text{NO}_x\text{-N}$ -Ablaukonzentration beträgt 2,8 mg/l. Der Maximalwert der $\text{NH}_x\text{-N}$ -Ablaukonzentration ist 0,22 mg/l.

Beispielhaft ist in Abbildung 8 die Sauerstoffzufuhr in das kontinuierlich belüftete Feld des Umlaufbeckens 1 (siehe Abbildung 6) dargestellt. Das Belüftungsfeld wird etwa mit 85 % seiner maximalen Beaufschlagung beschickt, die zeitliche Variation der Zufuhrmenge ist gering. Auch die Beschickung der anderen Felder ist ähnlich konstant, die aeroben Zonen werden nur durch Variation der den belüfteten Feldern zugeführten Luftmenge variiert, es werden keine Felder zu- oder weggeschaltet. Die Zufuhrmenge in das

kontinuierlich belüftete Feld ist mehr als doppelt so hoch wie die Einschaltsschwelle für ein zusätzliches Feld.

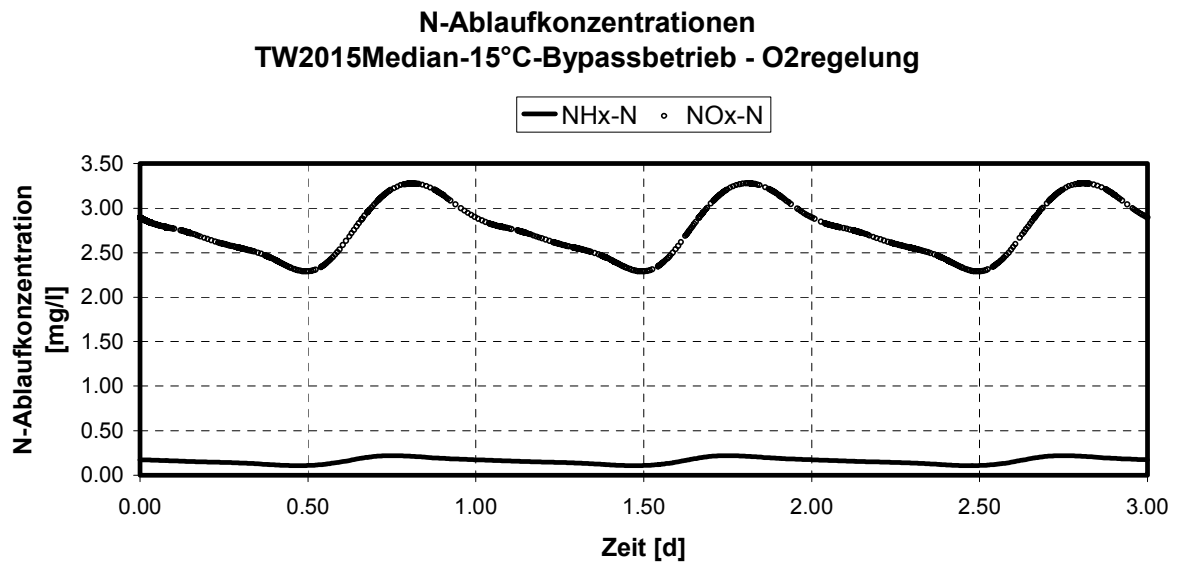


Abbildung 7: N-Ablaufkonzentrationen bei Bypassbetrieb, Trockenwetterfall, $T = 15\text{ }^{\circ}\text{C}$, sauerstoffgeführte Regelung

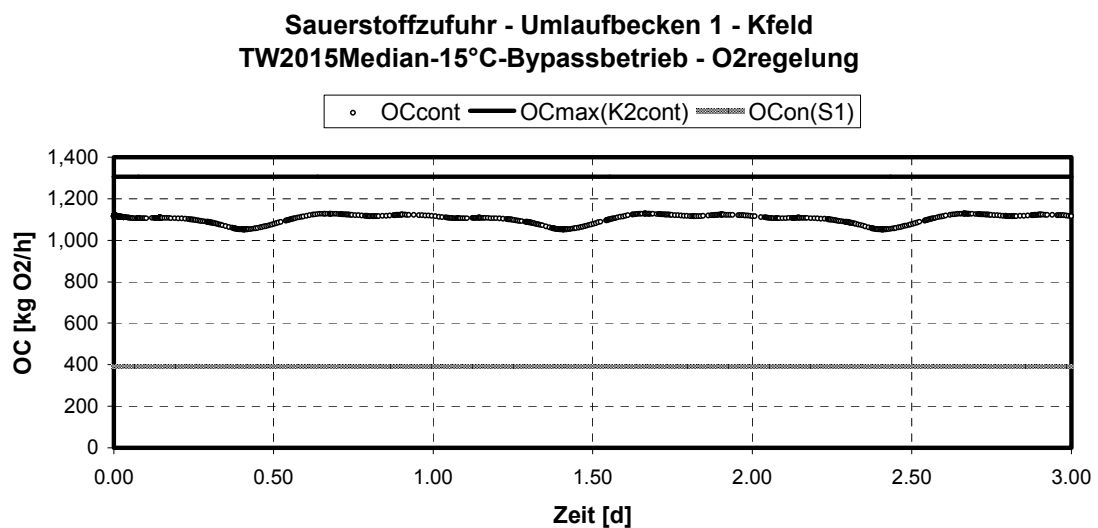


Abbildung 8: Gesamte Sauerstoffzufuhr in alle kontinuierlich belüftete Felder (Kfeld) des Umlaufbeckens1 (insgesamt gleiche 15 Becken) für Bypassbetrieb, Trockenwetterfall, $T = 15\text{ }^{\circ}\text{C}$, sauerstoffgeführte Regelung. $OC_{max}(K2cont)$ = max. Luftzufuhr Kfeld, $OCon(S1)$ = Zufuhrmenge in das Kfeld, bei dem ein weiteres Feld (in jedem Becken) eingeschaltet wird

In Abbildung 9 ist die Sauerstoffkonzentration in der konstant belüfteten Zone des Umlaufbeckens1 dargestellt, der Sollwert von 1.5 mg/l wird optimal eingehalten.

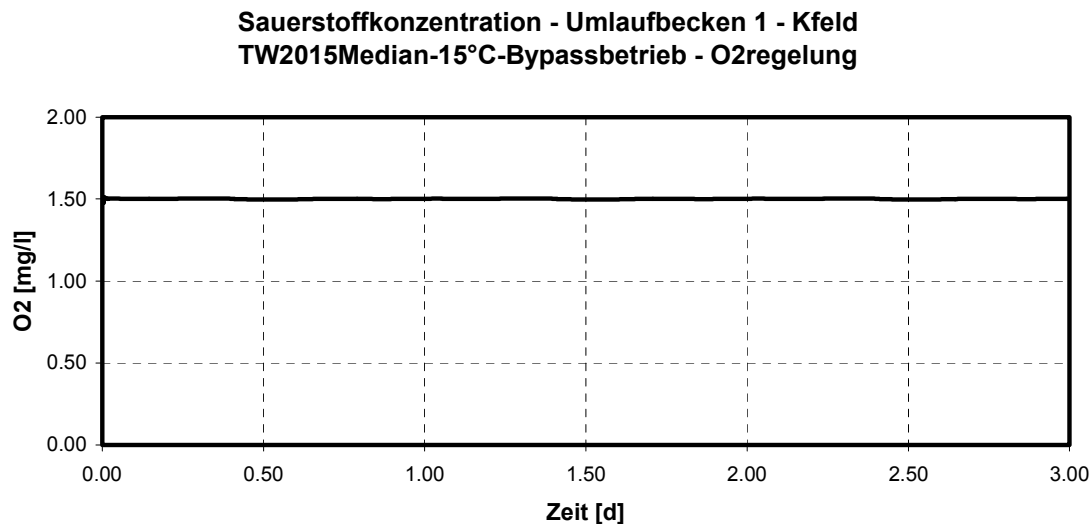


Abbildung 9: Sauerstoffkonzentration in kontinuierlich belüfteten Zone des Umlaufbeckens1 für Bypassbetrieb, Trockenwetterfall, $T = 15\text{ °C}$, sauerstoffgeführte Regelung

Betrieb mit der Regelung nach der Ammoniumkonzentration im Entgasungsbecken

Für diesen Betriebsfall wurden vollkommen gleiche Belastungs- und Temperaturverhältnisse angenommen, wie für den eben beschriebenen Fall. Auch die luftmengenabhängigen Einschaltsschwellen für die Belüftungsfelder wurden vollkommen unverändert übernommen.

Abbildung 10 zeigt die Ablaufwerte, die mittlere $\text{NH}_x\text{-N}$ -Ablaukonzentration beträgt 0,3 mg/l (= vorgegebener Sollwert), die mittlere $\text{NO}_x\text{-N}$ -Ablaukonzentration beträgt 2,3 mg/l.

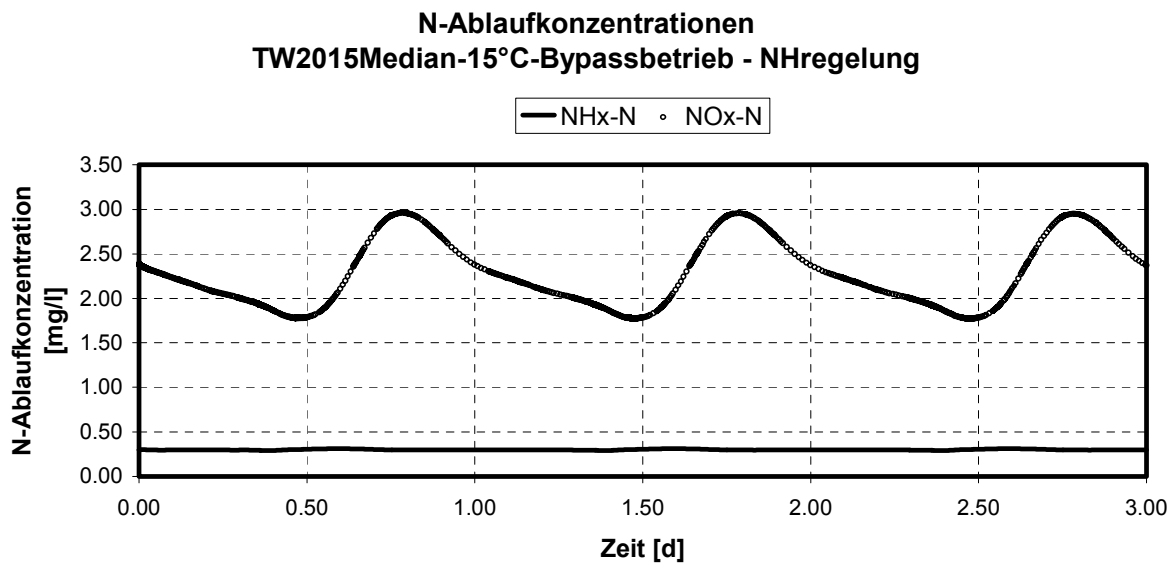


Abbildung 10: N-Ablaufkonzentrationen bei Bypassbetrieb, Trockenwetterfall, $T = 15\text{ °C}$, NHx-N-geführte Regelung

Anders als beim Betrieb mit der sauerstoffgeführten Regelung (vgl. Abbildung 8) zeigt die Luftzufuhrmenge (Abbildung 11) hier eine deutliche tageszeitliche Schwankung. Dies ist wie schon erwähnt durch die systembedingte Zeitverzögerung zwischen Stellwert- und Regelgrößenänderung verursacht. Für einige Zeitabschnitte wird das kontinuierlich belüftete Feld voll beaufschlagt, wie aus Abbildung 12 ersichtlich ist, sind dies gerade jene Perioden in denen der im Vergleichsfall der sauerstoffgeführten Regelung verwendete Sollwert von $c_{\text{O}_2, \text{SOLL}} = 1,5\text{ mg/l}$ überschritten wird. Dennoch war beim Betrieb mit der sauerstoffgeführten Regelung die maximal auftretende NHx-N-Ablaufkonzentration geringer. Mit der NHx-N-geführten Regelung stellt sich ein geringerer Nitratablaufwert ein, allerdings war auch die Sollwertvorgabe ($c_{\text{NHx-N, SOLL}} = 0,3\text{ mg/l}$) höher als der bei der anderen Regelstrategie maximal auftretende NHx-N-Ablaufwert ($c_{\text{NHx-N, MAX, O}_2\text{geführt}} = 0,22\text{ mg/l}$).

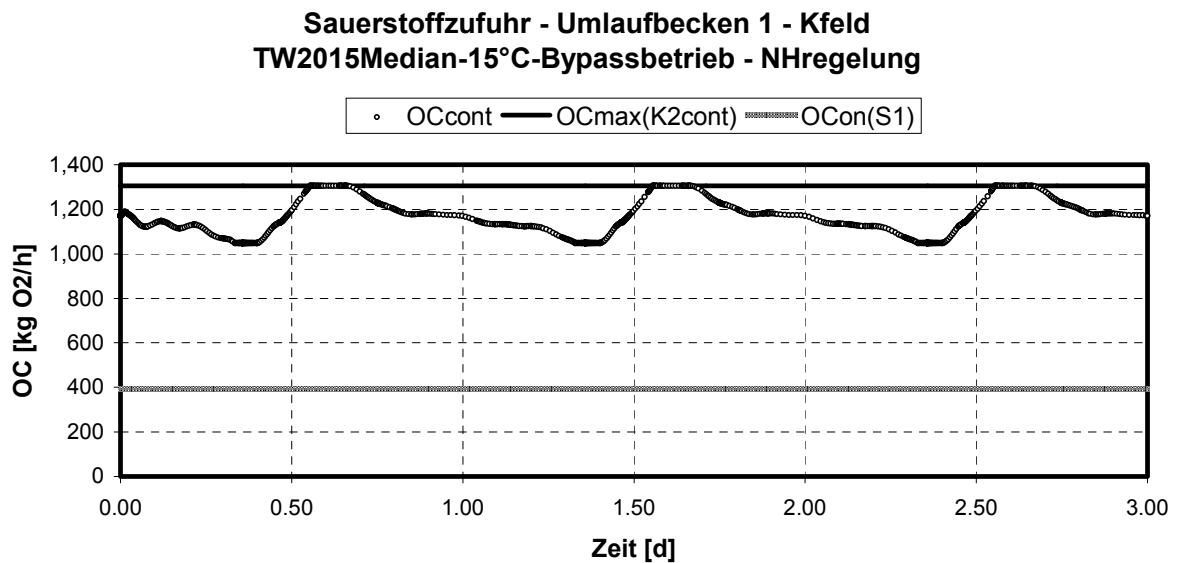


Abbildung 11: Gesamte Sauerstoffzufuhr in alle kontinuierlich belüftete Felder (Kfeld) des Umlaufbeckens1 (insgesamt gleiche 15 Becken) für Bypassbetrieb, Trockenwetterfall, $T = 15\text{ °C}$, $\text{NH}_x\text{-N}$ -geführte Regelung. $\text{OC}_{\text{max}}(\text{K2cont}) = \text{max. Luftzufuhr Kfeld}$, $\text{OCon}(\text{S1}) = \text{Zufuhrmenge in das Kfeld, bei dem ein weiteres Feld (in jedem Becken) eingeschaltet wird}$

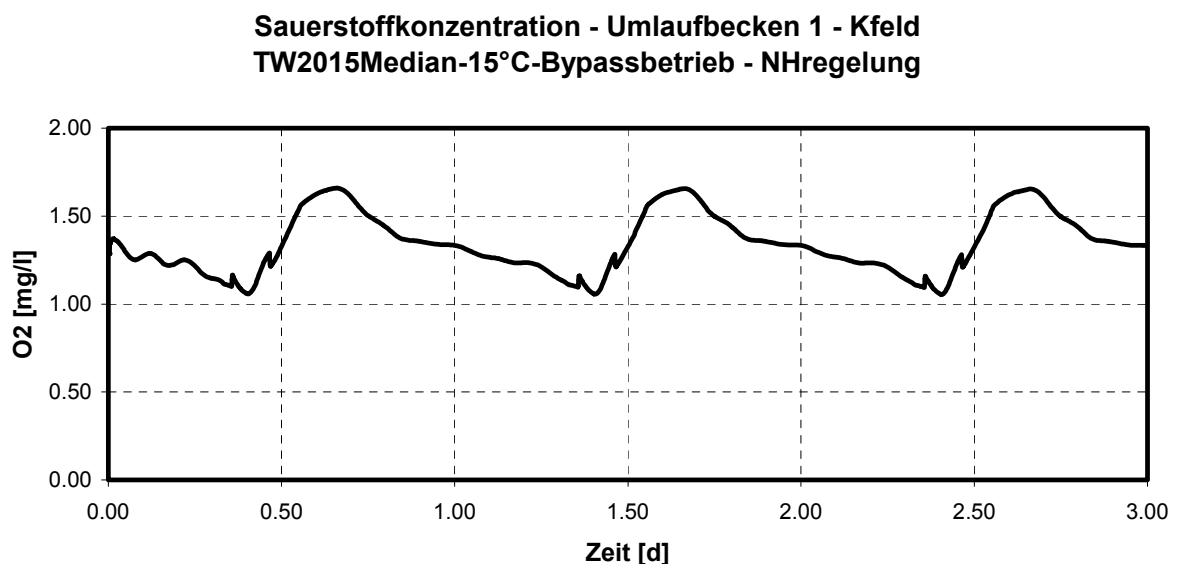


Abbildung 12: Sauerstoffkonzentration in kontinuierlich belüfteten Zone des Umlaufbeckens1 für Bypassbetrieb, Trockenwetterfall, $T = 15\text{ °C}$, $\text{NH}_x\text{-N}$ -geführte Regelung

6 Simulation typischer Betriebsfälle der erweiterten Hauptkläranlage Wien

6.1 Vorgabe des Schlammabtriebs aus der Zwischen- und Nachklärung

In den heute verwendeten Belebtschlammodellen werden die Schlammeigenschaften nur in sehr eingeschränktem Maße berücksichtigt. Dies ist damit begründet, dass eine mathematische Beschreibung des Absetzverhaltens des Belebtschlammes und vor allem die Beschreibung der Veränderung dieses Verhaltens derzeit noch als sehr schwierig anzusehen ist. Absetzbeckenmodelle, die eine Modellierung des Feststoffabtriebs ermöglichen, sind sehr komplex und verursachen daher einen extrem hohen Rechenaufwand. Außerdem beruht die Kalibrierung derartiger Modelle auf Größen, die messtechnisch nicht oder nur mit hohem Aufwand zugänglich sind, die gewonnenen Messwerte unterliegen großen Streuungen. Aufgrund der schon sehr hohen Komplexität des entwickelten Simulationsmodells der Großanlage war eine Integration eines derartig komplexen Absetzbeckenmodells nicht möglich.

Das für die Simulation der Hauptkläranlage Wien verwendete Absetzbeckenmodell erlaubt die Variation des Feststoffabtriebes aus der Zwischen- bzw. Nachklärung, der Wert muss jedoch auf Basis von Mess- oder Erfahrungswerten vorgegeben werden. Für den Schlammabtrieb aus der Zwischen- bzw. Nachklärung wurden für alle Simulationen die folgenden Werte vorgegeben:

Tabelle 2: Vorgabewerte für den Schlammabtrieb

	TSe, ZK [mg/l]	TSe, NK [mg/l]
Trockenwetterfall	40	10
Mischwasserfall	60	15

6.2 Trockenwetterfall – Median 2015, Temperatur = 15 °C

Dieser Fall beschreibt den Trockenwetterbetrieb der Anlage in der warmen Jahreszeit unter den mittleren Belastungsverhältnissen des Jahres 2015. Es wird sowohl der Bypass- als auch der Hybridbetrieb betrachtet. Der Lastfall dient zum Aufzeigen der unterschiedlichen Betriebsweise der beiden Verfahrensarten. Die folgende Tabelle 3 gibt die Belastungswerte dieses Lastfalles.

Tabelle 3: Belastungsdaten Trockenwetter- Median 2015

BSB5-Fracht	Nges-Fracht	Q, Mittelwert	Q, Maximalwert
[t/d]	[t/d]	[m ³ /d]	[m ³ /s]
160	27	585	8.1

Die folgenden Abbildungen zeigen den tageszeitlichen Verlauf der Konzentrationen, Wassermengen und Frachten für diesen Lastfall.

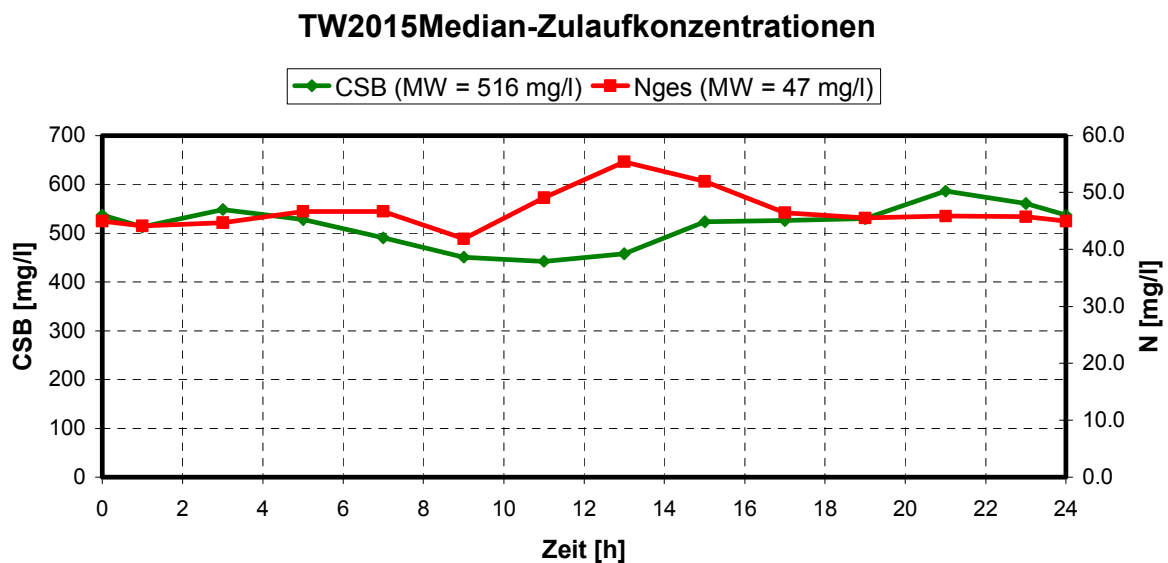


Abbildung 13: Trockenwetter Median 2015, Zulauftagesgang der Konzentrationen

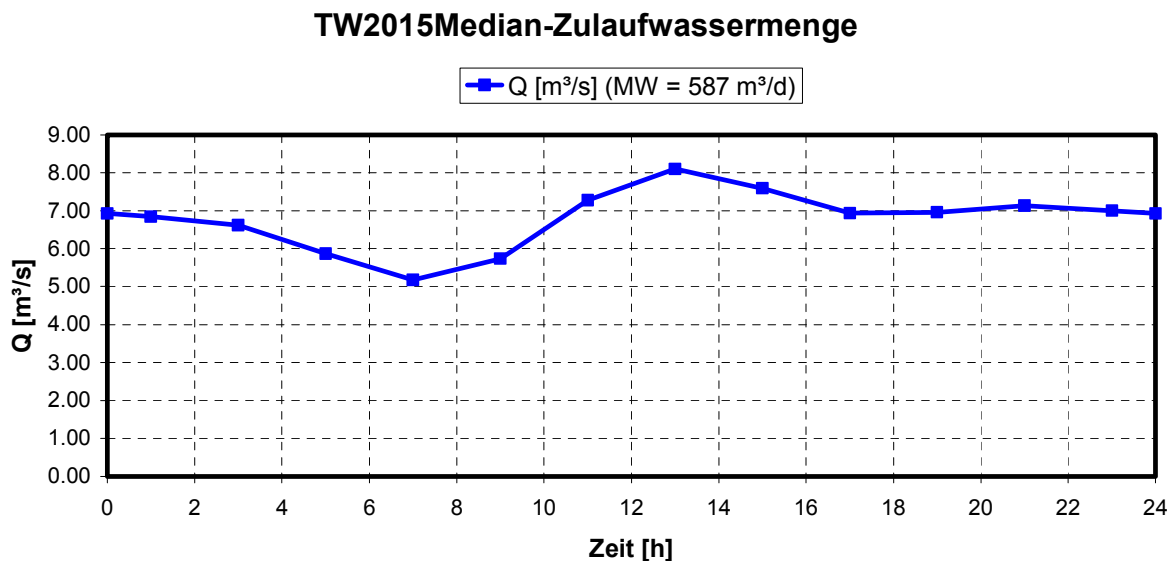


Abbildung 14: Trockenwetter Median 2015, Zulaufweg der Wassermenge

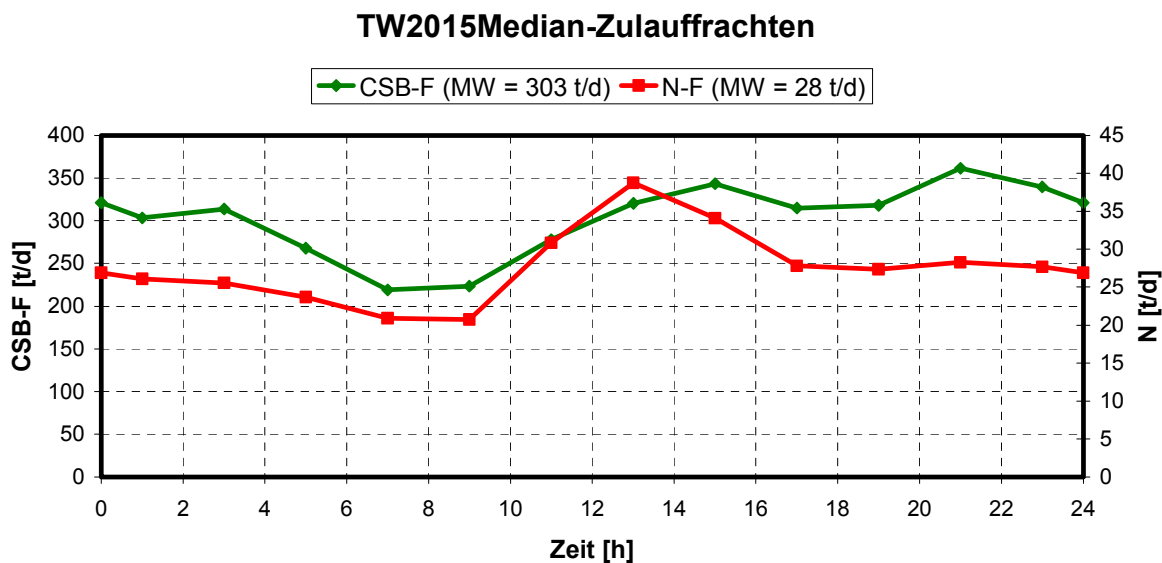


Abbildung 15: Trockenwetter Median 2015, Zulaufweg der Frachten

6.2.1 Bypassbetrieb - Trockenwetterfall – Median 2015, T = 15 °C

Die Bypassmenge wurde so festgelegt, dass sich ein Schlammalter von etwa acht Tagen in der zweiten Stufe einstellte, unter Einhaltung der durch die Bemessung vorgegebenen maximal zulässigen TS-Konzentrationen in den einzelnen Stufen.

Tabelle 1 fasst die wesentlichen Betriebsergebnisse der Simulation des Lastfalles Bypassbetrieb - Trockenwetter – Median 2015, $T = 15\text{ °C}$ zusammen. Die mittlere $\text{NH}_x\text{-N}$ -Ablaufkonzentration beträgt $c_{\text{NH}_x\text{-N,AB}}=0.16\text{ mg/l}$, die mittlere $\text{NO}_x\text{-N}$ -Ablaufkonzentration beträgt $c_{\text{NO}_x\text{-N,AB}}=2.8\text{ mg/l}$ (siehe auch Abbildung 20). Bezüglich der in der Simulation errechneten Stickstoffentfernung ist festzuhalten:

Wegen der erheblichen Unsicherheiten bei der analytischen Bestimmung des gelösten organischen Stickstoffs ist dieser nicht als Zustandsgröße im Belebtschlammmodell berücksichtigt. Der im Zulauf gemessene Gesamtstickstoff wird auf die Fraktionen Ammonium, Nitrat und an der partikulären CSB-Fraktion organisch gebundener Stickstoff aufgeteilt. Im Ablauf ist mit einer Konzentration an gelöstem organischen Stickstoff im Bereich von $c_{\text{Norg,gel,ab}} = 2\text{ - }4\text{ mg/l}$ zu rechnen, dieser angenommene Wert ist der in der Simulation berechneten Nges-Ablaufkonzentration zuzuschlagen. Die in der Simulation berechnete Stickstoffentfernung wird daher in der Regel etwas besser sein als im realen Betrieb erreichbare Entfernungsraten. Dies ist auch damit begründet, dass für die Simulation idealisierte Verhältnisse angesetzt wurden, wie z.B. eine fixe Zulauffraktionierung und ein täglich unveränderter Belastungsverlauf.

Tabelle 4: Betriebsergebnisse – Simulation des Bypassbetriebs für TW-Median 2015 (15 °C)

Betriebswert		Stufe 1	Stufe 2
Schlammalter	[d]	0,7	7,6
TS_{BB}	[kg/m^3]	2,5	2,4
OC	[kg/h]	1.171	4.760
Überschussschlammabzug	[$\text{t}_{\text{TS}}/\text{d}$]	114,5	44,4
Gesamte Stickstoffentfernung	[%]	(86)	

Die folgenden Abbildungen (Abbildung 16 und Abbildung 17) zeigen die CSB-Frachten der den einzelnen Stufen zu- und abfließenden Teilströme im Bypassbetrieb. Im Vergleich mit den analogen Abbildungen für den Hybridbetrieb (Abbildung 21 und Abbildung 22) fällt vorerst auf, dass die abfließende Fracht in beiden Betriebsweisen gleich ist. Im Bypassbetrieb ist die

der ersten Stufe zufließende Gesamt-CSB-Fracht deutlich geringer, die CSB-Entfernung in der ersten Stufe ist in beiden Betriebsfällen ähnlich. Im Hybridbetrieb wird in der ersten Stufe anteilig mehr CSB durch den Überschussschlammabzug entfernt als im Bypassbetrieb, daher ist auch im Bypassbetrieb die Sauerstoffzufuhr in der ersten Stufe höher als im Hybridbetrieb. Die der zweiten Stufe zufließende Gesamt-CSB-Fracht ist im Bypassbetrieb größer als im Hybridbetrieb, wodurch auch das Schlammalter geringer wird. Im dargestellten Fall könnte das Schlammalter der zweiten Stufe im Bypassbetrieb durch Verminderung des Überschussschlammabzuges der zweiten Stufe noch vergrößert werden, da die durch die Bemessung vorgegebene maximal zulässige TS-Konzentration (3 g/l) in der zweiten Stufe noch nicht erreicht ist.

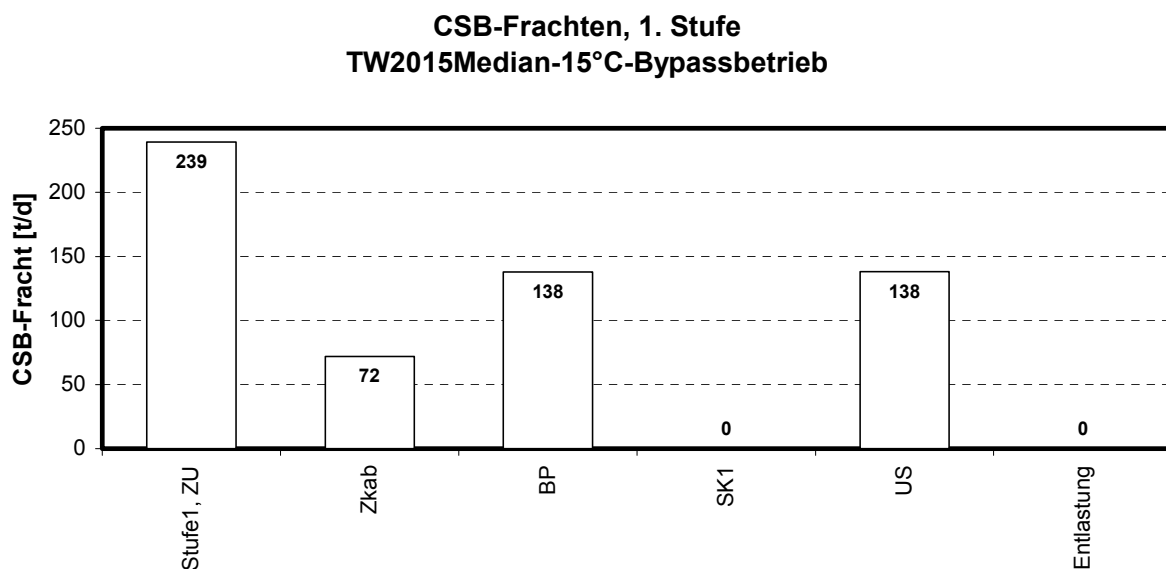


Abbildung 16: CSB-Frachten, Stufe 1-Bypassbetrieb - TW – Median 2015(15 °C).
ZKab = Ablauf-Zwischenklärung, BP = Bypass, SK1 = Schlammkreislauf1,
US = Überschussschlamm der 1. Stufe

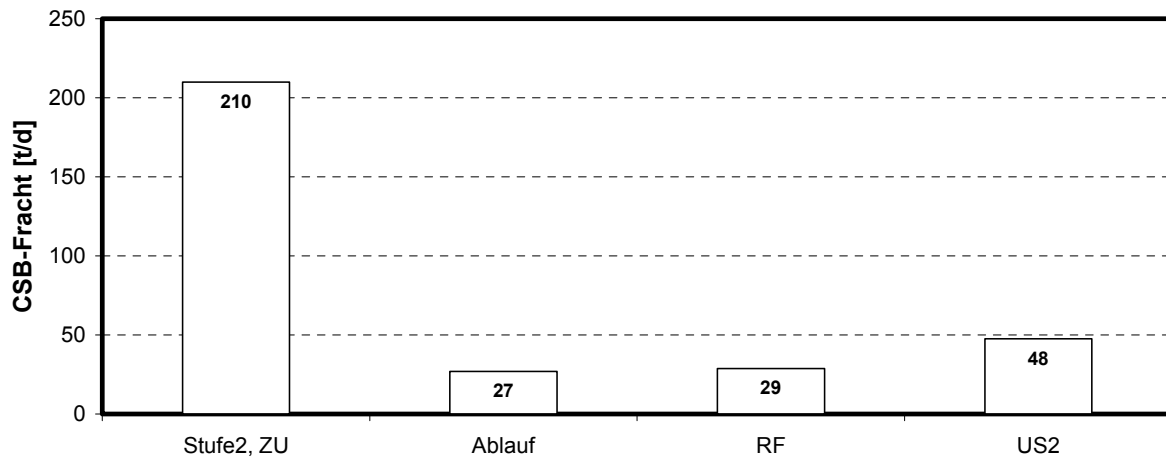
**CSB-Frachten, 2. Stufe
TW2015Median-15°C-Bypassbetrieb**

Abbildung 17: CSB-Frachten, Stufe 2-Bypassbetrieb - TW – Median 2015(15 °C).
RF = Rückführung, US2 = Überschussschlamm der 2. Stufe

In den folgenden Abbildungen (Abbildung 18 und Abbildung 19) sind die N-Frachten der den einzelnen Stufen zu- und abfließenden Teilströme im Bypassbetrieb dargestellt. Im Vergleich mit den analogen Abbildungen für den Hybridbetrieb (Abbildung 23 und Abbildung 24) fällt zunächst auf, dass in beiden Betriebsweisen eine ausgezeichnete Stickstoffentfernung erreicht wird, mit leichten Vorteilen für den Bypassbetrieb. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass die Rückführwassermenge im Bypassbetrieb höher ist und daher auch fast die doppelte Stickstofffracht als im Hybridbetrieb in die erste Stufe zurück gefördert werden kann.

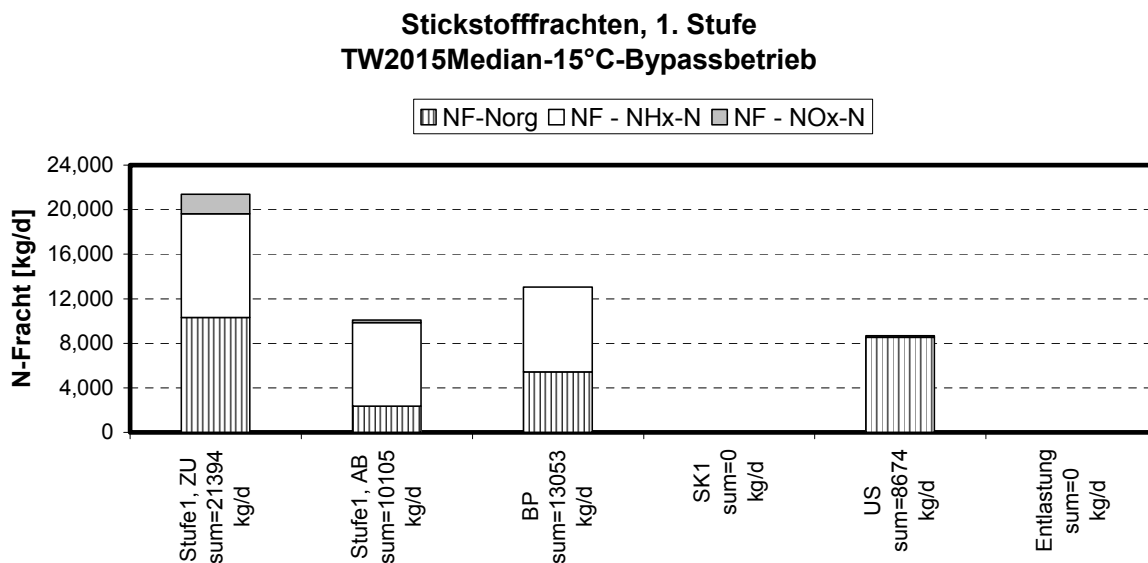


Abbildung 18: N-Frachten, Stufe 1-Bypassbetrieb - TW – Median 2015(15 °C).
 ZKab = Ablauf-Zwischenklärung, BP = Bypass, SK1 = Schlammkreislauf1,
 US = Überschussschlamm der 1. Stufe

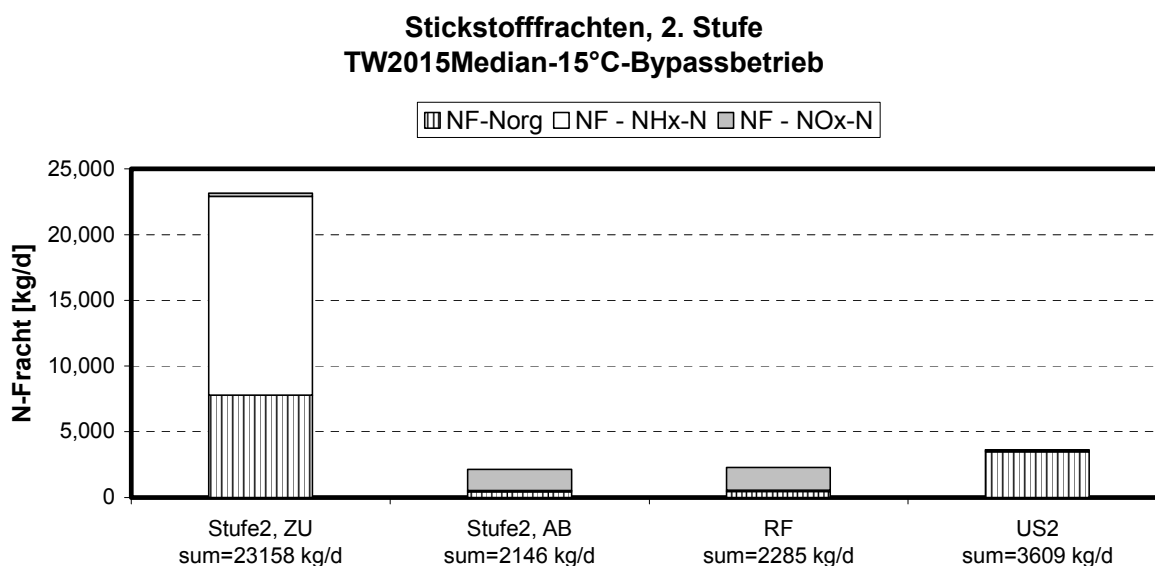


Abbildung 19: N-Frachten, Stufe 2-Bypassbetrieb - TW – Median 2015(15 °C).
 RF = Rückführung, US2 = Überschussschlamm der 2. Stufe

Die folgende Abbildung zeigt die N-Ablaufkonzentrationen für den TW-Median 2015(15 °C)-Fall im Bypassbetrieb.

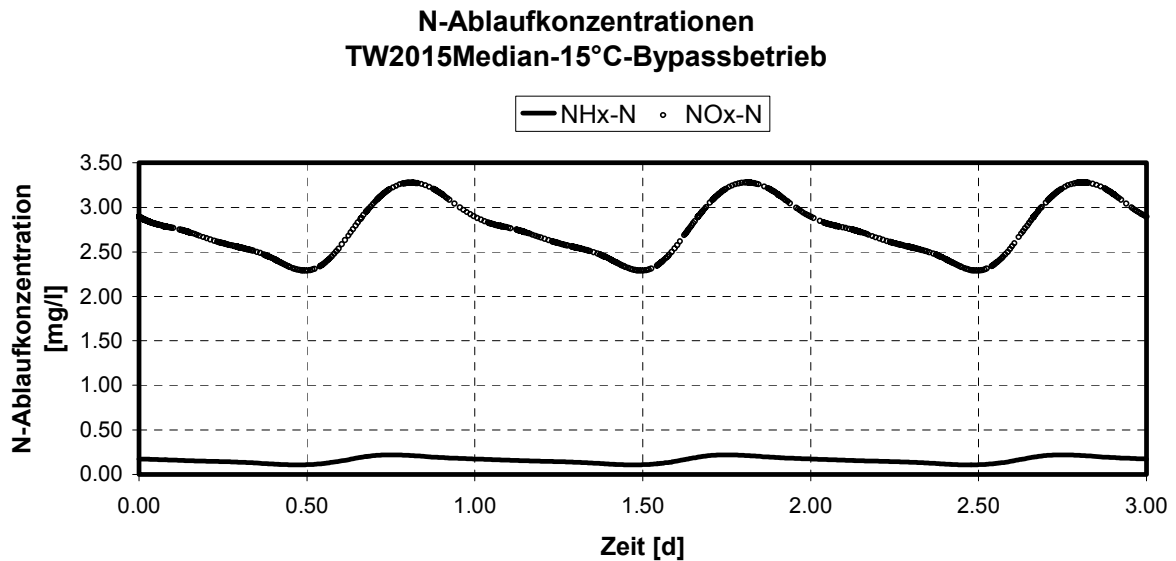


Abbildung 20: N-Ablaufkonzentrationen Stufe 2-Bypassbetrieb - TW – Median 2015(15 °C)

6.2.2 Hybridbetrieb - Trockenwetterfall – Median 2015, T = 15 °C

Hier wurde der Schlammkreislauf so eingestellt, dass sich wie im Bypassbetrieb ein Schlammalter von etwa acht Tagen in der zweiten Stufe einstellt. Die in den beiden Stufen eingestellten TS-Konzentrationen sind etwas höher, die Sauerstoffzufuhr etwas geringer als im Bypassbetrieb.

Tabelle 5: Betriebsergebnisse – Simulation des Hybridbetriebs für TW - Median 2015(15 °C)

Betriebswert		Stufe 1	Stufe 2
Schlammalter	[d]	0,5	8,5
TS _{BB}	[kg/m ³]	2,6	2,7
OC	[kg/h]	900	4.264
Überschussschlammabzug	[t _{TS} /d]	132,2	47,5
Gesamte Stickstoffentfernung	[%]	(85)	

Die folgenden Abbildungen zeigen die CSB- und N-Frachten für den TW-Median 2015(15 °C)-Fall in Hybridbetrieb. Auch in diesem Betriebsfall besteht

noch ein gewisses Optimierungspotential, durch Variation von Schlammkreislauf1 und Schlammkreislauf2 das Schlammalter in der zweiten Stufe etwas zu senken und damit die Stickstoffentfernung insgesamt zu verbessern.

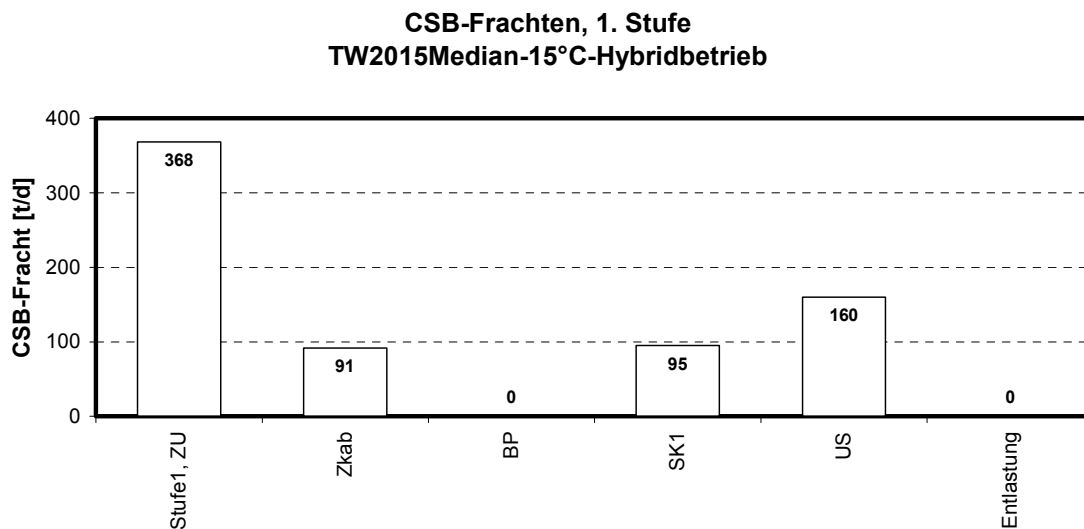


Abbildung 21: CSB-Frachten, Stufe 1-Hybridbetrieb - TW – Median 2015(15 °C).
 ZKab = Ablauf-Zwischenklärung, BP = Bypass, SK1 = Schlammkreislauf1,
 US = Überschussschlamm der 1. Stufe

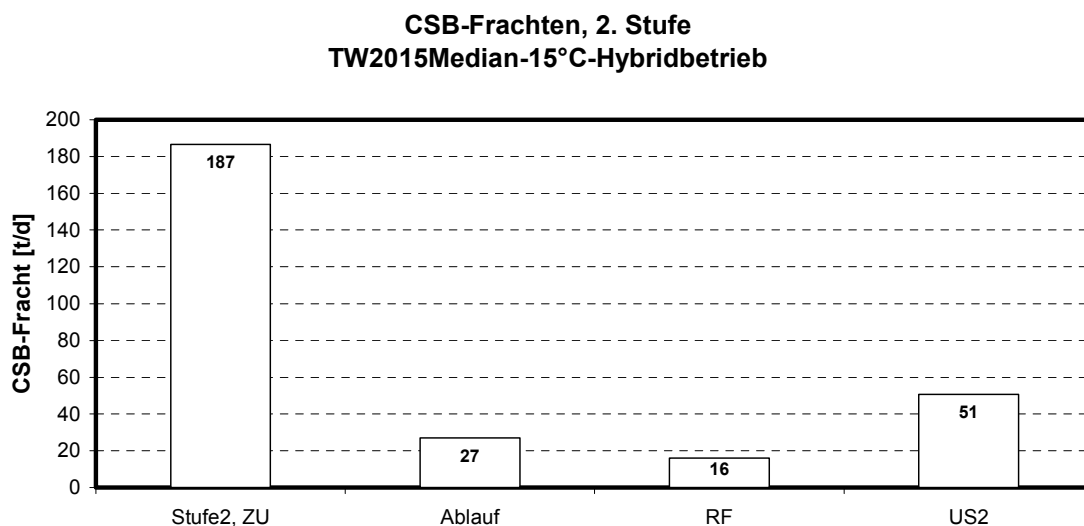


Abbildung 22: CSB-Frachten, Stufe 2-Hybridbetrieb - TW – Median 2015(15 °C).
 RF = Rückführung, US2 = Überschussschlamm der 2. Stufe

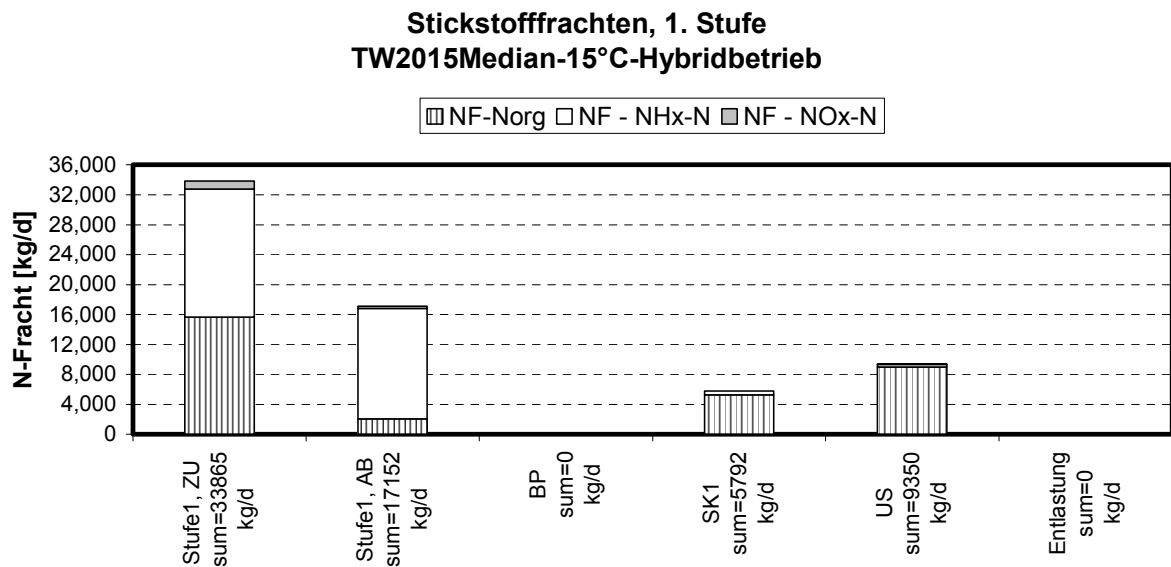


Abbildung 23: N-Frachten, Stufe 1-Hybridbetrieb - TW – Median 2015(15 °C).
ZKab = Ablauf-Zwischenklärung, BP = Bypass, SK1 = Schlammkreislauf1,
US = Überschussschlamm der 1. Stufe

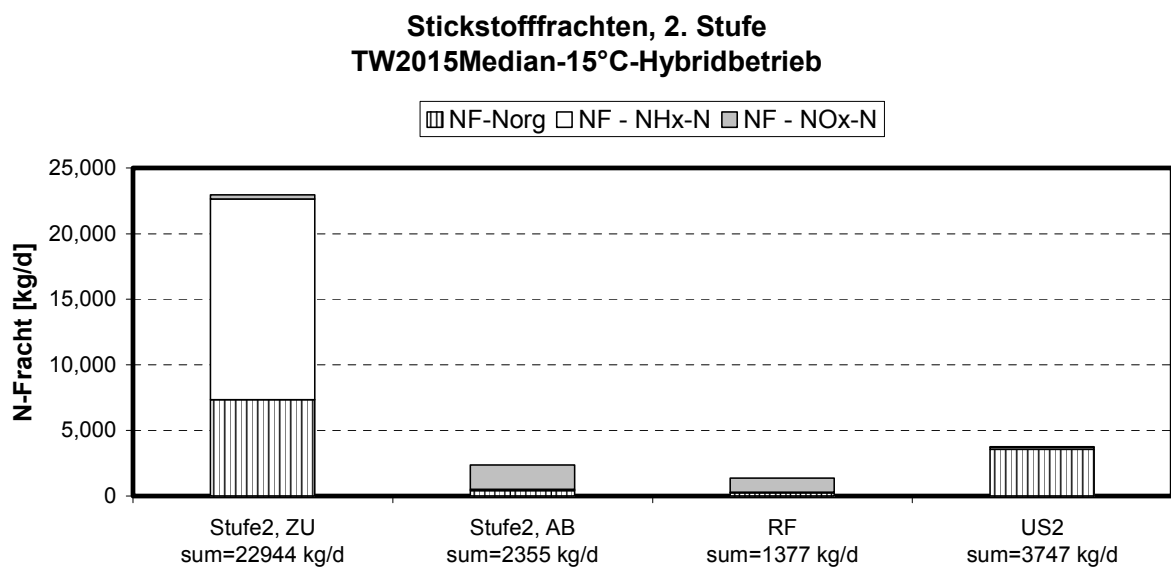


Abbildung 24: N-Frachten, Stufe 2-Hybridbetrieb - TW – Median 2015(15 °C).
RF = Rückführung, US2 = Überschussschlamm der 2. Stufe

Abbildung 25 zeigt die N-Ablaufkonzentrationen für den TW-Median 2015 (15 °C)-Fall im Bypassbetrieb.

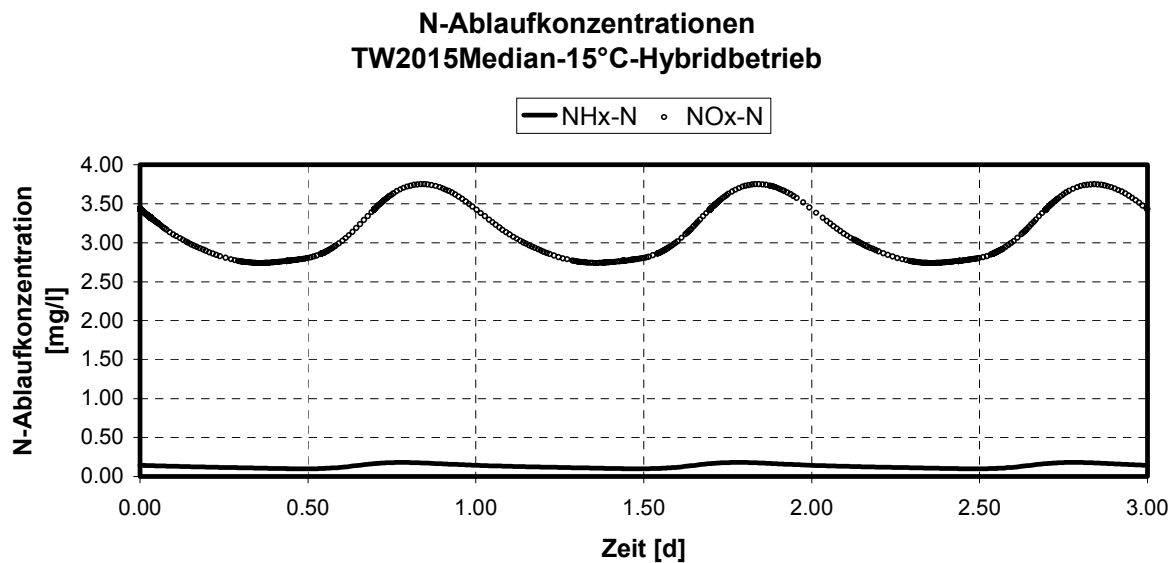


Abbildung 25: N-Ablaufkonzentrationen Stufe 2-Hybridbetrieb - TW – Median 2015(15 °C)

6.2.3 Bypassbetrieb mit Revision 1 Linie-1.Stufe. Belastung: Trockenwetterfall-Median 2015, $T = 15\text{ °C}$

Der folgende Betriebsfall beschreibt den Anlagenzustand bei der Revision einer Linie der ersten Stufe, es steht dann in der ersten Stufe nur das halbe Belebungsbecken- und Zwischenklärsvolumen zur Verfügung.

Durch Erhöhung der Bypassmenge wird die in die erste Stufe gelangende Zulauffracht vermindert, damit gleichzeitig die Belastung der zweiten Stufe erhöht. Tabelle 6 fasst die wesentlichen Betriebsergebnisse für diesen Fall zusammen. Die mittlere $\text{NH}_x\text{-N}$ -Ablaufkonzentration beträgt $c_{\text{NH}_x\text{-N,AB}}=0.6\text{ mg/l}$, die mittlere $\text{NO}_x\text{-N}$ -Ablaufkonzentration beträgt $c_{\text{NO}_x\text{-N,AB}}=1.9\text{ mg/l}$ (siehe auch Abbildung 30).

Tabelle 6: Betriebsergebnisse – Simulation des Bypassbetrieb mit Revision 1 Linie-1.Stufe für TW-Median 2015 (15 °C)

Betriebswert		Stufe 1	Stufe 2
Schlammalter	[d]	0,5	6,3
TS_{BB}	[kg/m ³]	2,2	2,4
OC	[kg/h]	460	5.066
Überschussschlammabzug	[t _{RS} /d]	84	59
Gesamte Stickstoffentfernung	[%]	(87)	

Im Vergleich zum Normalbetrieb (Tabelle 4) fällt zunächst auf, dass die Anlage im Revisionsfall mit einem deutlich geringeren Schlammalter in der zweiten Stufe betrieben werden muss (6.3 d statt 7.6 d), die TS-Konzentration in der zweiten Stufe blieb jedoch unverändert. Der Überschussschlammabzug in der ersten Stufe wurde, bezogen auf eine Anlagenhälfte, um 47 % gesteigert. Der Sauerstoffverbrauch in der ersten Stufe ist, bezogen auf eine Anlagenhälfte, um 20 % geringer als im Normalbetrieb. Dabei muss beachtet werden, dass auch die TS-Konzentration in der ersten Stufe im selben Ausmaß reduziert wurde. Im Revisionsfall wird 87% vom in der ersten Stufe entfernten CSB mit dem Überschussschlamm abgezogen, im Normalbetrieb nur 83%. Der Überschussschlammabzug aus der zweiten Stufe ist im Revisionsfall um 7% höher als im Normalbetrieb. Im Normalbetrieb wird der gesamte Überschussschlamm der zweiten Stufe über den Schlammkreislauf² in die erste Stufe zurückgeführt, im Revisionsfall werden 62% des abgezogenen Überschussschlammes direkt in die Schlammeindicker gefahren und nur 38% in die erste Stufe zurückgeführt. Die emittierte CSB-Fracht ist im Revisions- und Normalbetrieb gleich groß. Die folgenden Abbildungen (Abbildung 26 und Abbildung 27) zeigen die CSB-Frachten der den einzelnen Stufen zu- und abfließenden Teilströme im Bypassbetrieb mit Revision einer Linie der ersten Stufe.

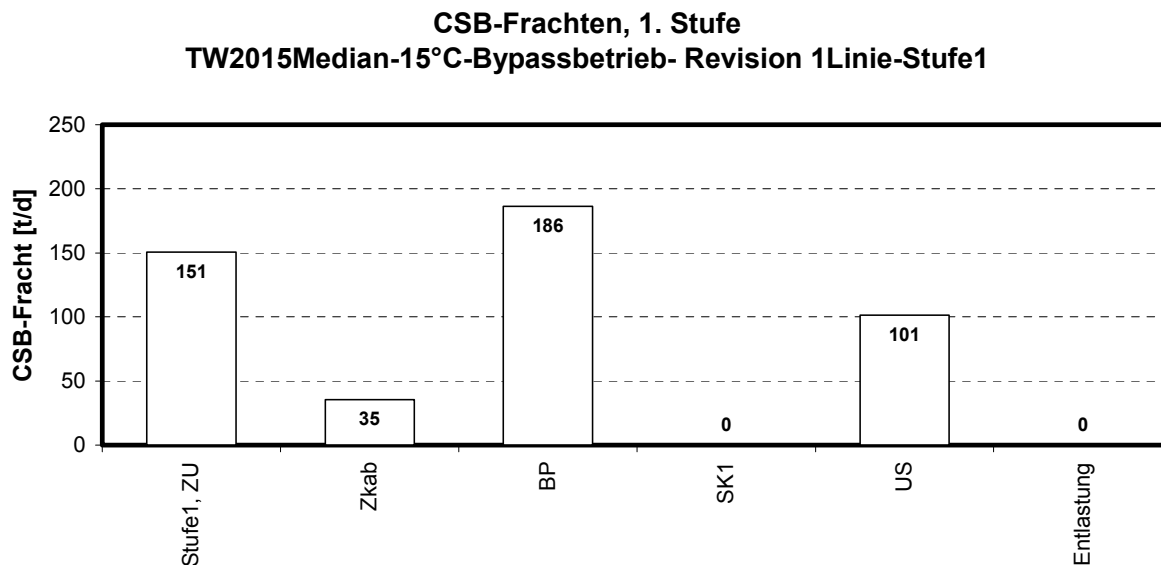


Abbildung 26: CSB-Frachten der Stufe1 in Bypassbetrieb-Revision 1Linie Stufe1. Belastung: TW – Median 2015(15 °C). ZKab = Ablauf-Zwischenklärung, BP = Bypass, SK1 = Schlammkreislauf1, US = Überschussschlamm der 1. Stufe

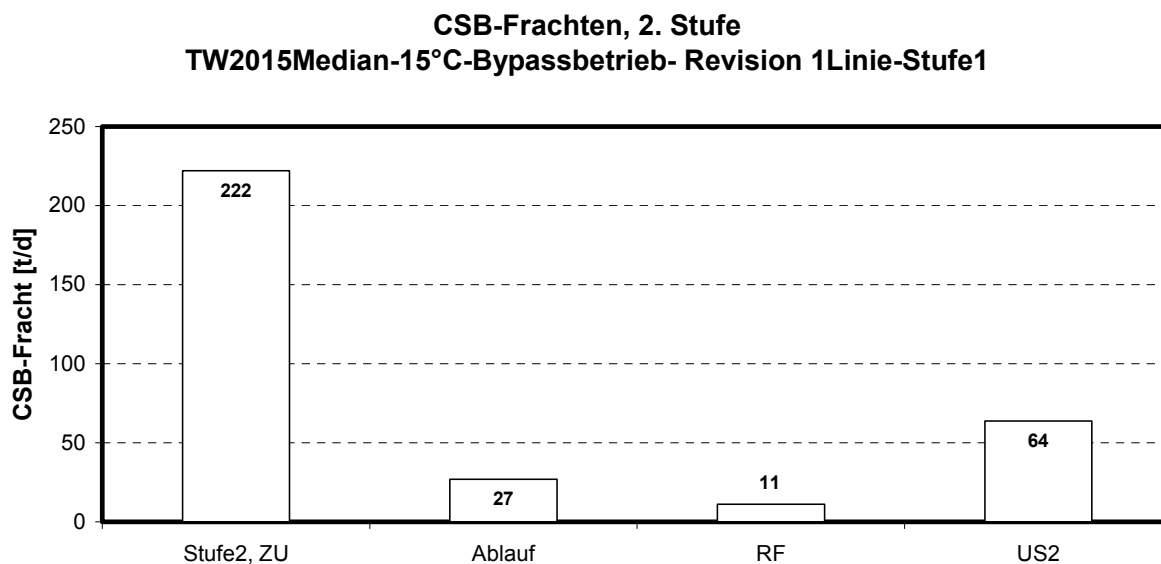


Abbildung 27: CSB-Frachten der Stufe2 in Bypassbetrieb-Revision 1Linie Stufe1. Belastung: TW – Median 2015(15 °C). RF = Rückführung, US2 = Überschussschlamm der 2. Stufe

Im Vergleich zum Normalbetrieb erscheint es zunächst als verwirrend, dass im Revisionsfall eine bessere Stickstoffentfernung erreicht wurde. Dies ist damit begründet, dass aufgrund des im Revisionsfall verkürzten Schlammalters weniger nitrifiziert wird, wodurch sich die Ammoniumablafracht mehr als verdreifacht, wegen der höheren organischen Belastung der zweiten Stufe die Denitrifikation aber effektiver ist, wodurch die Nitratablafracht nur mehr 67% des Normalbetriebes beträgt.

Die mit der Rückführung in die erste Stufe zurückgeführte Stickstofffracht ist - bezogen auf die gesamte der ersten Stufe zufließende Stickstofffracht - in beiden Betriebsfällen etwa gleich groß. Bezogen auf die emittierte Stickstofffracht ist sie jedoch im Revisionsfall (41 %) deutlich geringer als im Normalbetrieb (106 %).

Die folgenden Abbildungen (Abbildung 28 und Abbildung 29) zeigen die N-Frachten der den einzelnen Stufen zu- und abfließenden Teilströme im Bypassbetrieb mit Revision einer Linie der ersten Stufe.

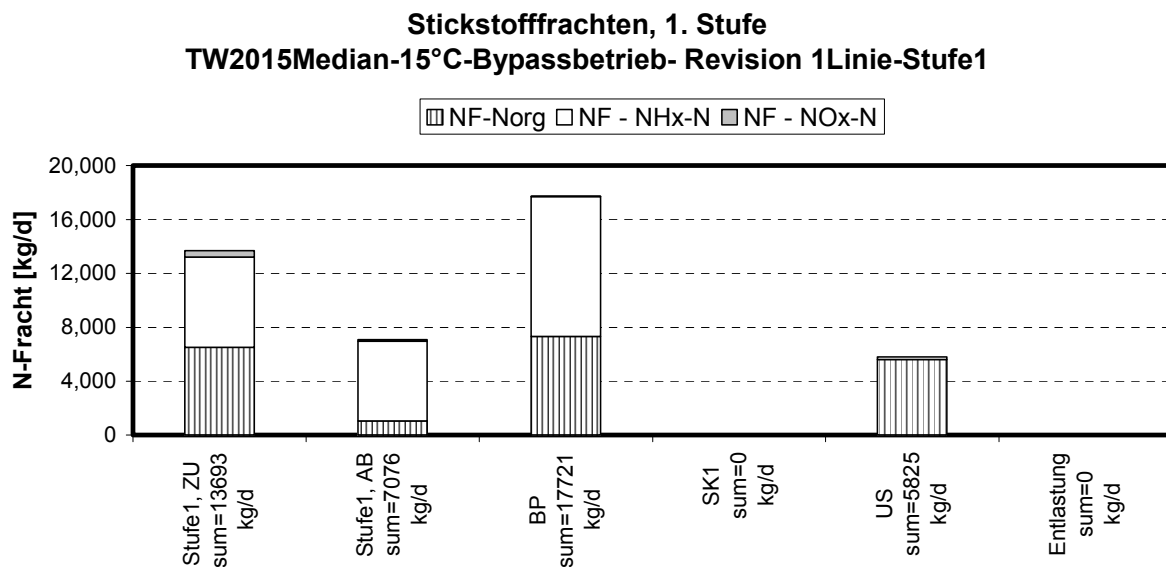


Abbildung 28: N-Frachten der Stufe1 in Bypassbetrieb-Revision 1Linie Stufe1. Belastung: TW – Median 2015(15 °C). ZKab = Ablauf-Zwischenklärung, BP = Bypass, SK1 = Schlammkreislauf1, US = Überschussschlamm der 1. Stufe

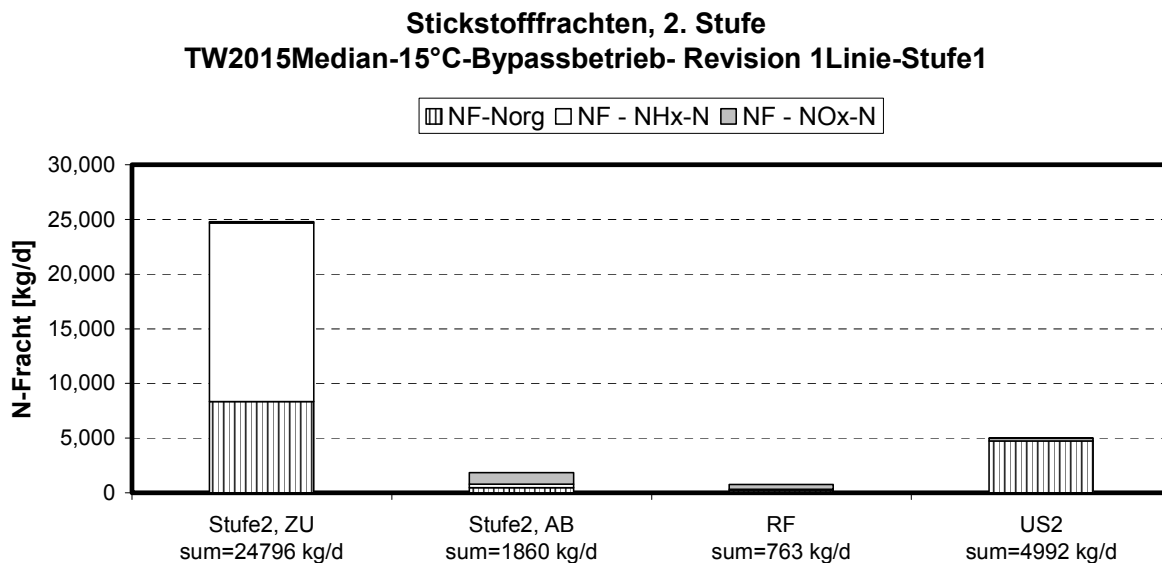


Abbildung 29: N-Frachten der Stufe2 in Bypassbetrieb-Revision 1Linie Stufe1. Belastung: TW – Median 2015(15 °C). RF = Rückführung, US2 = Überschussschlamm der 2. Stufe

Die folgende Abbildung 30 zeigt die N-Ablaufkonzentrationen für den TW-Median 2015(15 °C)-Fall im Bypassbetrieb mit Revision einer Linie der ersten Stufe.

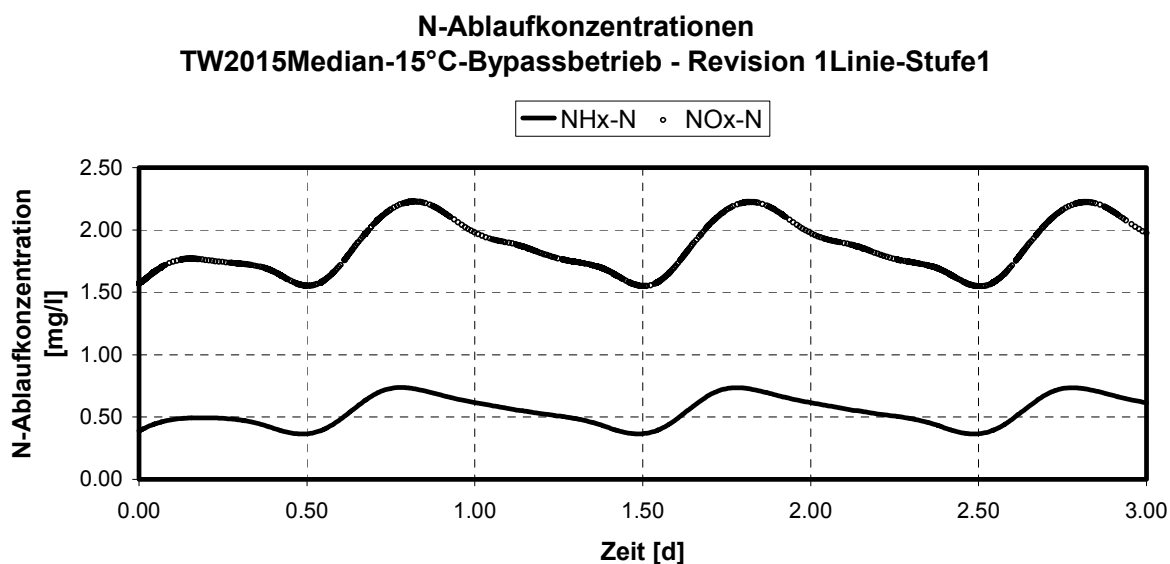


Abbildung 30: N-Ablaufkonzentrationen in Bypassbetrieb-Revision 1Linie Stufe1. Belastung: TW-Median 2015(15 °C)

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass durch Variation der Bypassmenge die Belastung zwischen den einzelnen Stufen so verschoben werden kann, dass die Revision einer Linie der ersten Stufe unter günstigen Verhältnissen (Trockenwetter, $T = 15\text{ °C}$) sich nicht negativ auf das Reinigungsergebnis der Gesamtanlage auswirkt. Durch die gewählten Einstellungen im gezeigten Fall ergibt sich sogar eine Verbesserung der Stickstoffentfernung, dies jedoch zu Lasten einer Verdreifachung der Ammoniumablauffracht und einer deutlichen Verkürzung des Schlammalters der zweiten Stufe, was eine höhere Empfindlichkeit gegenüber Stoßbelastungen bedeutet.

7 Gewinn zusätzlicher Betriebsinformation aus der Simulation

Mit Hilfe des Simulationsmodelles werden Informationen über den Anlagenzustand zugänglich, die nicht direkt als Betriebsdaten vorliegen. Zum Beispiel wird im Simulationsmodell die aktuelle Konzentration an Nitrifikanten im System berechnet, dies ist messtechnisch nur durch Messung der Stickstoffmaximalatmung möglich. Für die im Abschnitt 6.2.1 bzw. Abschnitt 6.2.3 beschriebene Simulation des Bypassbetriebs ohne und mit Revision der ersten Stufe wurden folgende Werte errechnet:

Tabelle 7: Simulationsergebnisse der zweiten Stufe, Vergleich Normal- und Revisionsfall
(siehe Abschnitte 6.2.1 und 6.2.3)

		Normalbetrieb	Revisionsfall
Nitrifikantenkonzentration	[mg_{CSB}/l]	106	98
CSB-Zulauffracht	[t/d]	210	222
NH_x-N-Zulauffracht	[kg/d]	15.119	16.327
Sauerstoffzufuhr	[kgO₂/h]	4.760	5.006
Schlammalter	[d]	7,6	6,3

Obwohl im Revisionsfall die zweiten Stufe mit einer höheren Ammoniumfracht belastet wird und auch die Sauerstoffzufuhr höher ist, kann sich im System wegen des geringeren Schlammalters nur eine um 8% geringere

Nitrifikantenpopulation ausbilden. Das bedeutet, wie schon erwähnt, auch eine höhere Empfindlichkeit gegen Stossbelastungen.

Die Sauerstoffzufuhr ist im Revisionsfall um 5% höher, dennoch ist die mittlere Sauerstoffkonzentration in den Umlaufbecken aufgrund der höheren Atmung niedriger als im Normalbetrieb. Dies wird beispielhaft in Abbildung 31 dargestellt. Das zweite Umlaufbecken wurde im Simulationsmodell durch eine Kette von 10 Rührkesseln modelliert. Die Abbildung 31 zeigt das Längsprofil durch diese 10 Rührkessel, dargestellt ist die mittlere Sauerstoffkonzentration in jedem Rührkessel.

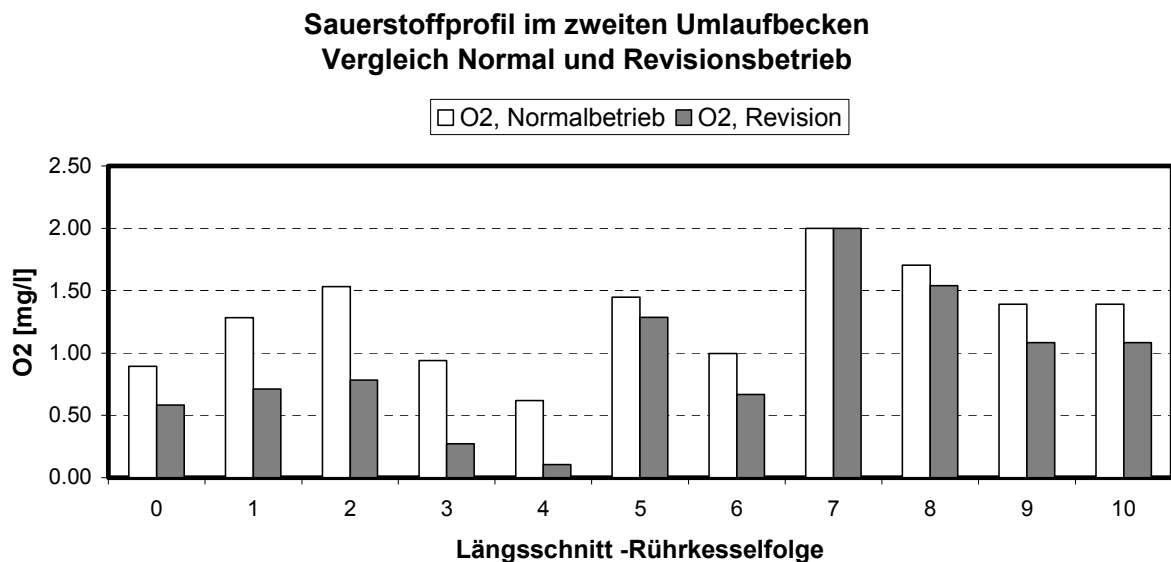


Abbildung 31: Vergleich der Sauerstoffprofils im zweiten Umlaufbecken im Normal- und Revisionsbetrieb Revisionsfall (siehe Abschnitte 6.2.1 und 6.2.3). Dargestellt sind die mittleren Sauerstoffkonzentrationen in den einzelnen Rührkesseln

In beiden Betriebsfällen wird im kontinuierlich belüfteten Feld (Kessel 8) der geforderte Sauerstoffsollwert von $c_{O_2,SO\ddot{L}L} = 2 \text{ mg/l}$ eingehalten, die insgesamt geringe Sauerstoffkonzentration im Revisionsfall führt zu den, im Vergleich zum Normalbetrieb, erhöhten Ammonium- und geringeren Nitratlaufwerten.

8 Zusammenfassung

Um bei dem für die HKA-Wien gewählten Ausbaukonzept die Einhaltung der Emissionsverordnung zu gewährleisten wurden Möglichkeiten zur Beschickung der 2.Stufe mit vorgeklärtem Abwasser (Bypassverfahren) oder alternativ mit hochbelastetem Schlamm der 1.Stufe (Hybridverfahren) vorgesehen. Zusätzlich wird nitrathaltiger Ablauf in die 1.Stufe zurückgeführt. Die jeweiligen Einstellungen der Mengenströme und die Sauerstoffzufuhrregelung beeinflussen sich gegenseitig in hohem Maße. Die Beurteilung von Änderungen der Einstellungen im Betrieb ist sehr schwierig, weil messtechnisch erfassbare Prozessparameter eher kurzfristige Veränderungen anzeigen, langfristige Auswirkungen, z.B. eine kritische Reduktion des Schlammalters, nicht durch kontinuierliche Messungen erfassbar sind. .

Mithilfe der mathematischen Simulation können die Auswirkungen von Einstellungsänderungen prognostiziert werden, sofern das zugrundeliegende Modell die einzelnen Abbauprozesse mit hinreichender Genauigkeit abbildet.

Das bisher am weitesten verbreitete Belebtschlammmodell, das ASM 1, wurde primär für einstufige Schwachlastanlagen entwickelt. Es konnte daher nicht für die Modellierung des zweistufigen Betriebes der Versuchsanlage verwendet werden. Das erst 1999 veröffentlichte Modell ASM 3 berücksichtigt die Speicherung von Kohlenstoffverbindungen, schließt aber die direkte Veratmung aus. Vor diesem Hintergrund wurde ein neues Modell, das ‚asmVienna‘ –Modell entwickelt. Dieses Modell beinhaltet beide Wege der Kohlenstoffentfernung und schafft somit die Voraussetzung eine Konkurrenzsituation der Prozesse ‚direktes Veratmen‘ und ‚Speicherung‘ um den leicht abbaubaren Kohlenstoff herzustellen. Dieser Vorteil des neuen Modells wurde auch bei der Kalibrierung des Modells genutzt. Durch geeignete Wahl der Modellparameter kann in der ersten Stufe die ‚Speicherung‘ gegenüber dem Prozess ‚direktes Veratmen‘ begünstigt werden, wodurch, speziell im Hybrid-Betrieb, die Kohlenstoffversorgung der zweiten Stufe dargestellt werden kann.

Bei der Modellkalibrierung wurde die Beschreibung des Langzeitverhaltens der Anlage als primäres Ziel verfolgt. Die Modellkalibrierung wurde auf Basis der Ergebnisse der Bilanzierung durchgeführt, die sich auf Zeiträume von mehreren

Tagen bis Wochen beziehen. Der auf Basis dieser Ergebnisse gewonnene Parametersatz beschreibt das Anlagenverhalten unter den verschiedensten Betriebs- und Randbedingungen über lange Zeiträume sehr gut.

Für die Anwendung der Simulation zur Unterstützung der Betriebsführung wird es wichtig sein das Modell kontinuierlich auf Basis von realen und auf Plausibilität überprüften Betriebsdaten zu kalibrieren. Einerseits können durch Vergleich bestimmter Messwerte mit den Simulationsergebnissen die Richtigkeit verschiedener Modellparameter überprüft und gegebenenfalls Korrekturen vorgenommen werden, andererseits sollte dadurch gewährleistet sein, dass das Simulationsmodell immer dem aktuellen Zustand der Großanlage angepasst ist. . Damit ist dann auch die Voraussetzung geschaffen die Auswirkungen geplanter Einstellungsänderungen mit Hilfe der Simulation vorab beurteilen zu können.

Danksagung

Die Entwicklung des Simulationsmodelles fand im Rahmen eines vom Forschungsförderung der gewerblichen Wirtschaft (FFF) und der Entsorgungsbetriebe Simmering (EbS) finanzierten Forschungsprojekts unter Initiative der Umwelttechnik Wien (UTW) statt. Unser besonderer Dank gilt auch den Bediensteten der Hauptkläranlage für die Unterstützung beim Betrieb der Pilotanlage.

9 Literatur

- Armbruster M., Krebs P., and Rodi W. (2000): Numerical modelling of dynamic sludge blanket behaviour in secondary clarifiers, Proceedings of the 1st World Water Congress of the IWA (Paris, 3-7 July, 2000) Book 3, 308 – 315, IWA, London, UK
- Dold P., Ekama G. and Marais G. (1980). A general model for the activated sludge process. Progress in water technology 12(6), 47-77, IAWQ, London, UK
- Gujer W., Henze M., Mino T. and Van Loosdrecht M. (1999): Activated sludge model No.3. Wat. Sci. Tech. 39 (1), 183 - 193, IAWQ, London, UK

- Henze M., Grady C., Gujer W., Marais G. and Matsuo T. (1987): Activated sludge model No.1. Scientific and technical report No. 1, IAWQ, London, UK
- Svardal K.: Mess-, Regel- und Steuerungsstrategien. Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer, Band 110 (1993).
- Svardal K.: Regelung der Sauerstoffzufuhr beim Belebungsverfahren. ÖWAV Informationsreihe Betriebspersonal Abwasserreinigungsanlagen, Folge 8 (2000)
- Usrael G.: Control of Aeration at the Treatment Plant Vienna-Blumental. Pro.Wat.Tech. 8, No.6, 245-249 (1977)

Anschrift der Verfasser:

Dipl.Ing. Stefan Winkler,
Dipl.Ing. Gerald Wandl,
Dipl.Ing. Heide Müller-Rechberger,
Ass. Prof. Dipl.Ing. Dr.techn. Karl Svardal

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
Technische Universität Wien
A-1040 Wien Karlsplatz 13

Tel.: +43/ 1/ 58801 22624
Fax: +43/ 1/ 58801 22699
E-mail: svardal@iwag.tuwien.ac.at

Anpassung der HKA Wien – Betriebserfahrungen mit der Pilotanlage

Gerald Wandl, Heide Müller, Karl Svoldal, Stefan Winkler

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU-Wien

Kurzfassung: Eine Versuchsanlage, die im Zeitraum Dezember 1997 bis April 2000 auf dem Betriebsgelände der Hauptkläranlage Wien betrieben wurde, sollte zur Verifikation der Reinigungsleistung des geplanten zweistufigen Ausbaukonzepts dienen und die Grundlagen zur Kalibrierung eines mathematischen Simulationsmodells liefern. Für die Substratversorgung zur Denitrifikation in der 2. Stufe besteht einerseits die Möglichkeit, Rohabwasser direkt in die 2. Stufe zu bypassen, andererseits kann im Hybridverfahren hochaktiver Belebtschlamm der 1. Stufe zur verstärkten Denitrifikation in der 2. Stufe herangezogen werden. Mit beiden Verfahrensvarianten konnte in den Versuchen die geforderte Reinigungsleistung bezüglich N-Elimination übertroffen werden. Abhängig von der Verfahrenswahl wurden unterschiedliche Schlammeigenschaften festgestellt. Bei Einleitung von Rohabwasser direkt in die Nitrifikationsstufe konnten nachteilige Einflüsse auf die Nitrifikation nachgewiesen werden.

Keywords: Belebungsanlage, zweistufig, Bypass, Hybridverfahren, Nitrifikation, Denitrifikation, Schlammeigenschaften

1 Einleitung

Das Konzept zur Erweiterung der Hauptkläranlage Wien mit einer 2-stufigen Verfahrensweise beruht auf einer Projektstudie der TU Wien aus den Jahren 1982 bis 1984 sowie Versuchen aus den Jahren 1987 bis 1989. Damals wurden verschiedene Verfahrensmöglichkeiten zur Erweiterung (einstufig, zweistufig, mit Reinsauerstoff, etc.) miteinander verglichen. Ziel der damaligen Pilotversuche war, eine weitgehende und stabile Nitrifikation zu erhalten. Die Entscheidung fiel auf eine Erweiterung als 2-stufige Belebungsanlage.

Mit Veröffentlichung der 1. Kommunalen Abwasseremissionsverordnung, in der an allen Trockenwettertagen mit Abwassertemperaturen über 12°C zusätzlich zur weitgehenden Nitrifikation auch eine 70 %-ige Stickstoffentfernung gefordert wurde, musste das ursprüngliche Erweiterungskonzept angepasst werden. Die neuen Anforderungen sollten durch Beschickung der 2. Stufe mit vorgeklärtem Abwasser (Bypass) und teilweiser Rückführung von Ablauf in die 1. Stufe erreicht werden. Es wurden daher ein weiteres Mal Versuche durchgeführt (Jänner bis Mai 1992) und ein, an die neuen Anforderungen bezüglich N-Entfernung angepasstes Konzept der Erweiterung im Pilotmaßstab untersucht. Dabei war zu klären, ob unter Bemessungsbelastung bei Trockenwetter eine 70 %-ige Stickstoffentfernung erreichbar ist. Die Pilotanlage war bereits mit Bypass- und Rückführungsmöglichkeit ausgerüstet, hatte aber keine entscheidenden Steuerungseinrichtungen.

In der Zwischenzeit sind die Anforderungen an die Reinigungsleistung abermals verändert worden - insbesondere betrifft dies die Stickstoffentfernung, bei der 70 % nur im Jahresmittel, dafür aber inklusive der Regenwettertage, eingehalten werden müssen. Damit ergeben sich zwar Möglichkeiten der Volumseinsparung bei Belebungsbecken, die Anforderungen an die Mess-, Regel- und Steuerungseinrichtungen erhöhen sich allerdings erheblich. Besonders trifft dies auf die Frage der optimalen Steuerung bei und nach Regenwetter sowie bei sehr niedrigen Temperaturen zu.

Für eine optimale Auslegung der Prozesssteuerung sowie ihrer Realisierung für den Routinebetrieb sind gründliche Voruntersuchungen unabdingbar. Durch die 2-stufige Verfahrensweise mit gezieltem Bypass bzw. Hybridbetrieb, Rückführung von Ablauf und der Möglichkeit, nitrifizierenden Belebtschlamm aus der 2. in die 1. Stufe zu leiten, ist eine extreme Rückkopplung gegeben, die abwassertechnisch alleine mit stationären Ansätzen nicht ausreichend genau erfasst werden kann. Beim gewählten Verfahrenskonzept für die Erweiterung der Hauptkläranlage ist eine wesentlich breitere Palette an Möglichkeiten der Prozesssteuerung gegeben.

Anhand der neuerlichen Pilotversuche sollte nun das vorliegende Gesamtkonzept überprüft werden. Da die Rückführung von gereinigtem Abwasser (Rückführung, Rückpass) sowie von nitrifizierendem Belebtschlamm

aus der 2. in die 1. Stufe Auswirkungen auf das Betriebsverhalten sowie auf den Ablauf der 1. Stufe hat, wurde die gesamte Anlage (1. und 2. Stufe) entsprechend der Entwurfsplanung im Pilotversuch nachgebildet.

2 Erfahrungen aus bisherigen Pilotversuchen

DORNHOFER, 1998 bewertet in seiner Dissertation die Ergebnisse der Pilotversuche aus den Jahren 1987, 1989 und 1992.

Bei den Versuchen 1992 wurde erstmals gezielt Stickstoffentfernung mit Hilfe von Bypass und Rückführung betrieben. Dabei erreichte DORNHOFER Stickstoffentfernungsraten von knapp über 70 %, wobei dabei keine Stickstoffrückflüsse aus der Schlammbehandlung berücksichtigt wurden.

Während etwa 30 % des Stickstoffs bei diesen Versuchen denitrifiziert werden konnten, wurden 40 bis 50 % über den Überschussschlamm aus dem System entfernt. Dies verdeutlicht die große Bedeutung der Art der Schlammbehandlung bei einem zweistufigen Verfahrenskonzept.

3 Pilotversuche 1998 – 2000

Die in den Jahren 1998 bis 2000 durchgeführten Pilotversuche für die Erweiterung der Hauptkläranlage Wien hatten vor allem folgende Zielstellungen:

- Verifikation der Reinigungsleistung für das Gesamtkonzept der geplanten Erweiterung im „Bypass“- bzw. im, in den bisherigen Versuchen noch nicht getesteten „Hybridbetrieb“ bei allen maßgebenden Betriebsbedingungen
- Überprüfung des Betriebsverhaltens der eingesetzten Messgeräte und dessen Auswirkungen auf das Regelungsverhalten
- Kriterien für die Steuerung des Bypasses bzw. der Hybridschlammmenge und der Rückführung in Abhängigkeit von der Zulaufcharakteristik

- Auswirkung der Rückführung von nitrifizierendem Belebtschlamm aus der 2. in die 1. Stufe
- Schaffung von Grundlagen für die Kalibrierung und Verifizierung eines mathematischen Simulationsmodells

Grundsätzlich wurde während der Untersuchungen versucht, über einen Zeitraum von mehreren Schlammaltern (t_{TS}) relativ konstante Verhältnisse zu gewährleisten, um eine Basis für die Bilanzierung der Anlage schaffen zu können.

Bei Regenereignissen war das Ziel, den durch das zufließende Mischwasser verursachten Spülstoß zu erfassen und die Auswirkungen auf die Anlage festzustellen. Da es keine Regelung der Zulaufmengen zur Versuchsanlage gab, die die Mengen an den tatsächlichen Kläranlagenzufluss anpasste, war es in den meisten Fällen (vor allem bei einsetzenden Regen während der Nacht und an Wochenenden) zu spät, um wirklich die tatsächlich auftretenden Zulauffrachten einstellen zu können. Außerdem konnte nach Inbetriebnahme eines eigenen Vorklärbeckens für die Versuchsanlage, was auf Grund des Einsatzes von Flockungshilfsmitteln in der Großanlage notwendig wurde, der Einfluss des durch das Mischwasser verdrängten Wasserkörpers in den Vorklärbecken der Großanlage nicht erfasst werden.

Abwechselnd wurden der Hybrid- und der Bypassbetrieb sowie ein konventionell zweistufiger Anlagenbetrieb untersucht.

Während der untersuchten Zeiträume wurden zwei- bis drei Mal pro Woche routinemäßig Atmungsmessungen mit den Schlämmen der beiden Stufen durchgeführt, um eine geschlossene Bilanzierung des CSB zu ermöglichen. Die durchgeführten Sonderuntersuchungen betrafen vor allem die Ermittlung von Denitrifikationsraten in der, der 2. Stufe vorgeschalteten, anoxischen Kaskade und von Zerfallsraten der Mikroorganismen. Zur Überprüfung der über einzelne Versuchszeiträume erstellten Bilanzen wurden auch Stabilisierungsversuche durchgeführt.

Außerdem wurden Tagesuntersuchungen ausgewertet, bei denen mit Hilfe von 2-Stunden-Mischproben und zusätzlich durchgeführten Atmungsmessungen die Dynamik der Abwasserbefrachtung über den Tag erfasst wurde.

All dies geschah hauptsächlich in Hinblick auf die Kalibrierung des mathematischen Simulationsmodells.

3.1 Anlagenlayout

Die Versuchsanlage (VA) wurde so konzipiert, dass alle Beckenvolumina ebenso wie die Volumenströme in einem Verhältnis 1:10.000 denen des geplanten Erweiterungskonzepts entsprechen. Ein Schema der VA ist aus Abbildung 1 ersichtlich.

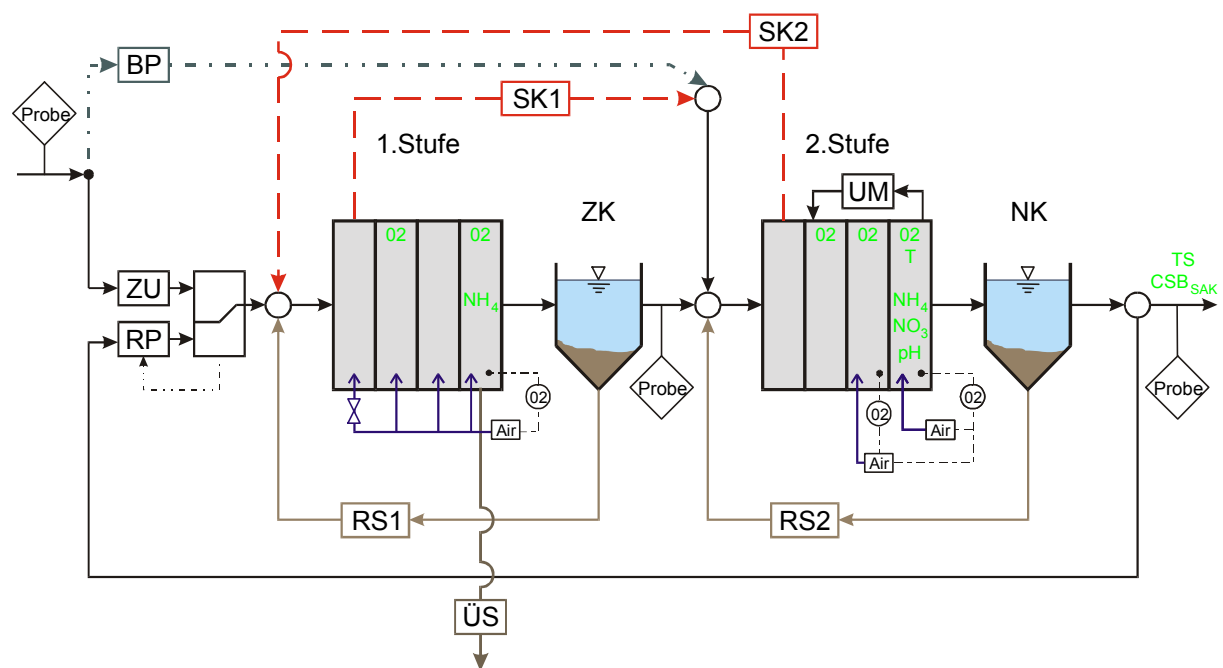


Abbildung 1 Schema der Versuchsanlage HKA 2

Die Versuchsanlage wurde zu Beginn der Untersuchungen im Dez. 1997 mit dem Ablauf der Vorklärung der Großanlage beschickt. Die CSB-Entfernungsraten in der Vorklärung betragen in dieser Zeit zwischen 30 und knapp 40 %, vom Stickstoff konnten zwischen 10 und 20 % eliminiert werden und die Phosphorentfernung lag bei über 30 %. Diese Werte liegen im Verhältnis zu üblichen Erfahrungswerten sehr hoch, auch wenn die durchschnittliche Aufenthaltszeit in der Vorklärung für den Trockenwetterfall rd. 1,2 Stunden beträgt und die Rückflüsse aus der Schlammbehandlung bei der Zulaufprobenahme mit erfasst werden.

Wegen Revisionsmaßnahmen auf der Großanlage musste die Hauptkläranlage Wien (HKA) ca. 3 Monate nach Beginn der Untersuchungen eine Vorfällung in Betrieb nehmen, wodurch sich die Zulaufkonzentrationen zur Versuchsanlage entscheidend änderten. Mit Beginn der Vorfällung stiegen die Wirkungsgrade für CSB und Phosphor nochmals stark an. So konnten danach 60 % des Phosphors und über 40 % des CSB im Zulauf schon in der Vorklärung entfernt werden. Der Wirkungsgrad für den Stickstoff blieb mit rd. 20 % in der gleichen Größenordnung wie vor der Zeit der Fällung.

Auf Grund dieser veränderten Zulaufcharakteristik entschloss man sich zum Bau eines eigenen Vorklärbeckens für die Versuchsanlage, welches ab Mitte Dezember 1998 in Betrieb war. Bei einer theoretischen Aufenthaltszeit von 15-20 Minuten konnten CSB-Wirkungsgrade erreicht werden, die jenen der Vorklärbecken der Großanlage vor der Zeit der Vorfällung entsprachen. Die Stickstoffentfernung verlief nach der Inbetriebnahme des eigenen Vorklärbeckens während des Jahres 1999 sehr schwankend. Im Jahr 2000 lag die Stickstoffelimination der Vorklärung dann wieder sehr konstant bei rund 20 %. Auch die Phosphorentfernung verlief in der neuen Vorklärung sehr schwankend. Im Mittel lag diese jedoch mit rund 20 % nur bei rd. 2/3 der Phosphorentfernung der Vorklärbecken der Großanlage vor Inbetriebnahme der Vorfällung.

Die 1. Belebungsstufe besteht aus 4 Kaskaden zu je 1 m³, die 2. Stufe hat ein Gesamtvolumen von 14,5 m³, wobei die erste Kaskade als vorgeschaltetes Denitrifikationsbecken mit 2,95 m³ ausgebildet ist. Das in der Erweiterungsplanung konzipierte Umlaufbecken wird in der Versuchsanlage als ein Becken mit 3 Kaskaden nachgebildet. Der Umlaufbecken-Charakter wird mittels einer Umwälzpumpe simuliert, welche rund die 5-fache hydraulische Belastung der 2. Stufe umwälzt.

Die Regelung der Belüftung der 2. Stufe erfolgte entweder über den aktuellen Sauerstoffverbrauch in der letzten Kaskade der 2. Stufe oder über den online gemessenen Ablaufwert für Ammonium. Bei der ersten Regelungsart wird nach dem Erreichen eines festzulegenden Lufteintrages ein zusätzliches Belüfterfeld zugeschaltet, bei der zweiten Weise geschieht dasselbe nach Überschreiten eines bestimmten Ammoniumgrenzwertes.

3.2 Reinigungsergebnisse

Die Ablaufkonzentrationen werden bei gegebener Beckenkonfiguration im Wesentlichen durch die Abwasserzusammensetzung, den Aufbau und die Betriebsweise der Anlage sowie durch die Temperatur beeinflusst. Belastungsschwankungen können, abhängig vom eingestellten Schlammalter, innerhalb bestimmter Grenzen ausgeglichen werden.

Für die Auswertung der Ablaufkonzentrationen wurden die membranfiltrierten Analysenwerte der 24-h-Mischproben aller Messtage zu Grunde gelegt.

Tabelle 1 Mittelwerte der Ablaufkonzentrationen in der VA, membranfiltriert

	A B L A U F N K B									
	TSe mf mg/l	CSB mf mg/l	TOC mf mg/l	TN mf mg/l	NH4-N mg/l	NO3-N mg/l	NO2-N mg/l	Pges mf mg/l	PO4-P mg/l	Alkal. mmol/l
Dez-Mar 1998	38	40	14	19,9	6,2	11,4	0,4	1,2	0,8	3,8
Apr-Nov 1998	16	36	12	18,4	1,4	10,0	0,3	0,5	0,3	2,9
Dez-Feb 1999	24	42	14	22,4	2,4	16,2	0,5	1,6	1,3	3,3
Mar-Jun 1999	23	36	12	13,0	1,6	7,3	0,6	0,8	0,4	3,4
Jul-Sep 1999	18	38	14	8,6	0,4	4,7	0,1	0,8	0,2	2,8
Okt 99-Jan 00	57	42			4,7	5,9			0,2	
Feb-Mar 2000	27	36		17,0	5,2	9,2	0,5	2,2	1,6	
Apr 2000	21	35		13,3	2,0	9,0	0,2	1,6	1,2	
Gesamt	27	46		16,3	2,8	9,3	0,4	1,1	0,7	3,3
Gesamt ohne Vorfällung	32	48		15,9	3,3	9,0	0,4	1,2	0,8	3,5

Der Verlauf der Feststoffablaufkonzentration ist als anlagenspezifisch hinsichtlich der Nachklärbecken der Versuchsanlage zu betrachten und spiegelt nicht einen objektiven, auf andere Nachklärbecken übertragbaren Verlauf wider. Unter Feststoffen wird dabei die Menge an partikulärem Material im Ablauf verstanden, die mit dem Parameter TS_e erfasst wird und in den Parametern CSB_{roh} , TKN_{roh} und $Ges. P_{roh}$ mit enthalten ist.

Sämtliche Auswertungen wurden deshalb auf die gelösten Parameter in der membranfiltrierten Ablaufprobe bezogen. Es wird davon ausgegangen, dass die gelösten Stoffe nur durch die in der biologischen Stufe ablaufenden Prozesse bestimmt werden. Aufgrund des Vergleichs der Online-Messgeräte aus dem letzten belüfteten Belebungsbecken und der Analysenwerte der Proben im Ablauf des Nachklärbeckens lassen sich Rücklöseprozesse im Nachklärbecken, die zu einer Änderung der Ablaufwerte führen, ausschließen.

Sämtliche im Folgenden beschriebenen Auswertungen stehen in Verbindung zur 1. Abwasseremissionsverordnung (AEV) für kommunales Abwasser (BMfLF, 1996) und den darin festgelegten Ablaufgrenzwerten und Mindestwirkungsgraden. Da diese Grenzwerte in der rohen Probe einzuhalten sind wird bei der folgenden Auswertung jener Feststoffgehalt ermittelt, der zusätzlich zu den analysierten Ablaufwerten in der gelösten Phase zulässig wäre, um dennoch die 1. AEV einhalten zu können.

Außerdem muss darauf hingewiesen werden, dass sich die nachfolgend betrachteten Wirkungsgrade lediglich auf die biologische Stufe beziehen und sich durch die zusätzliche Elimination in der Vorklärung noch deutlich erhöhen, jedoch durch die Berücksichtigung der Stickstoffrückbelastung aus der Schlammbehandlung wieder vermindern.

3.2.1 CSB-Elimination

Für den CSB ist der Ablaufgrenzwert für Kläranlagen der Größenklasse IV mit 75 mg/l bei einer maximalen Überschreitung an Einzeltagen von 100 % festgelegt. Außerdem muss ein Mindestwirkungsgrad im Jahresmittel über alle Einzelwirkungsgrade von 85 % eingehalten werden.

Im Jahr 1998 kam es zu keiner Überschreitung des Ablaufgrenzwertes, 1999 war dies zwei Mal der Fall und zwar am 16.2.1999 mit 98 mg/l und am 30.12.1999 mit 78 mg/l. Auch hier wurde also die 100 % Überschreitung nicht erreicht. Im Jahr 2000 wurden drei Mal erhöhte Grenzwerte gemessen und zwar zwei Mal 76 mg/l und ein Mal 78 mg/l. Höhere CSB-Ablaufkonzentrationen traten immer zu Zeiten von Nitrifikationshemmungen auf.

Betrachtet man die Jahresmittelwerte der Ablaufkonzentrationen, so wären im Jahr 1998 zusätzlich zum gelösten CSB bei einem durchschnittlichen CSB/TS-Verhältnis der 2. Stufe 41 mg/l TS_e zulässig, im Jahr 1999 wären dies 36 mg/l und im Jahresmittel 2000 37 mg/l Feststoffe im Ablauf. Dies sollte mit den Nachklärbecken der Großanlage kein Problem darstellen.

Der CSB-Wirkungsgrad lag in allen drei Jahren bei über 93 % und erfüllt somit die gesetzlichen Anforderungen, was aber bei Anlagen, die auf Stickstoffelimination ausgebaut sind, bekanntermaßen kein Problem darstellt.

Bei Betrachtung der Tabelle 1 fällt auf, dass auch im Zeitraum Juli bis September 1999, in dem die Anlage einstufig und damit beim doppelten Schlammalter wie im zweistufigen Betrieb gefahren wurde, die gelösten CSB-Ablaufkonzentrationen nicht niedriger waren als bei den anderen Betriebsweisen.

3.2.2 Nitrifikation

Der Ablaufgrenzwert für Ammonium beträgt laut 1. AEV für kommunales Abwasser 5 mg/l für Abwassertemperaturen von $> 8\text{ °C}$ und darf ebenfalls an Einzeltagen um 100 % überschritten werden.

Die Ablaufkonzentrationen für Ammonium in der Versuchsanlage sind in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt.

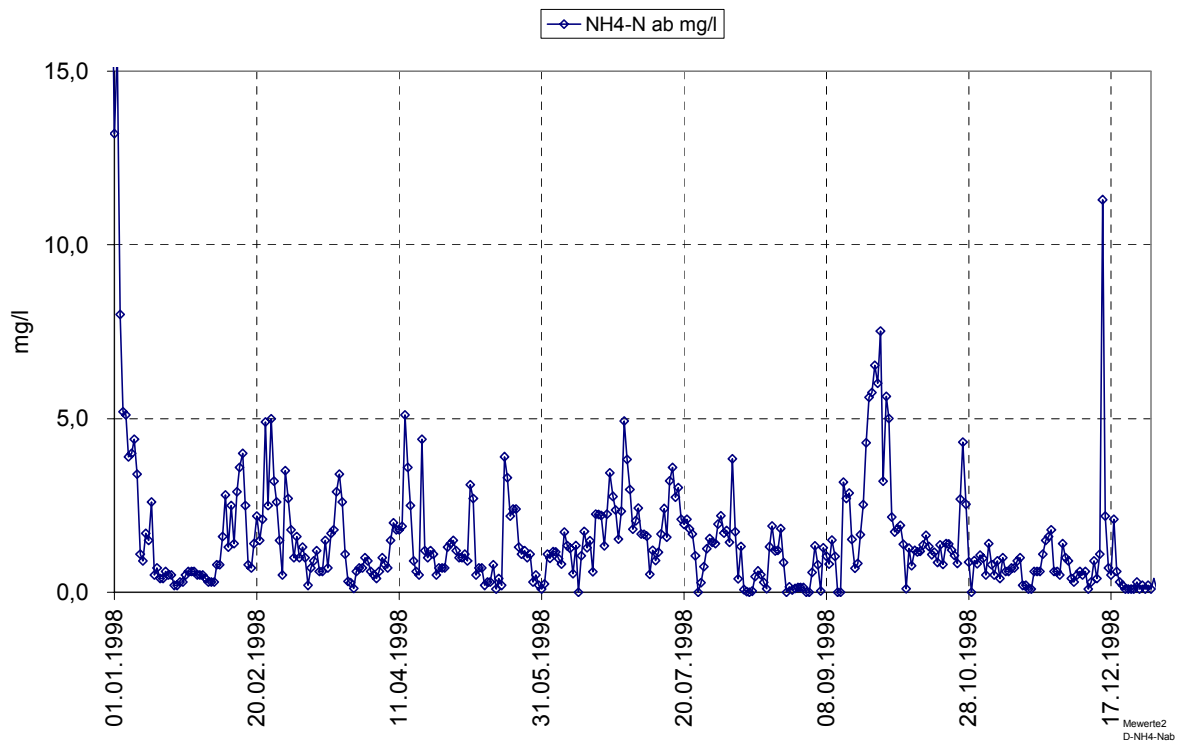


Abbildung 2 NH₄-N-Ablaufkonzentrationen im Jahr 1998

Nach der Einfahrphase Anfang des Jahres lagen die NH₄-N-Konzentrationen im Ablauf an 9 Tagen im Jahr 1998 über dem Grenzwert von 5 mg/l, wobei am 14.12.1998 mit 11,3 mg/l auch der absolute Grenzwert von 10 mg/l überschritten wurde (Abbildung 2). Die Werte nahe des Grenzwertes im Frühjahr und Sommer des Jahres sind entweder auf unzureichende Belüftung und dadurch zu wenig aerobes Volumen zurückzuführen oder auf den Beginn

einer Bypassphase, bei dem der maximale Stickstoffumsatz merklich reduziert wird, was aus der nachfolgenden Abbildung 3 deutlich ersichtlich wird. Darin ist die auf Grund der Temperatur theoretisch mögliche maximale Wachstumsrate (μ_A) nach den Untersuchungen von KNOWLES *et al.* (1965) der aus den gemessenen Stickstoffmaximalatmungen ermittelten aktuellen, maximalen Wachstumsrate $\mu_{A,T}$ gegenübergestellt, die mit der in NOWAK *et al.*, 1994 und NOWAK, 1996 beschriebenen Methode bestimmt wurde. Deutliche Unterschiede zwischen den Werten der beiden Kurven deuten auf eine Nitrifikationshemmung hin. Bei Betrachtung der Abbildung 3 erkennt man, dass dies vor allem in Zeiten der Direkteinleitung von Rohabwasser in die 2. Stufe, also während des Bypassbetriebes der Fall war. Diese Hemmung bewirkte eine zeitweise Erhöhung der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Werte im Ablauf, wie dies auch im September 1998 der Fall war.

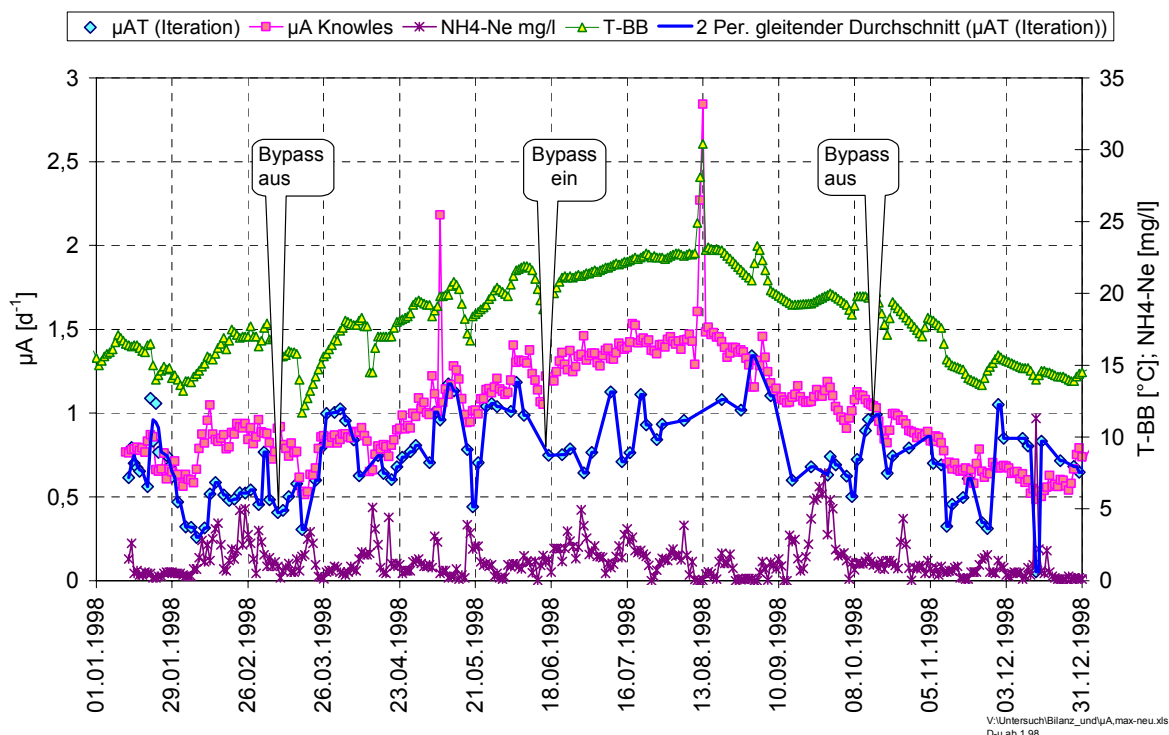


Abbildung 3 Gegenüberstellung der maximalen Wachstumsrate nach Knowles μ_A und der aus den maximalen Stickstoffatmungen ermittelten aktuellen maximalen Wachstumsrate $\mu_{A,T}$ im Vergleich mit den gemessenen $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwerten im Jahr 1998

Am 14.12.1998, nach einer Tauwetterperiode, sank der pH-Wert in der Anlage auf 5,3, die Stickstoffatmung an diesem Tag war mit nur 7 mg $\text{O}_2\text{/l/h}$ annähernd

zum Erliegen gekommen. Dadurch erklärt sich auch dieser hohe Ablaufwert für Ammonium. Im übrigen sind auch in der Arbeit von DORNHOFER, 1998 bereits Hinweise über Nitrifikationshemmungen, verursacht durch Schmelzwasser, zu finden.

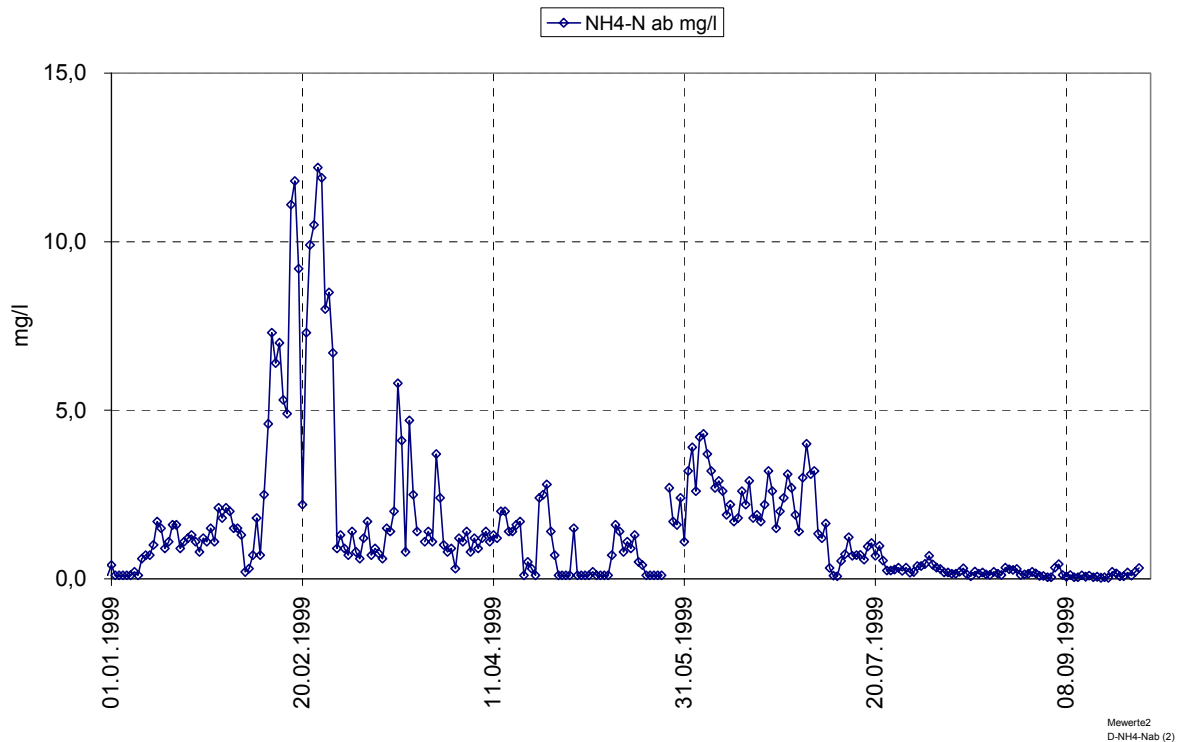


Abbildung 4 $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen im Jahr 1999

Mitte Februar 1999 kam es mit Beginn einer Bypassphase zu einer Überschreitung des Ablaufgrenzwertes für Ammonium wobei aber schon in den letzten Tagen des Hybridzeitraums davor ein Anstieg des Wertes bemerkbar war. Die Grenzwertüberschreitung dauerte bis Anfang März, wobei an 5 Tagen auch der maximal zulässige Wert aus der 1.AEV von 10 mg/l Ammonium erreicht oder überschritten wurde. In dieser Periode kam es abermals zu mehreren intensiven Tauwetterphasen, welche die Nitrifikation stark beeinträchtigten (Abbildung 5).

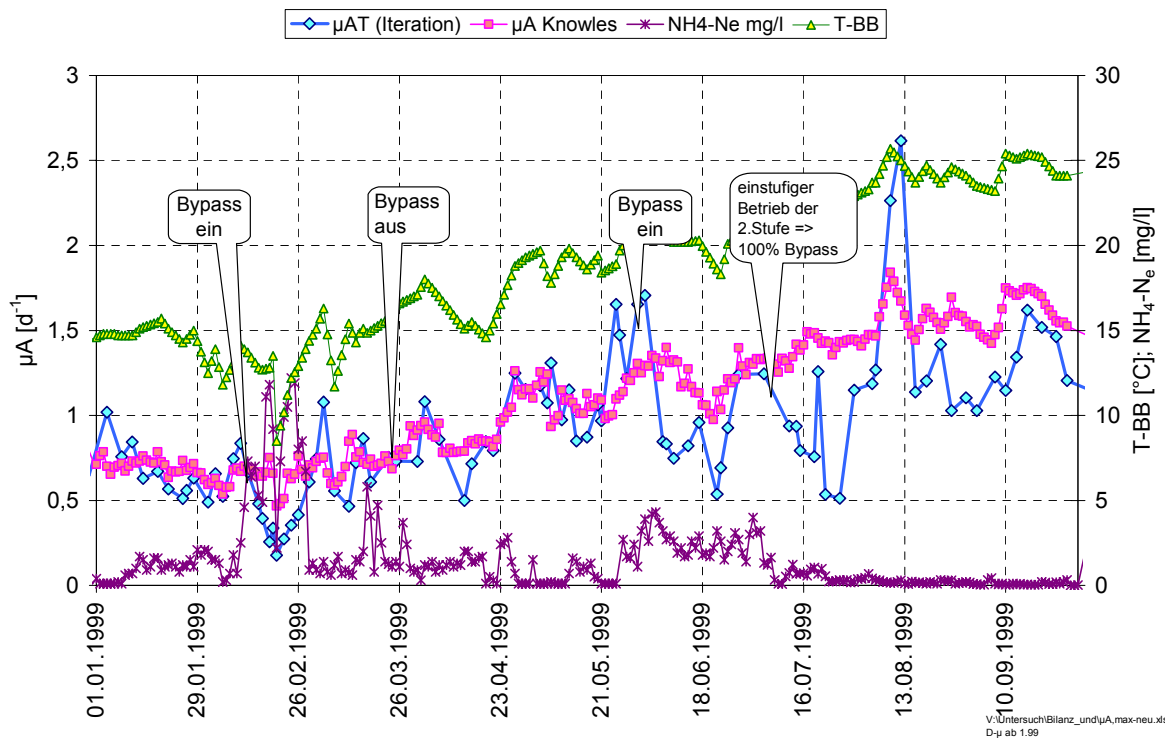


Abbildung 5 Gegenüberstellung der maximalen Wachstumsrate nach KNOWLES μ_A und der aus den maximalen Stickstoffatmungen ermittelten aktuellen maximalen Wachstumsrate $\mu_{A,T}$ im Vergleich mit den gemessenen NH_4-N -Ablaufwerten von Anfang Jänner bis Ende September 1999

Die Grenzwertüberschreitung im März 1999 kam durch Sauerstoffmangel zustande. Die relativ hohen Ablaufwerte im Juni sind wiederum auf den in dieser Zeit betriebenen Bypass zurückzuführen.

Ab Anfang Juli ist aus Abbildung 5 deutlich eine Nitrifikationshemmung zu erkennen. In dieser Zeit bis Ende September wurde die 2. Stufe der Versuchsanlage zu Versuchszwecken als einstufige Belebung mit direkter Rohabwasserzugabe über die Bypasspumpe betrieben. Trotz der Hemmung waren auf Grund des hohen Schlammalters während dieses Versuches die Ablaufwerte sehr niedrig.

Mit Anfang Oktober 1999 wurden bis Mitte Jänner 2000 Sondentests auf der Versuchsanlage durchgeführt. Die Messwerte während dieses Zeitraums sind nicht als repräsentativ zu betrachten und daher auch hier nicht dargestellt.

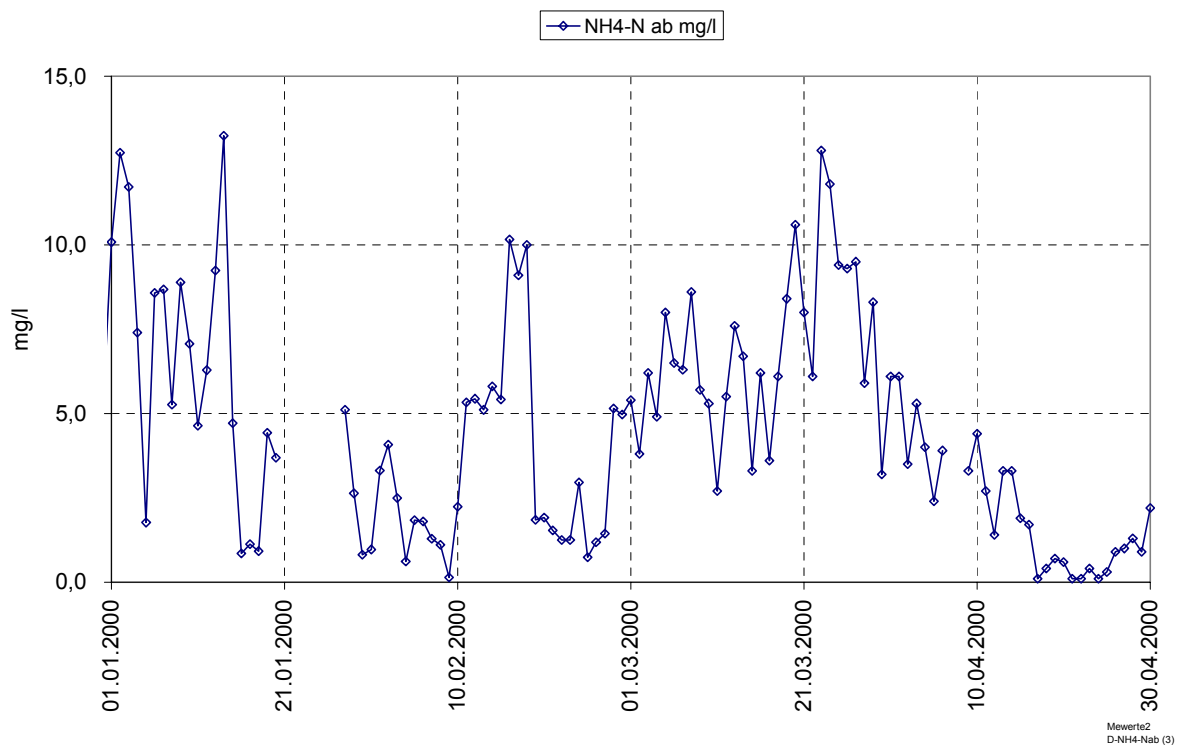


Abbildung 6 $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen im Jahr 2000

Zu Beginn des Jahres 2000 traten einerseits häufiger Betriebsprobleme auf (Ausfall von Überschussschlammpumpe und Rücklaufschlammpumpe), andererseits ereigneten sich in dieser Zeit (beginnend mit den Weihnachtsfeiertagen des Jahres 1999) auch wieder mehrere Schmelzwasserereignisse. Wie auch schon in den Jahren 1998 und 1999 konnte während dieser Tauwetterperioden ein eindeutiger Rückgang der Nitrifikationskapazität beobachtet werden. Ab dem 20. Jänner 2000 bis Ende Februar des Jahres wurde ein konventionell zweistufiger Betrieb zwischengeschaltet, um die direkte Einleitung von Rohabwasser in die 2. Stufe während der Tauwetterperiode zu vermeiden. Die Ammonium-Ablaufwerte wurden während dieser Zeit auch schlagartig besser, mit Ausnahme der Woche vom 11.2. bis 18.2.2000. Am 11. Februar wurde die Rückführung wieder in Betrieb genommen und die höhere hydraulische Belastung führte zu einer Schlammverfrachtung in die Nachklärung, wodurch die Trockensubstanz in der Belebung deutlich reduziert wurde. Dies führte offensichtlich zu den hohen Ablaufwerten für Ammonium, die in dieser Zeit an 2 Tagen sogar den absoluten Grenzwert von 10 mg/l erreichten.

Mit Beginn des Bypasszeitraums Anfang März des Jahres stieg die Ablaufkonzentration erneut schlagartig über 5 mg/l an und überschritt bis Ende März an 3 Tagen wiederum die Grenze von 10 mg/l.

Im April dieses Jahres wurde von der Bypass- ein letztes Mal auf die Hybridbetriebsweise umgestellt was sich auch in langsam besser werdenden Ammonium-Ablaufwerten verdeutlicht. Allerdings ist hier festzuhalten, dass in dieser Zeit auch ein relativ rascher Anstieg der Abwassertemperatur gegeben war, was auf Grund der Temperaturabhängigkeit der Nitrifikation ebenfalls zu einem höheren Ammonium-Umsatz führt. Jedenfalls war das Ammonium im Ablauf der Pilotanlage bald nach Beginn des Hybridbetriebs wieder unter dem Grenzwert von 5 mg/l.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass der Grenzwert für Ammonium an knapp 100 Tagen während der Untersuchungsperiode überschritten wurde und auch an 22 Tagen die 100 % maximale Überschreitung von 10 mg/l erreicht wurde. Meistens erfolgte der Anstieg der Ablaufwerte für Ammonium am Beginn einer Bypassbetriebsweise, bei der auch durch den im Lauf der weiteren Bypassdosierung meist ansteigenden Schlammindeks (ISV) Probleme bezüglich des Schlammhaushaltes auftraten.

3.2.3 Denitrifikation

Für die N-Elimination ist in der 1. Abwasseremissionsverordnung für kommunales Abwasser ein Wirkungsgrad im Jahresmittel von 70 % bei Temperaturen > 12 °C vorgeschrieben.

Dieser Entfernungsgrad konnte im Jahr 1998 für die gelöste Stickstoffablaufkonzentration mit 70,2 % knapp überschritten werden, wobei aber ca. 4 Monate des Jahres durchgehend ein konventionell zweistufiger Betrieb gefahren wurde, bei dem auf Denitrifikation nicht geachtet wurde. Außerdem wurde die Versuchsanlage ab Anfang April des Jahres mit Abwasser beschickt, das auf Grund der Vorfällung deutlich schlechtere Voraussetzungen für die Denitrifikation besaß.

Im Jahr 1999 lag die Stickstoffentfernung bezogen auf die gelösten Ablauffrachten im Jahresmittel bei über 76 %, obwohl ab Oktober 1999 die Nitrifikation durch diverse Sondentests stark beeinträchtigt war. Beispielhaft sei

für dieses Jahr die theoretische TS-Konzentration errechnet, die im Ablauf der Nachklärung auftreten darf, um immer noch die gesetzlichen Anforderungen an die Stickstoffentfernung zu erfüllen.

Die Ges. N-Zulauffracht zur Biologie betrug im Mittel des Jahres 1999 genau 3 kg/d und die gelöste Ablaufracht 0,75 kg/d was zur mittleren Stickstoffentfernung von 76,2 % führt. Will man 70 % Stickstoff aus der Anlage entfernen, so wären im Ablauf 0,9 kg/d zulässig. Die Differenz von 0,15 kg/d können somit auf die Schwebstoffe im Ablauf entfallen. Mit einem mittleren N/TS-Verhältnis des Belebtschlammes der 2. Stufe von 6,7 % errechnet sich daraus eine Feststofffracht im Ablauf der Nachklärung von 2,2 kg/d oder rund 40 mg/l TS_e , was von einem gut konstruierten Nachklärbecken leicht eingehalten wird. Erwähnt sei die Tatsache, dass bei dieser Berechnung die N-Elimination in den Vorklärbecken nicht berücksichtigt wurde, wodurch sich in der Realität noch höhere Entfernungsraten ergeben. Die Eliminationsleistung in den Vorklärbecken ist in der im folgenden Kapitel dargestellten Bilanzierung der Anlage mitberücksichtigt.

Von Jänner bis Ende April 2000 lag die mittlere Stickstoffentfernung bei 68,6 %. Dieser Wert ist aber logischerweise nicht repräsentativ, da in der Bilanz noch die ganzen Sommermonate fehlen, wo verstärkt denitrifiziert werden kann und weil in der Zeit von Jänner bis April außerdem häufig Nitrifikationsprobleme aufgetreten waren.

Im Mittel aller Zeiträume wurden während des Hybridbetriebes 73 % und während des Bypassbetriebs 76 % der Stickstoffverbindungen allein im biologischen Teil der Versuchsanlage entfernt, wobei aber in dieser Bilanz die Stickstoffrückflüsse aus der Schlammbehandlung nicht berücksichtigt sind. Während der konventionell zweistufig (ohne Kohlenstoffversorgung für die 2. Stufe) betriebenen Versuchszeiträume konnte immer noch 68 % Stickstoffelimination erreicht werden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Stickstoffelimination sowohl bei Regelung nach dem Sauerstoffverbrauch als auch nach der Ammoniumkonzentration des Ablaufs kein Problem darstellt, sofern die 2. Stufe nicht über längere Zeiträume ohne Kohlenstoffversorgung betrieben wird.

3.2.4 Phosphor-Elimination

Der gesetzlich vorgeschriebene Ablaufgrenzwert für Ges. P beträgt im Jahresmittel 1 mg/l, wobei wiederum Überschreitungen an Einzeltagen von 100 % zulässig sind.

Auf die Phosphorentfernung wurde in der Versuchsanlage kein besonderer Wert gelegt, da sie durch Zugabe von Eisensalzen relativ einfach zu bewerkstelligen ist und an der HKA auch bereits erfolgreich durchgeführt wird.

Die gelösten Ges. P-Ablaufkonzentrationen lagen in der Versuchsanlage in den Jahren 1998 und 1999 bei knapp unter 1 mg/l im Jahresmittel. Im Jahr 2000 waren sie mit knapp 2 mg/l deutlich höher, wobei aber erst zwei Wochen vor Ablauf der Versuche wieder FeCl_3 in die Anlage zudosiert wurde.

Jedenfalls erreicht man bereits mit β -Werten von 1,0, wie sie in der Versuchsanlage im Mittel über die Jahre 1998 und 1999 vorherrschten, relativ leicht einen Ablaufwert für den gelösten Phosphor von 1,0 mg/l. Jedes zusätzliche Milligramm an Feststoffen im Ablauf erschwert natürlich die Einhaltung des Grenzwertes, da bei einem durchschnittlichen P/TS-Verhältnis des Schlammes der 2. Stufe von 2,5 % bereits 20 mg/l TS_e für eine zusätzliche Ablaufkonzentration des Phosphors von 0,5 mg/l genügen.

4 Schlammeigenschaften

Die Belebtschlämme beider Stufen wiesen teils sehr hohe Schlammindeces auf (Abbildung 7). In der 1. Stufe schwankte der Index zwischen etwa 60 und 200 ml/g, in der 2. Stufe lag er mit 90-200 ml/g deutlich höher. In beiden Stufen bestand eine starke Temperaturabhängigkeit des Schlammindeces: Im Sommer lagen die Werte entgegen bisheriger Erfahrungen von stärkerem Auftreten der fadenförmigen Bakterien während der Wintermonate fast doppelt so hoch wie im Winter.

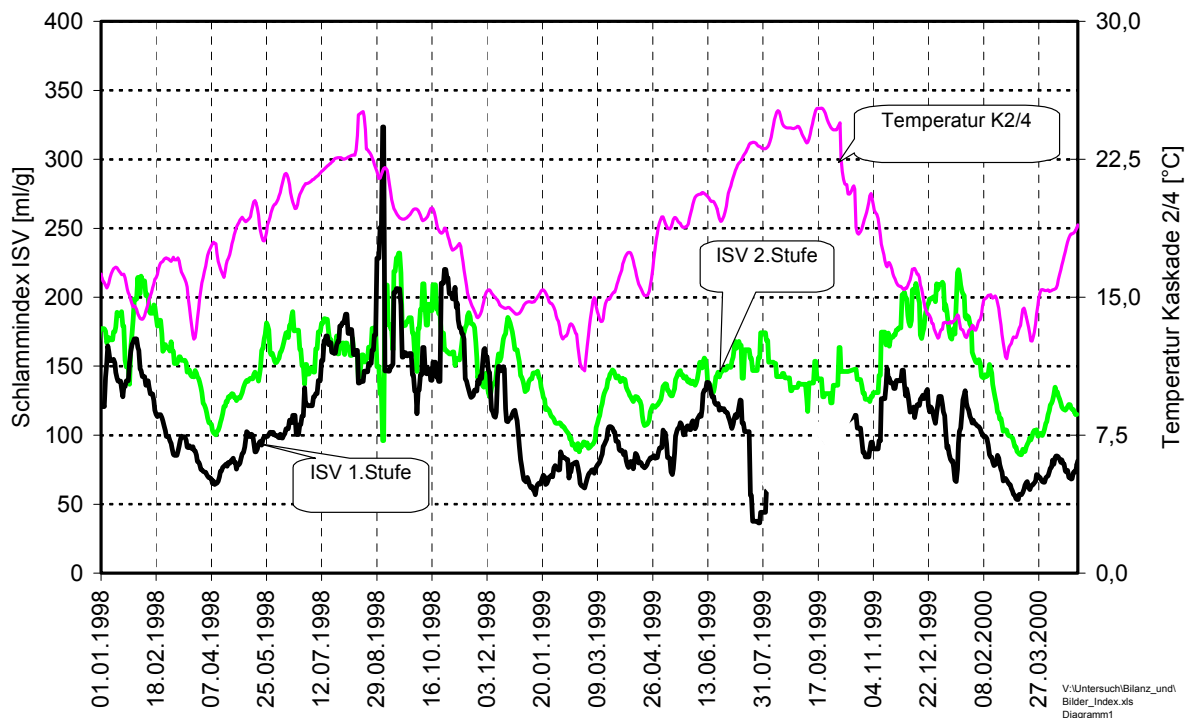


Abbildung 7 Gleitende Wochenmittel von Schlammindex und Temperatur auf der Versuchsanlage

In der folgenden Abbildung 8 ist außerdem die Entwicklung des Schlammindex der 2. Stufe von Beginn bis Ende der jeweils gewählten Betriebseinstellung ersichtlich. Deutlich erkennt man einen Anstieg des Schlammindex während der einzelnen Bypassphasen. Umgekehrt hat der Index in Zeiträumen, in denen der 2. Stufe kein Rohabwasser direkt zugegeben wurde („Hybrid“ oder „2stufig“), eine deutlich fallende Tendenz. Aus dieser Feststellung ausgenommen ist der in Abbildung 8 gekennzeichnete Bereich der Vorfällungszeit auf der Großanlage. Hier stieg der ISV der 2. Stufe während einer Hybridbetriebsphase auf 200 ml/g und fiel erst wieder mit der Inbetriebnahme des für die Versuchsanlage neu errichteten Vorklärbeckens.

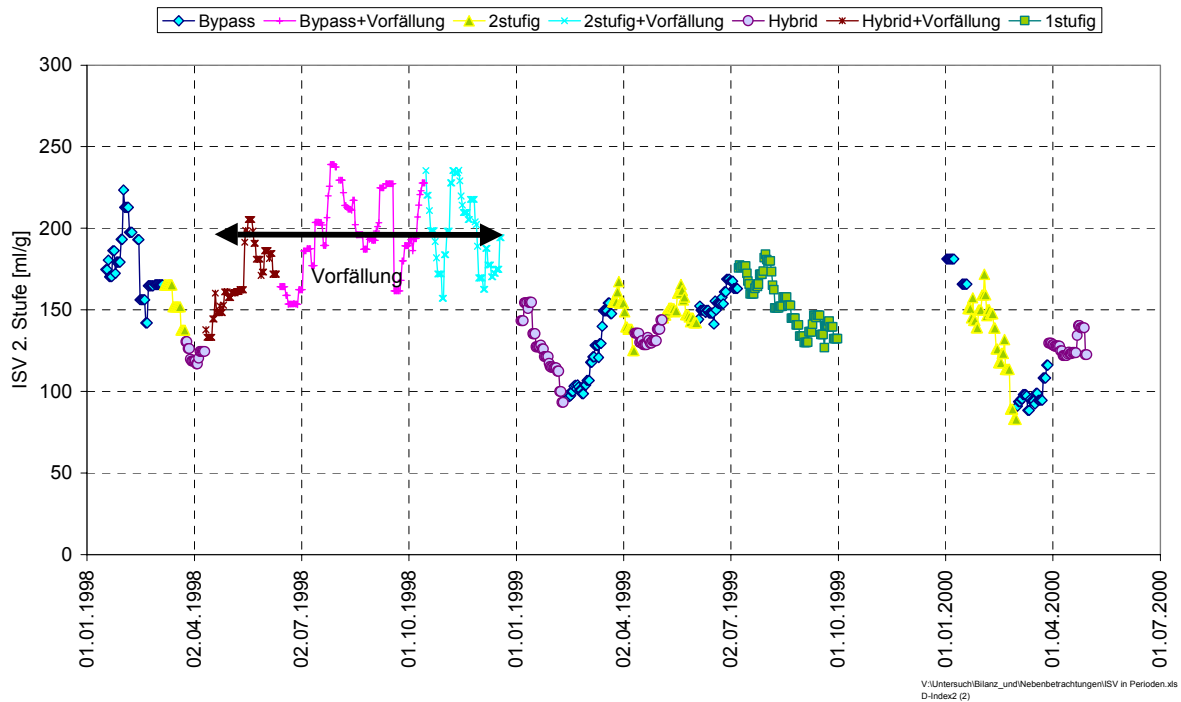


Abbildung 8 gleitende Wochenmittel des Schlammindex der 2. Stufe unterschieden nach den einzelnen Betriebsphasen

STEWART, 1964 stellte in Untersuchungen fest, dass sich die Schlammigenschaften bei Schlammbelastungen im Bereich von 0,5 bis 1,5 kg BSB₅/kg TS/d deutlich verschlechtern. In Abbildung 9 wurde daher untersucht, ob ein ähnliches Phänomen am Belebtschlamm der Versuchsanlage festzustellen ist und ob die Betriebseinstellung einen Einfluss auf den Schlammindex hat. In der Abbildung ist zu berücksichtigen, dass hier die auf den Parameter CSB bezogene Schlammbelastung dargestellt ist. Der kritische Bereich ist dementsprechend mit einem Faktor von etwa 2,0 umzurechnen. Die abgebildeten Werte entsprechen Mittelwerten aus den Bilanzzeiträumen.

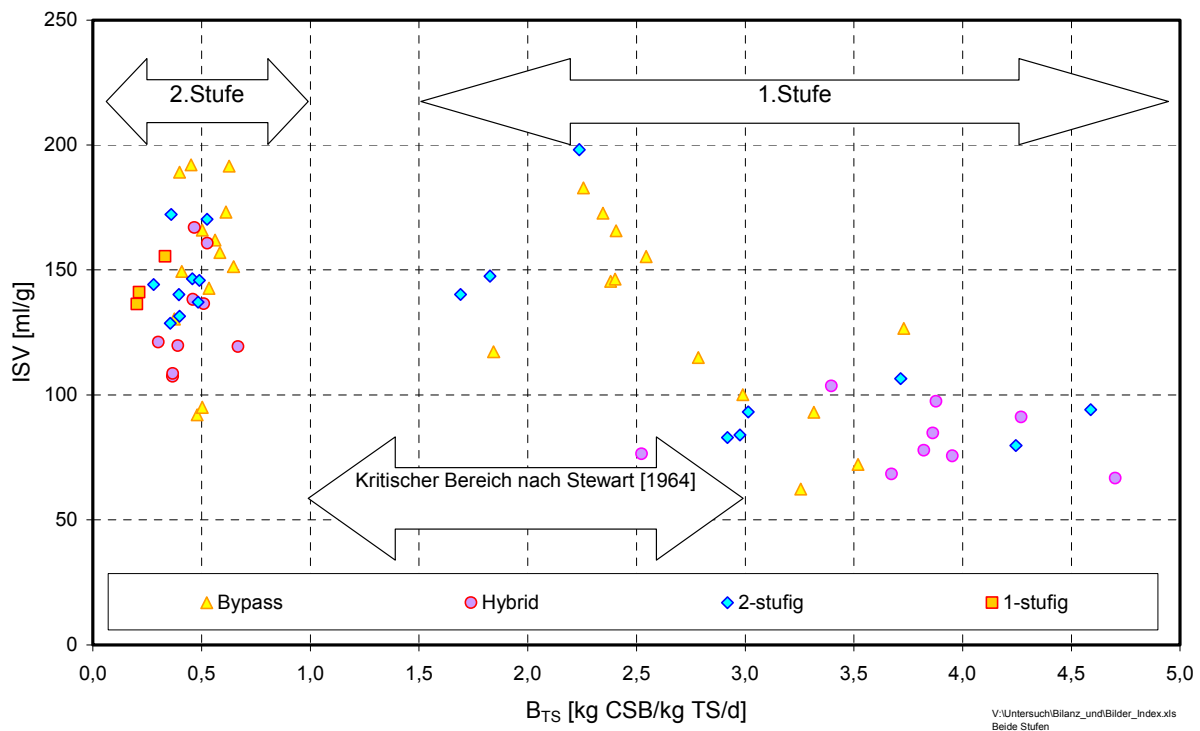


Abbildung 9 Zusammenhang zwischen Schlammindex, Schlammbelastung und Betriebseinstellung in beiden Stufen der Versuchsanlage

Es ist deutlich zu sehen, dass in jenen Bilanzzeiträumen, in denen die Schlammbelastung der 1. Stufe im kritischen Bereich lag, auch die höchsten Schlammindizes auftraten. Damit bestätigen sich die Ergebnisse von STEWART. In der 2. Stufe ist kein ähnlich deutlicher Zusammenhang erkennbar, der kritische Bereich wird auch nie erreicht.

Beim Bypassbetrieb wird die 1. Stufe schwächer belastet als beim Hybridbetrieb. Dementsprechend treten während des Bypassbetriebs niedrigere Schlammbelastungen als während des Hybridbetriebs auf und folglich liegt auch die Mehrzahl der Bypasszeiträume im kritischen Bereich, während die Schlammbelastung bei Hybridbetrieb meist deutlich über dem kritischen Wert von 3,0 liegt.

Wie schon anhand Abbildung 7 besprochen, besteht für die Schlammindizes beider Stufen der Versuchsanlage eine starke Temperaturabhängigkeit. Obige Behauptung, die Schlammbelastung sei maßgebend für die schlechteren Schlammabsetzeigenschaften beim Bypassbetrieb, darf nur unter Berücksichtigung der Temperatur aufgestellt werden.

Daher wurde versucht, sowohl den Einfluss der Temperatur als auch jenen der Betriebseinstellung zu berücksichtigen, wobei hierfür, wie nachfolgende Abbildung zeigt, eine dreidimensionale Darstellungsform gewählt wurde.

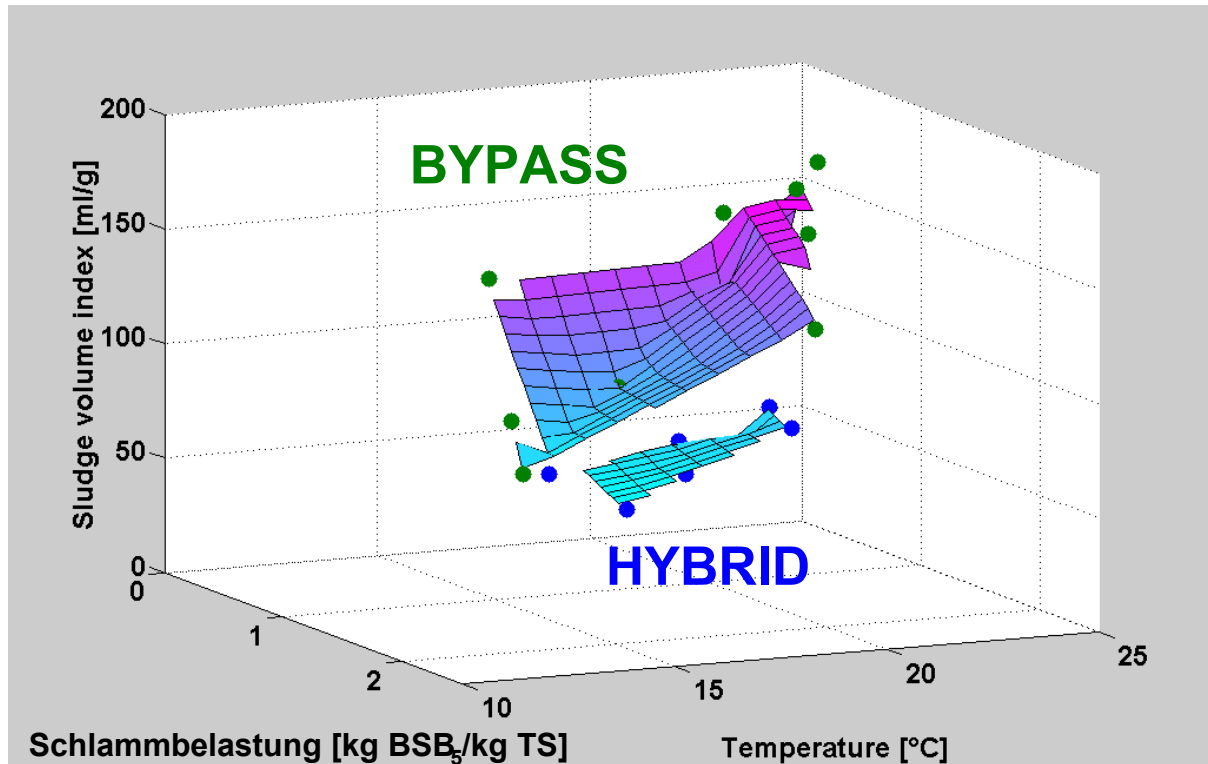


Abbildung 10 Schlammindex der 1. Stufe in Abhängigkeit der Temperatur und der Betriebseinstellung

Bei der 1. Stufe zeigt sich in Abbildung 10, dass Temperaturschwankungen während des Bypassbetriebes zwar erhebliche Verschlechterungen der Schlammabsetzeigenschaften haben. Im Hybridbetrieb kann dies jedoch nicht beobachtet werden. Damit bestätigen sich die Ergebnisse von STEWART auch unter Berücksichtigung der Temperatur.

Für die 2. Stufe ist ein weit geringerer Unterschied des Temperatureinflusses bei Bypass- oder Hybridbetrieb erkennbar als für die 1. Stufe. Tendenziell liegt der Schlammindex bei Hybridbetrieb etwas niedriger als bei Bypassbetrieb.

Zusammenfassend ist zu sagen, dass der Bypassbetrieb die Schlammabsetzeigenschaften negativ beeinflusst. Beim Hybridbetrieb treten meist niedrigere Schlammindizes auf. Es ist aber auch festzuhalten, dass der Schlammindex generell weitaus höher war, als erwartet. Die Ergebnisse der

früheren Pilotversuche an der HKA (DORNHOFER, 1998) und die Erfahrungen aus dem Betrieb der Großanlage weisen auf niedrigere Schlammindices hin. Es ist nicht auszuschließen, dass die Absetzeigenschaften des Schlammes auf der Versuchsanlage durch Faktoren wie die Gestaltung der Nachklärbecken oder die eingesetzten Pumpen verschlechtert wurden. Dies lässt sich auch aus der mikroskopischen Begleitung der Versuche vermuten, wo bei hohen Schlammindices eher Flockenzerfall als ein massenhaftes Auftreten von Fadenbakterien beobachtet wurde.

5 Ermittlung von Grundlagen für die Simulation mit Hilfe der Bilanzierung

Im Einsatz bei biologischen Abwasserreinigungsanlagen sind Massenbilanzen ein hervorragendes Werkzeug zur:

1. Prüfung der Plausibilität verwendeter Messwerte.
2. Gewinnung tieferer Erkenntnisse über Umsetzungsprozesse während einzelner Betriebsphasen. Für die beiden Stufen der Versuchsanlage können Zusammenhänge zwischen Schlammproduktion und Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung mit Schlammalter und Temperatur herausgearbeitet werden, die einerseits zur Plausibilitätsprüfung mit theoretischen Erkenntnissen verglichen und andererseits zur Parameterabschätzung für die Simulation herangezogen werden können.
3. Abschätzung messtechnisch nicht direkt erhobener Stoffströme. Auf die Versuchsanlage angewandt lassen sich auf diesem Wege beispielsweise die Nitratproduktion und die Denitrifikation quantifizieren. Damit gewinnt man einerseits wertvolle Zusatzinformationen über die Versuchsanlage, und schafft andererseits auch eine Überprüfungsmöglichkeit für die Denitrifikationsraten, die sich aus der Simulation ergeben.

Massenbilanzen beruhen auf den Erhaltungssätzen für Masse und Energie. Beide können in einem klar definierten System zwar transformiert, aber weder produziert noch vernichtet werden. Auf die Methodik der Bilanzierung biologischer Kläranlagen wird hier nicht näher eingegangen. Als

weiterführende Literatur bietet sich u.a. (Schweighofer 1994; Svardal 1998; IWAG 1999; Nowak 2000) an.

Bei der biologischen Stufe der Versuchsanlage wurden die drei Bilanzkreise „1. Stufe“, „2. Stufe“ und „Gesamte Biologie“ betrachtet. Außerdem wurde die Vorklärung bilanziert.

Der Überschussschlamm aus der 2. Stufe wird in die 1. Stufe übergeführt und gemeinsam mit dem Überschussschlamm der 1. Stufe aus dem System entfernt (Abbildung 1), was bei der Bilanz zu berücksichtigen ist.

Bilanziert wurden die Parameter CSB, Ges. N und Ges. P. Diese Stoffe werden in den Systemen „Biologische Kläranlage“ und „Vorklärung“ zwar auf verschiedene Outputpfade aufgeteilt, unterliegen aber keinen Transformationen und können daher durch einfache Beschreibung der Frachten in den In- und Outputpfaden bilanziert werden.

Aufgrund der stark unterschiedlichen Schlammalter sind in der ersten Stufe Bilanzzeiträume von wenigen Tagen ausreichend, während in der zweiten Stufe über zumindest zwei Wochen bilanziert werden muss. Tatsächlich wurden mit einer Ausnahme Zeiträume von 14 bis 34 Tagen für alle Bilanzkreise um die Biologie gewählt. Um stationäre Zustände abbilden zu können wurde darauf geachtet, dass jeder Bilanzzeitraum eindeutig einer Betriebseinstellung zuordenbar ist.

Aufgrund einer Plausibilitätsprüfung der Messwerte mit Hilfe einer CSB-Bilanz wurden an den Messwerten einige Korrekturen vorgenommen. Danach ergab sich für die mit Hilfe der durchgeführten Atmungsmessungen geschlossenen CSB-Bilanzen über die drei Bilanzkreise „1. Stufe“, „2. Stufe“ und „Gesamte Biologie“ eine Übereinstimmung von $\pm 10\%$.

5.1 Ergebnisse der Bilanzierung

5.1.1 Pfade des CSB-Abbaus

Abbildung 11 zeigt die mit den gelösten Ablaufkonzentrationen berechneten CSB-Entfernungsraten in der Versuchsanlage einschließlich der Vorklärung. Im Mittel über die Bilanzzeiträume werden etwa 35 % der CSB-Zulaufkraft in der

Vorklärung entfernt, 33 % in den Überschussschlamm transferiert und 28 % veratmet. Deutlich zu sehen ist die Auswirkung der Vorfällung in der Großanlage, die zu Entfernungsraten von bis zu 45 % in der Vorklärung führt.

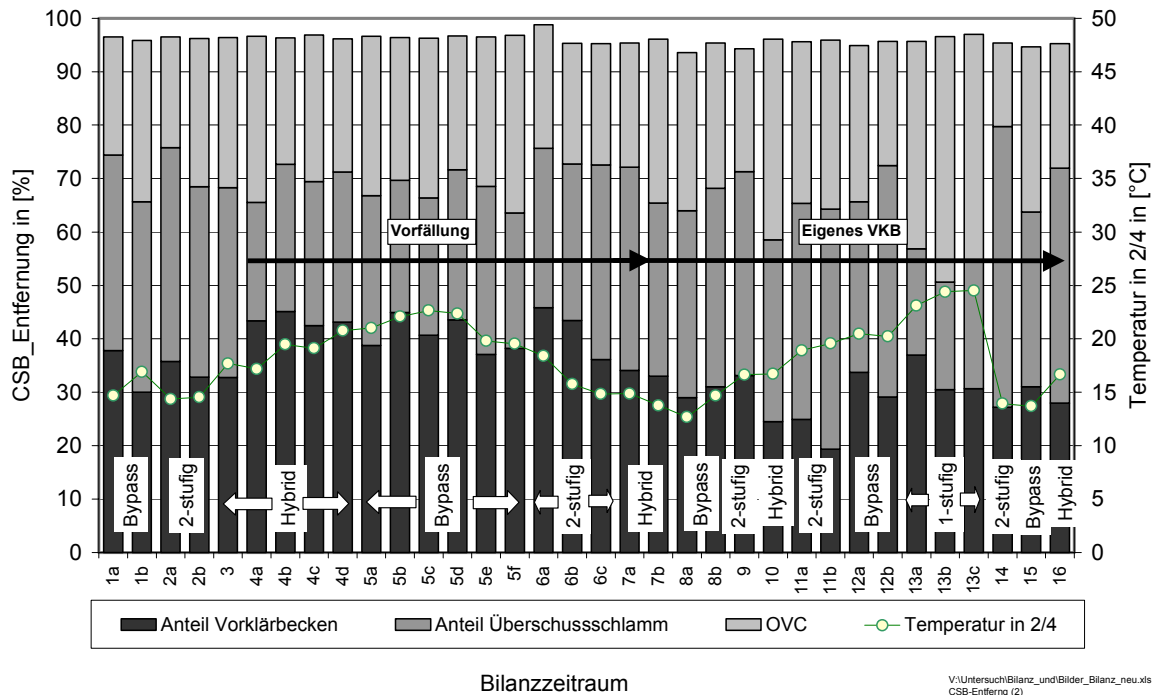


Abbildung 11 Pfade der CSB-Entfernung auf der Versuchsanlage unter Einbeziehung der Vorklärung

Genauer lassen sich die Pfade des CSB-Abbaus aus Abbildung 12 ablesen, wo für den Zeitraum 05.01.98 – 05.07.99 eine CSB-Bilanz in gleitenden 3-Wochenmitteln abgebildet ist. Die Abbildung ist kumulativ zu verstehen, d.h. dass die oberste Linie die Summe aus ÜS-Produktion und Atmung darstellt. Unter dem ÜS-Anfall wird die mit der Überschussschlammpumpe abgezogene CSB-Fracht unter Berücksichtigung von Änderungen des im System gespeicherten CSB verstanden. Der ÜS-Anfall unterscheidet sich von der ÜS-Produktion daher durch den partikulären CSB im Ablauf, der in den ÜS-Anfall nicht eingeht.

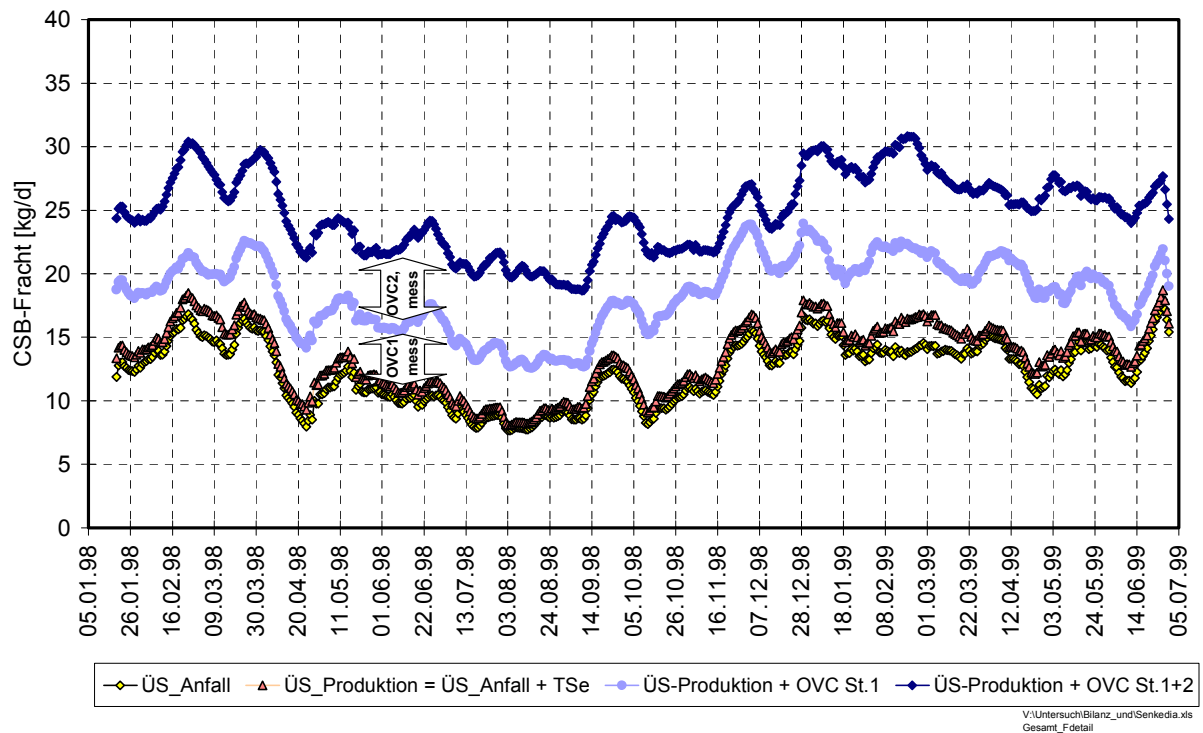


Abbildung 12 Gleitende 3-Wochenmittel der CSB-Entfernungspfade in der Gesamten Biologie

Von der biologisch abgebauten CSB-Fracht werden etwa 60 % in den Überschussschlamm eingebaut und 40 % veratmet. Dabei finden etwa 45 % der Atmung in der 1. und 55 % in der 2. Stufe statt. Der Anteil des äquivalenten Sauerstoffverbrauchs in den anoxischen Zonen (OVD) beträgt etwa 1/3 des gesamten Sauerstoffverbrauchs für den Abbau der organischen Kohlenstoffverbindungen (OVC), wobei 1/3 von OVD in der 1. Stufe und 2/3 in der 2. Stufe auftreten. Betrachtet man hingegen den Sauerstoffverbrauch für den Abbau der organischen Kohlenstoffverbindungen in den aeroben Zonen (OVC_{O_2}), so wird in der 1. Stufe genauso viel Sauerstoff wie in der 2. Stufe verbraucht.

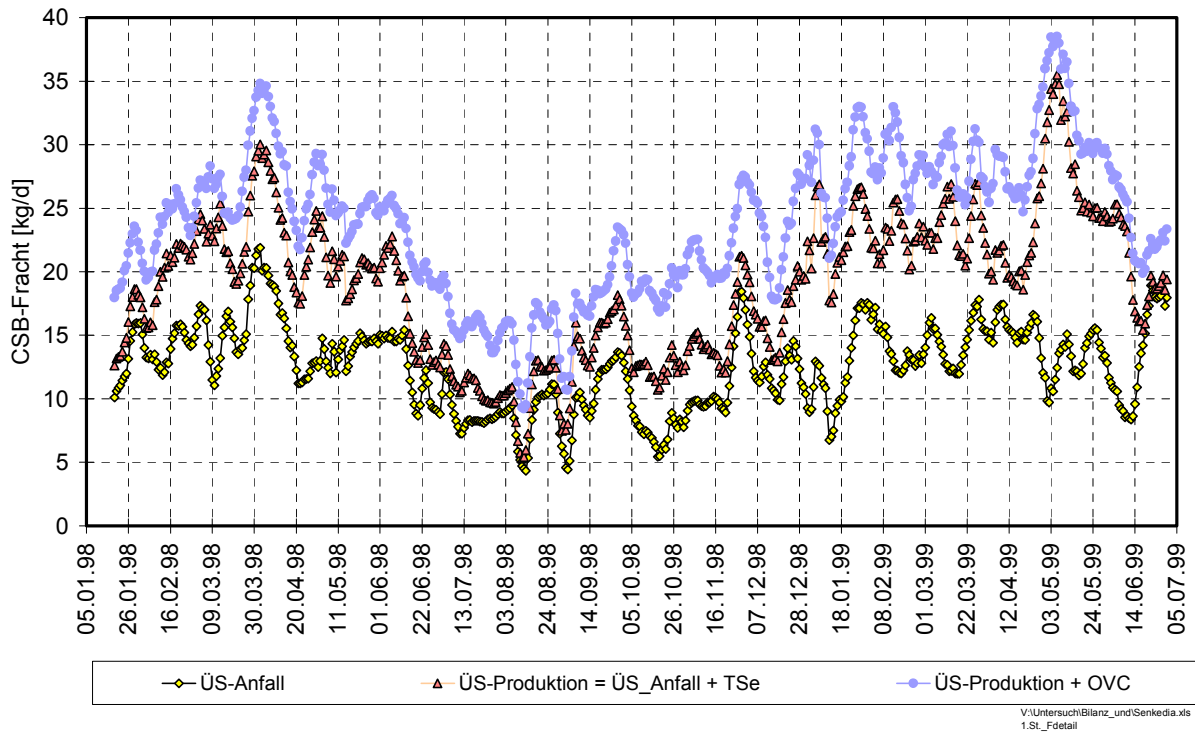


Abbildung 13 Gleitende 1-Wochenmittel der CSB-Entfernungspfade in der 1. Stufe

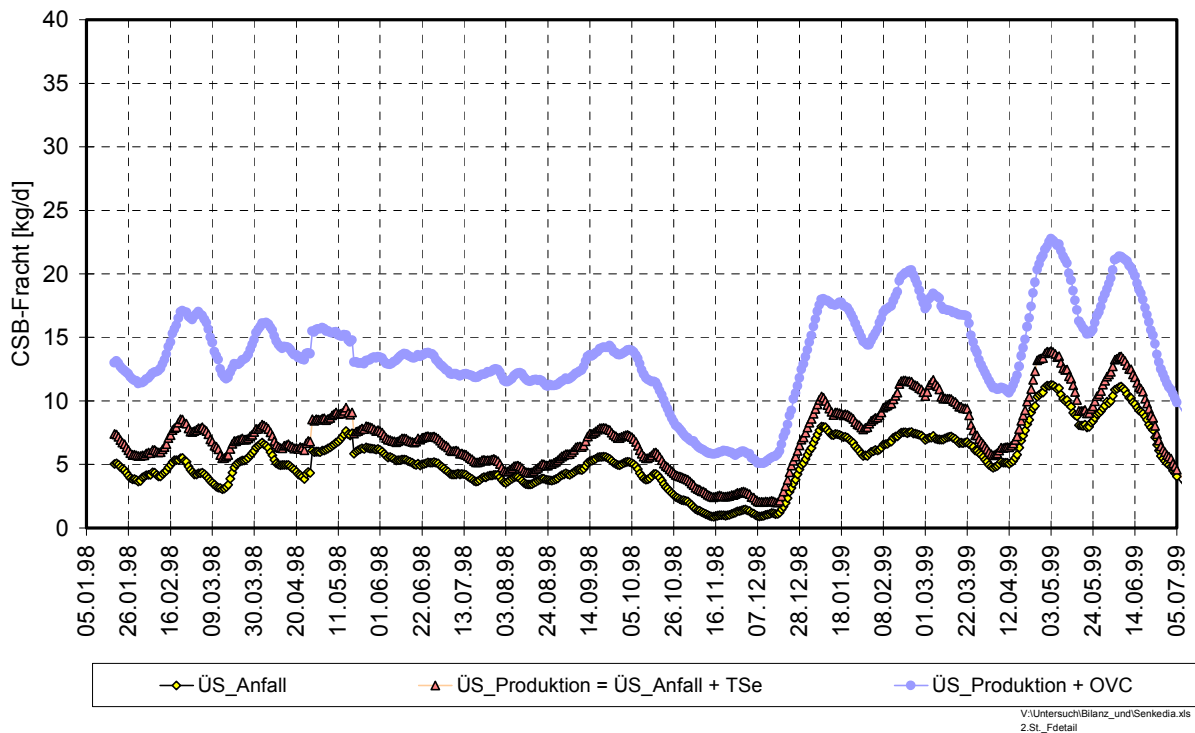


Abbildung 14 Gleitende 3-Wochenmittel der CSB-Entfernungspfade in der 2. Stufe

Im Vergleich fällt an der 1. Stufe (Abbildung 13) auf, dass wesentlich mehr CSB über den Pfad des Überschussschlammes entfernt wird, als in der Bilanz über die Gesamte Biologie. Auffällig ist auch die große Bedeutung des mit der Trockensubstanz in die 2. Stufe abtreibenden partikulären CSB.

Für die 2. Stufe ergibt sich schließlich, dass etwa die Hälfte des abgebauten CSB in den Überschussschlamm eingebaut und die andere Hälfte veratmet wird. Der Anteil des abtreibenden partikulären CSB hat auch hier einen wesentlichen Anteil an der ÜS-Produktion, wie ja bereits in Kapitel 2 erwähnt wurde.

Genauere Aussagen über die ÜS-Produktion erhält man, wenn man sie in Abhängigkeit des Schlammalters betrachtet. Da die Wirkung des Schlammalters stark temperaturabhängig ist, wird in Abbildung 15 und Abbildung 16 das Vergleichsschlammalter bei 15°C verwendet. Die Umrechnung erfolgt mit der Formel:

$$t_{TS,15} [d] = t_{TS,Messtemperatur} * \exp (0,069*(T_{ref}-T_{mess}))$$

Um der Problematik Rechnung zu tragen, dass die Bilanzen einen Restfehler aufweisen, wurde die Auswertung auf 3 Arten vollzogen: Jeweils einer der 3 Parameter η_{CSB} , Anteilige ÜS_{CSB}-Produktion und Anteilige Atmung wurde als Freiheitsgrad gewählt und derart aus den anderen beiden Parametern errechnet, dass sich die Bilanz zu 100 % schließen lässt. Bei Wahl der ÜS-Produktion als Freiheitsgrad ändert sich dann natürlich auch das Schlammalter entsprechend. Man sieht, dass sich die potentielle Trendlinie, die in grober Näherung für den Zusammenhang zwischen Vergleichsschlammalter und Anteiliger ÜS_{CSB}-Produktion gewählt wurde, für alle 3 Fälle der Auswertung deckt, auch wenn die Einzelergebnisse je nach gewähltem Freiheitsgrad differieren.

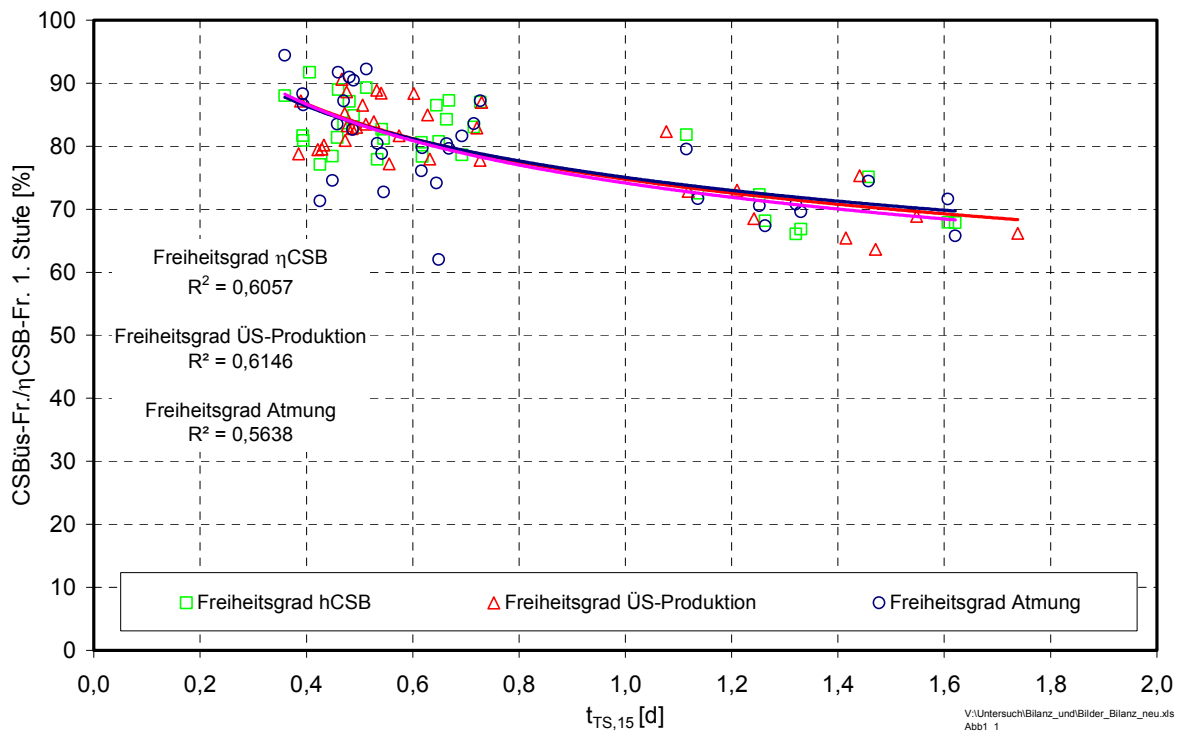


Abbildung 15 Anteilige \dot{U}_{CSB} -Produktion der 1. Stufe in Abhängigkeit des Vergleichsschlammalters bei 15°C.

Es zeigt sich, dass bei einem Vergleichsschlammalter von 0,4 Tagen etwa 87 % des abgebauten CSB in den Überschussschlamm transferiert werden. Bei einem Schlammalter von etwa 1,6 Tagen geht dieser Anteil auf 70 % zurück. Auch, wenn man den Schlamm aus dem Schlammkreislauf 2 (SK₂, Überschussschlamm der 2. Stufe, der in die 1. Stufe eingebracht wird) bewusst aus der Schlammproduktion und der CSB-Zulaufkraft der 1. Stufe herausrechnet, bleibt die Anteilige \dot{U}_{CSB} -Produktion in der gleichen Größenordnung.

Stellt man die gleiche Betrachtung für die 2. Stufe an, so zeigt sich, dass bei einem Vergleichsschlammalter von 5 Tagen etwa 60 % des abgebauten CSB in den Überschussschlamm eingebaut werden. Bei höheren Schlammaltern laufen die Trendlinien je nach dem gewählten Freiheitsgrad auseinander, so dass die Anteilige \dot{U}_{CSB} -Produktion bei einem Vergleichsschlammalter von 20 Tagen nur mehr mit dem Bereich 30-37 % angegeben werden kann. DORNHOFER, 1998 gibt an, dass bei einem Schlammalter von 15 Tagen 61 % des entfernten CSB veratmet werden und 39 % in den Überschussschlamm gehen, was die Ergebnisse in Abbildung 16 sehr gut bestätigt.

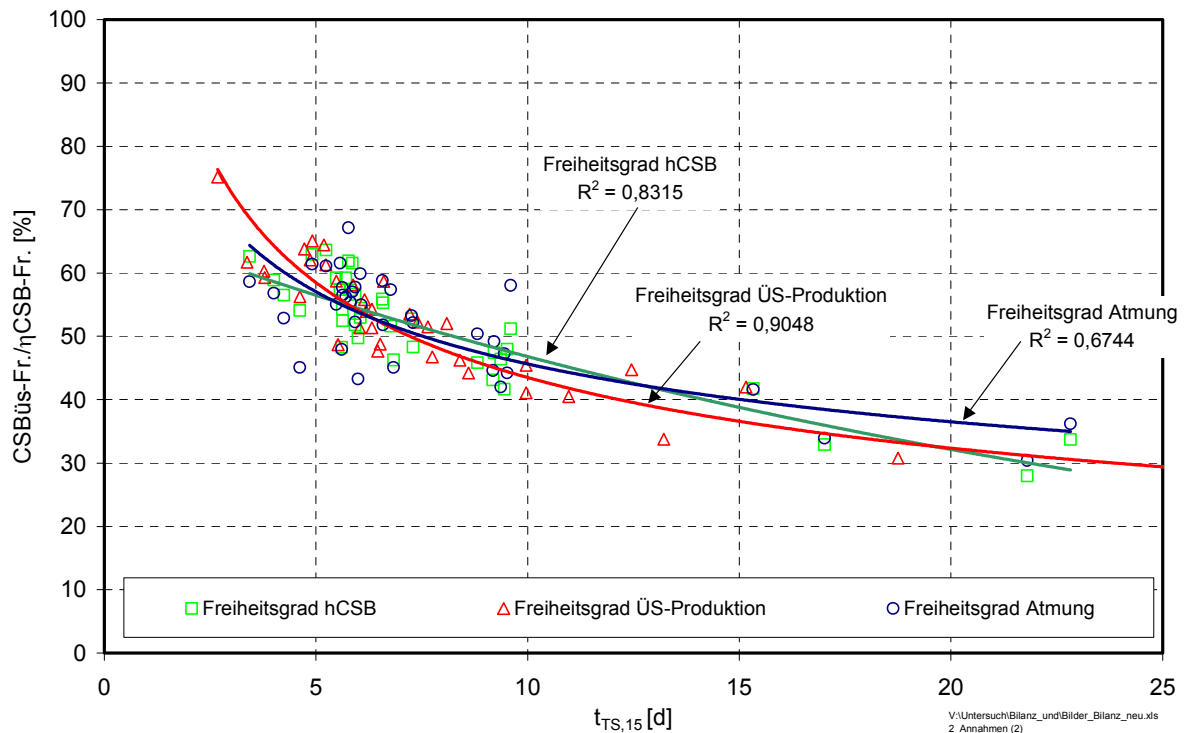


Abbildung 16 Anteilige \dot{U}_{CSB} -Produktion der 2.Stufe in Abhängigkeit des Vergleichsschlammalters bei 15°C.

Anders als beim CSB ist keine geschlossene Bilanz für den Parameter Gesamtstickstoff möglich, da die denitrifizierte Stickstofffracht nicht bekannt ist. Diese wird daher stets aus der offenen Bilanz über die abgebaute und die in den Überschussschlamm eingebaute Stickstofffracht (\dot{U}_{N} -Fracht) errechnet.

5.1.2 Pfade der Stickstoffentfernung

Abbildung 17 zeigt die Pfade der Stickstoffentfernung auf der Versuchsanlage. Anders als beim CSB schwanken die Stickstoffentfernungsraten in der Vorklärung seit Errichtung eines eigenen Vorklärbeckens für die Versuchsanlage erheblich. Dies dürfte unter anderem daran liegen, dass die Entfernungsraten mit Hilfe der Zulaufanalysen der Großanlage ermittelt wurden. Es ist fraglich, ob die entsprechende Probe als repräsentativ für den Zulauf zur Versuchsanlage angesehen werden kann.

Berücksichtigt man die Phasen mit einstufigem Betrieb nicht, so werden im Mittel über die Bilanzzeiträume 17 % der Stickstofffracht im Zulauf in den Primärschlamm und 25 % in den Überschussschlamm transferiert. Über den Pfad der Denitrifikation werden 35 % der Stickstofffracht im Zulauf abgebaut,

davon 1/3 in der 1. Stufe und 2/3 in der 2. Stufe. Damit ergibt sich unter Vernachlässigung der Schwebstoffe im Ablauf eine Stickstoffentfernung von 77 % im Mittel über die Bilanzzeiträume.

Sieht man vom Zeitraum 4c ab, in dem auf der Anlage mehrmals Regenwetterbedingungen eingestellt wurden, so konnten bei Hybrid- und Bypassbetrieb durchwegs Stickstoffentfernungsraten von über 70 % erreicht werden. Bei 2-stufigem Betrieb ist dies nicht immer möglich, insbesondere, wenn wie im Zeitraum 6c nicht nur die Bypass- und Hybridpumpe abgestellt, sondern auch der Rückpass nicht betrieben wurde. Die schlechten Entfernungsraten während der Zeiträume 8a, 14 und 15 sind, wie in Kapitel 3.2.2 erwähnt, mit der stark eingeschränkten Nitrifikation auf Grund von Hemmungen während der Tauwetterperioden erklärbar.

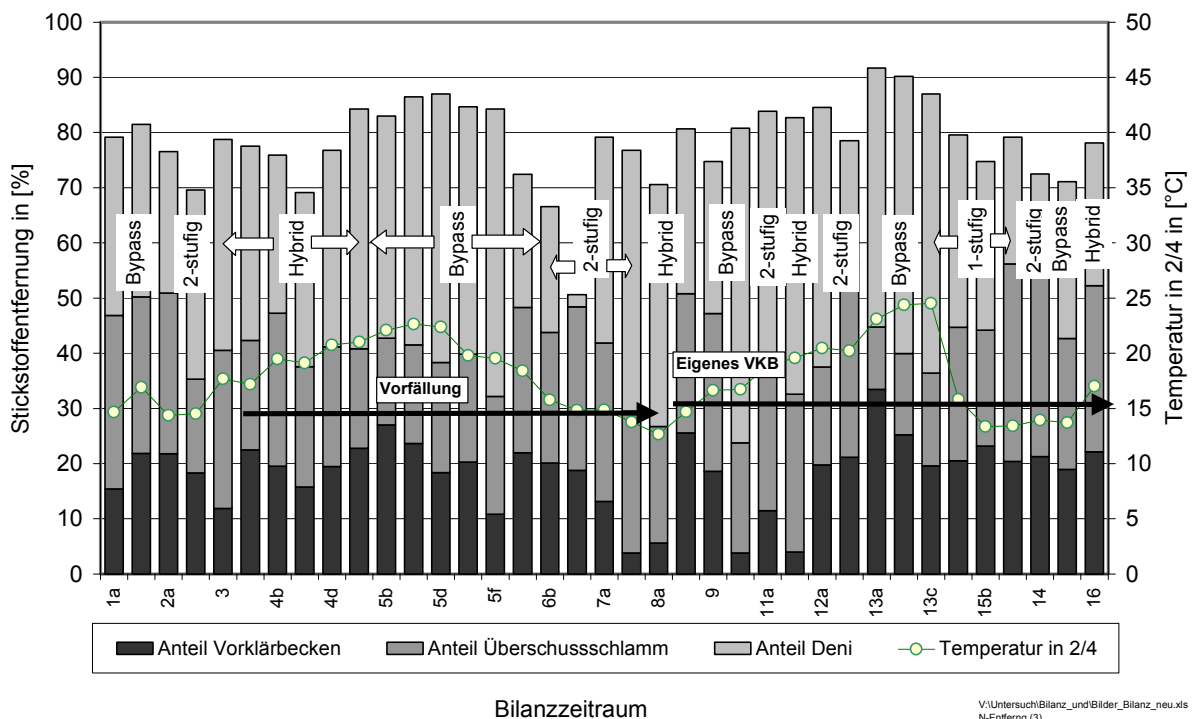


Abbildung 17 Pfade der Stickstoffentfernung auf der Versuchsanlage unter Einbeziehung der Vorklärung

Genauer lassen sich die Pfade des Stickstoffabbaus aus Abbildung 18 ablesen, wo für den Zeitraum 05.01.98 – 05.07.99 eine Stickstoffbilanz über die Gesamte Biologie in gleitenden 3-Wochenmitteln abgebildet ist. Ähnlich wie die analoge Abbildung 12 der CSB-Bilanz ist auch diese Darstellung kumulativ

zu lesen. So stellt die oberste Kurve die Stickstoffzulaufkraft dar, die sich aus den Stickstofffrachten in den Pfaden ÜS-Produktion, Denitrifikation in beiden Stufen und Gelöster Ablauf addiert.

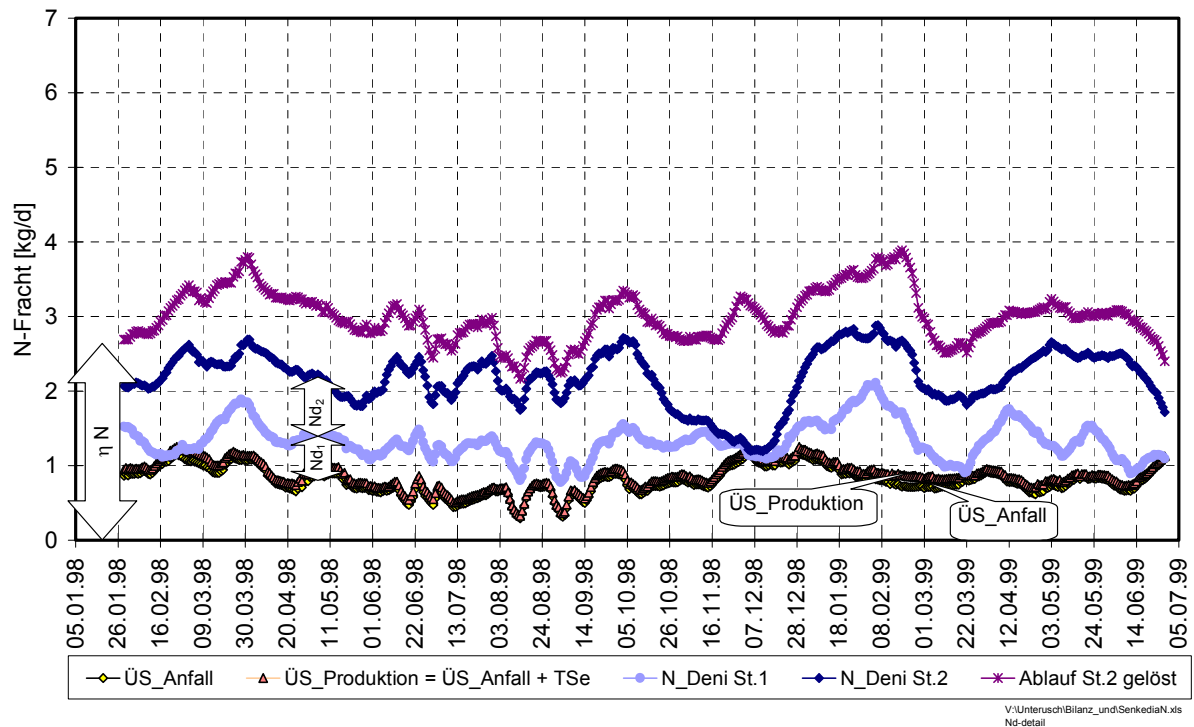


Abbildung 18 Gleitende 3-Wochenmittel der Stickstoffabbaupfade in der Gesamten Biologie

Deutlich zu erkennen ist der Rückgang der Denitrifikation während der 2-stufigen Betriebsweise zwischen 16.10. und 16.12.1998 und der Rückgang der in den Überschussschlamm eingebauten Stickstofffracht während der Sommermonate. Bei annähernd konstantem N/oTS-Verhältnis im Überschussschlamm muss ein ähnlicher Zusammenhang zwischen Vergleichsschlammalter und ÜS-Produktion herstellbar sein, wie dies im Fall der CSB-Bilanz in Abbildung 15 und Abbildung 16 gezeigt wurde. Mit steigender Temperatur in der Belebung im Sommer steigt auch das Vergleichsschlammalter. Gleichzeitig sinkt die in den Überschussschlamm eingebaute Stickstofffracht (Abbildung 19).

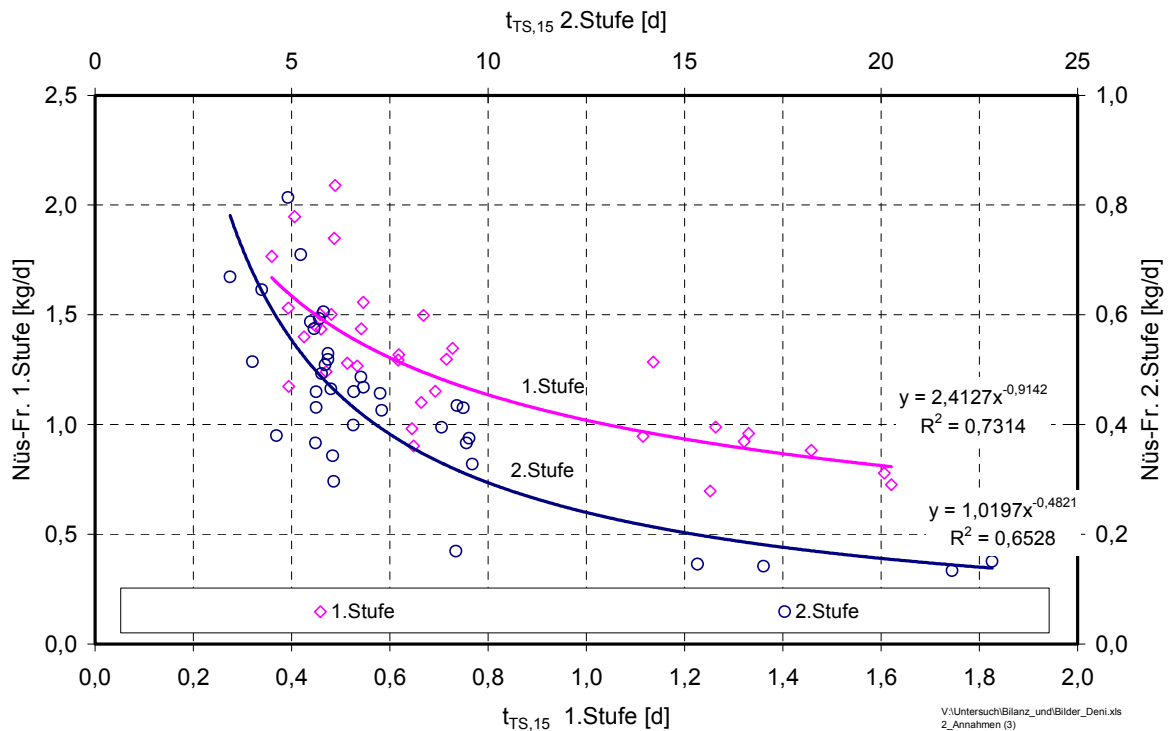


Abbildung 19 Zusammenhang zwischen der in den Überschussschlamm der 1. und 2. Stufe eingebauten Stickstofffracht und dem Vergleichsschlammalter bei 15°C

6 Zusammenfassung

Die Versuche zur Erweiterung der Hauptkläranlage Wien dienten einerseits zur Ermittlung von Grundlagen zur Kalibrierung eines mathematischen Simulationsmodells, andererseits zur Verifizierung der Reinigungsleistung für die verschiedene Verfahrensvarianten unter dem Gesichtspunkt der geänderten Anforderungen an die Stickstoffentfernung.

In dem geplanten zweistufigen Ausbaukonzept sollen die neuen gesetzlichen Anforderungen durch Beschickung der 2. Stufe mit vorgeklärtem Abwasser (Bypass) oder hochbelastetem Belebtschlamm der 1. Stufe (Hybridbetrieb) und teilweiser Rückführung von Ablauf in die 1. Stufe erreicht werden. Die Versuchsanlage wurde gemäß dieses geplanten Ausbaukonzeptes im Maßstab 1:10.000 konzipiert.

Während der Versuche lag das auf 15 °C bezogene Vergleichsschlammalter der 1. Stufe zwischen 0,4 und 1,7 Tagen, jenes der 2. Stufe zwischen 3 und 22 Tagen.

Hinsichtlich der Nitrifikationsleistung zeigte die Bypassbetriebsweise die etwas schlechteren Ergebnisse, da bei direkter Zugabe von Rohabwasser in die 2. Stufe Beeinträchtigungen der Nitrifikation nachweisbar waren. Außerdem musste auf Grund des während der diversen Bypassphasen schlechter werdenden Schlammindex der Überschussschlammabzug erhöht werden, wodurch das Schlammalter reduziert wurde. Dies führte häufig zu Schwierigkeiten bei der Einhaltung der Ablaufwerte bezüglich Ammonium.

Der Schlammanfall der 1. Stufe lag entsprechend der eingestellten Schlammalter zwischen 70 und knapp 90 % der dort entfernten CSB-Fracht, jener der 2. Stufe zwischen 30 und knapp 70 %. Aus der Bilanzierung der Versuchsanlage konnten - abhängig vom Vergleichsschlammalter - Relationen für den Anteil des Überschussschlamm am entfernten CSB abgeleitet werden, die für die mathematische Modellierung grundlegende Informationen darstellen.

Bei zufließendem Schmelzwasser kam es zur zeitweiligen Hemmung der Nitrifikation, ebenso wie bei Bypassbetrieb.

Sowohl in der Bypass- als auch der Hybridbetriebsweise ergeben sich auf die Zulauffrachten zur Biologie bezogene Stickstoffentfernungen von größer 70 . Im Mittel aller Bypasszeiträume konnten – bezogen auf die gelösten Ablaufwerte – in der zweistufigen Biologie 76 % und während der Hybridzeiträume 73 % der Stickstoffverbindungen entfernt werden, was bedeutet, dass die gesetzlichen Anforderungen erfüllt werden können.

7 Literatur

BMfLF, 1996. Verordnung des Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft über die Begrenzung von Abwasseremissionen aus Abwasserreinigungsanlagen für Siedlungsgebiete (1.AEV für kommunales Abwasser). BGBl. 210/1996.

Dornhofer K., 1998. Ein Beitrag zur Optimierung der Stickstoffentfernung in zweistufigen Belebungsanlagen. Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft. Wien, TU Wien.

IWAG, 1999. Plausibilitätsprüfung in der Eigenüberwachung. 2. Workshop Biologische Abwasserreinigung, Betrieb von Belebungsanlagen. Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU Wien.

Knowles G., Downing A.L., Barrett M.J., 1965. Determination of kinetic constants for nitrifying bacteria in mixed culture with the aid of an electronic computer. J. Gen. Microbiol. 38, 263-278

Nowak, O., 2000. Bilanzierung in der Abwasserreinigung. Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft. Wien, TU Wien.

Nowak O., 1996. Nitrifikation im Belebungsverfahren bei maßgebendem Industrieabwassereinfluss. Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft. Wien, TU Wien.

Nowak O., Schweighofer P., Svardal K., 1994. Nitrification inhibition – A method for the estimation of actual maximum autotrophic growth rates in activated sludge systems. Wat: Sci: Technol. 30 (6): 9-19

Schweighofer P., 1994. Möglichkeiten der Plausibilitätsprüfung von Messdaten. Wiener Mitteilungen 116: G1-G42.

Stewart M. J., 1964. Activated sludge process variations – the complete spectrum – part III. Water & sewage works Vol III, No. 6, June 1964: 295 – 297, Scranton Publishing, Chicago, USA

Svardal K., 1998. Dokumentation und Auswertung - Plausibilitätsanalyse von Messwerten. Wiener Mitteilungen 147: 439-475.

Dipl Ing. Gerald Wandl

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
Abteilung Wassergütewirtschaft

Karlsplatz 13/226-1
1040 Wien

Tel: 58801 / 22615

Fax: 58801 / 22699

Email: gwandl@iwag.tuwien.ac.at

Ausbau der Kläranlage Saalfelden nach dem Hybridverfahren - Teil 1

Vorarbeiten bis zur wasserrechtlichen Bewilligung bzw. Vergabe der
Detailplanung aus der Sicht des Betreibers

Matthias Dum

Geschäftsführer des Reinhaltverbandes Pinzgauer Saalachtal, Saalfelden

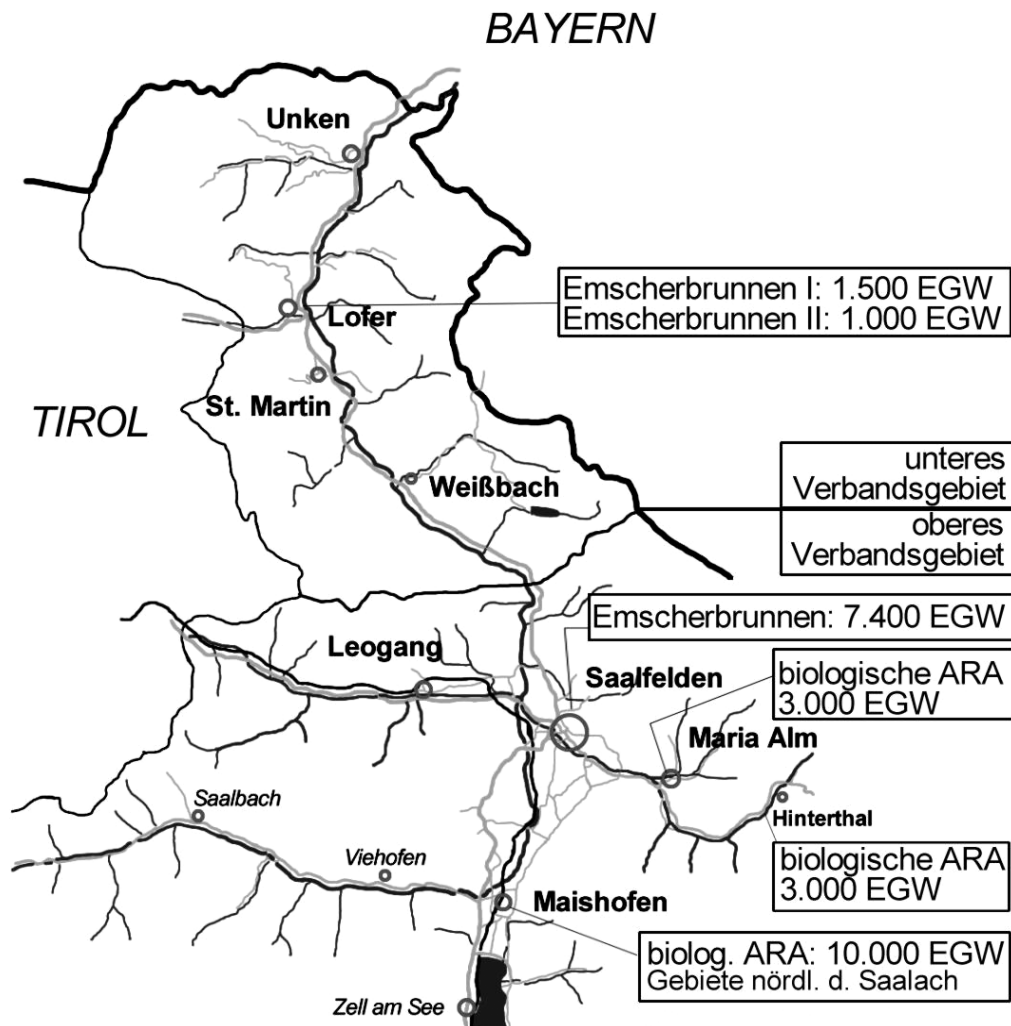
1 Einleitung

Der Reinhaltverband Pinzgauer Saalachtal wurde im September 1977 von den
derzeitigen 8 Mitgliedsgemeinden –

Saalfelden
Maishofen
Leogang
Maria Alm
St. Martin b. Lofer
Weißbach b. Lofer
Lofer
Unken

gegründet.

Das Einzugsgebiet umfasst das Saalachtal von Maishofen bis Unken sowie das
Urslautal und das Tal der Leoganger Ache. Laut Bestandsaufnahmen waren
Kanalisationsanlagen nur für unmittelbare Ortskerne vorhanden.

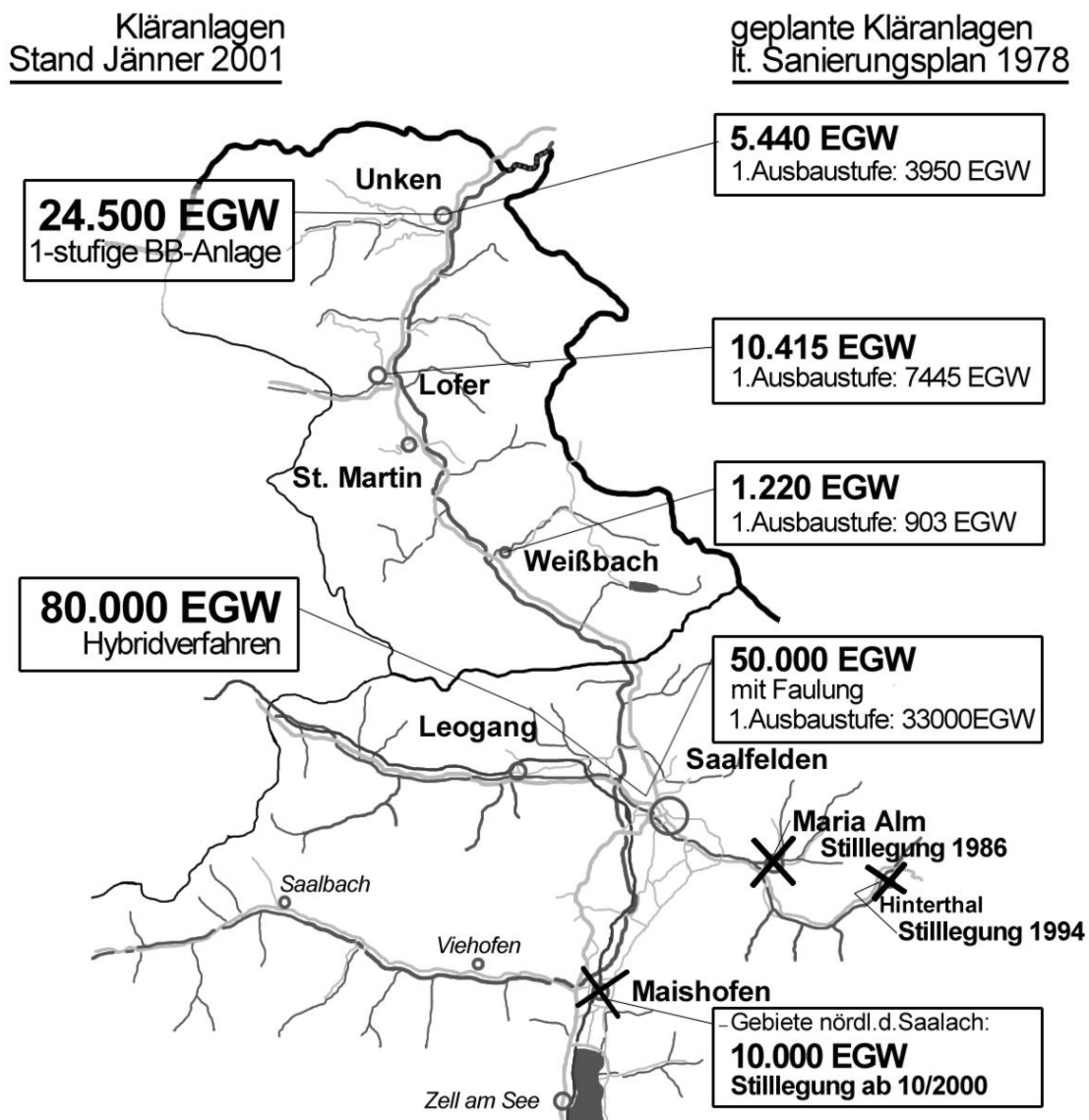


Mitgliedsgemeinden - RHV Stand der Abwasserreinigung 1978

Abbildung 1: Mitgliedsgemeinden RHV Pinzgauer Saalachtal
Stand der Abwasserreinigung 1978

Der am 3.03.1978 vom Amt der Salzburger Landesregierung bewilligte Sanierungsplan hatte laut § 92 Wasserrechtsgesetz die Aufgabe, die Schwerpunkte, die Reihenfolge und die Art der Sanierungsmaßnahmen zu definieren.

Der Ausbauplan sah folgende ARAs vor: siehe Abb. 2



Kläranlagen - RHV
 Sanierungsplan 1978 / Stand 2001

Abbildung 2: Mitgliedsgemeinden RHV Pinzgauer Saalachtal
 Stand der Abwasserreinigung 1978

Der Baukostenplan (Stand 1977) sah für die Gesamtanlagen (inkl. 85 km Kanal) Kosten von 340 Mill. ATS vor.

In einer Änderung des Sanierungsplanes im Mai 1987 wurde statt getrennter Anlagen für St. Martin, Lofer und Unken eine Anlage mit Standort Unken fixiert. Der Kostenrahmen wurde auf 670 Mill. ATS revidiert.

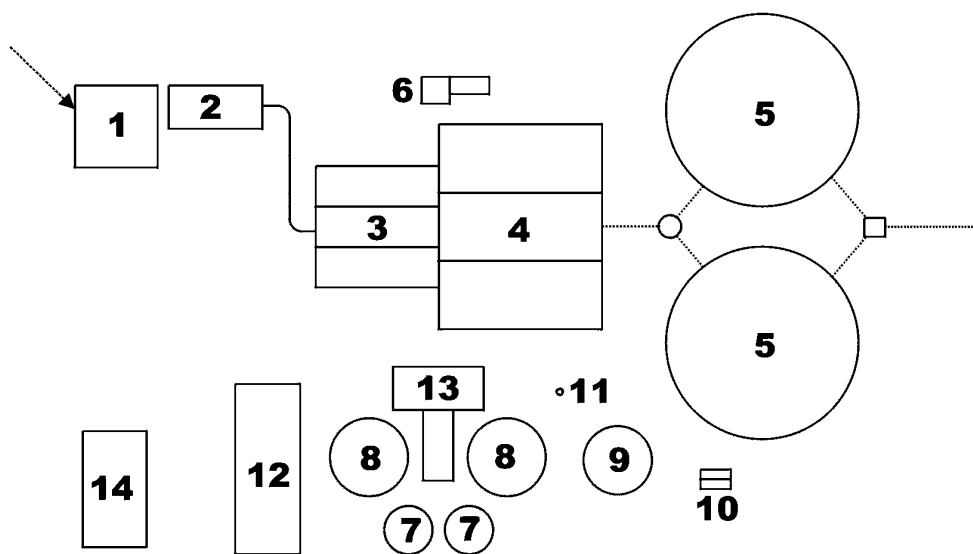
Im Juli 1991 wurde aus wirtschaftlichen Überlegungen und vor allem wegen der WRG-Novelle für den Ort Weißbach anstatt einer eigenen ARA die Kanalanbindung nach St. Martin fixiert.

Im Jahr 1994 (nach Durchführung des Ideenwettbewerbes ARA Saalfelden) wurden mit der Gemeinde Maishofen die Bedingungen für die Übernahme der Abwässer auch aus dem südlichen Ortsgebiet festgelegt (Auflassung der ARA Maishofen am 15.10.2000). Weiters wurde mit einer Großmolkerei in Maishofen vertraglich die Übernahme der betrieblichen Abwässer *ohne* der bereits wasserrechtlich bewilligten Vorreinigung (Ausschwemmreaktor) vereinbart. Diese Abwässer werden in den Nachtstunden übernommen (Pufferung in Misch- und Ausgleichstank) und weisen ein sehr günstiges C:N-Verhältnis auf. Derzeit werden noch Verhandlungen mit der Gemeinde Viehhofen (im Glemmtal) über die Übernahme der Abwässer ca. 2.500 – 3.000 EGW geführt. Wirtschaftliche Überlegungen führten zu starken Veränderungen in der Verbandsstruktur, vor allem zur Konzentration auf 2 Kläranlagen. Die WRG-Novelle 1990 verlangte auch entsprechende Anpassungen der vorliegenden Planungsgrundlagen.

2 Bau der ARA Saalfelden

Die ARA Saalfelden wurde nach 5-jähriger Bauzeit im November 1986 in Betrieb genommen. Der ursprüngliche Ausbau in 2 Etappen wurde nicht vorgenommen. Die Anlagenbelastung lag wegen des noch im Ausbau befindlichen Kanalnetzes bei Inbetriebnahme bei ca. 14.000 EGW/a und stieg bis 1992 kontinuierlich auf ca. 23.000 EGW im Jahresmittel. Die Winter-Saisonmonate stiegen dabei auf Wochenmittel von ca. 35.000 EGW, dabei waren bereits die Belastungsgrenzen der Anlage speziell im Belüftungssystem erkennbar. Die Linienbelüftungen mit keramischen Filterkerzen sowie die an Gasmotoren gekoppelten Turboverdichter konnten eine gesicherte O₂-Versorgung bei Belastungsspitzen nicht mehr garantieren.

Bestand - ARA Saalfelden



Legende:

- 1 Rechenhaus
- 2 Sandfang + Fettabscheider
- 3 Vorklärbecken
- 4 Belebungsbecken
- 5 Nachklärbecken
- 6 Rücklaufschlamm-pumpwerk
- 7 Eindicker
- 8 Faultürme
- 9 Faulgasbehälter
- 10 Propangastanks
- 11 Gasfackel
- 12 Maschinengebäude
- 13 Betriebsgebäude
- 14 Schlammstapelplatz

Bestand:

50.000 EGW
 C-Entfernung
 Inbetriebnahme 11/1986

Volumen:

Sandfang	80m ³
Vorklärung	1.100m ³
Belebung	3.000m ³
Nachklärung	3.200m ³
Ges. Beckenvolumen	7.380m³

Schlamm eindicker	470m ³
Faulbehälter	3.000m ³
Gasbehälter	750m ³

Abb.3 Bestand - ARA Saalfelden

Abbildung 3: Bestand der ARA Saalfelden

Die Betriebserfahrungen aus den ersten 5 – 6 Betriebsjahren wurden in eine Liste von Verbesserungsvorschlägen eingearbeitet (siehe Teil 2 Bestandsänderung Ideenwettbewerb). Diese Verbesserungsvorschläge konnten teilweise beim Bau bzw. bei der Umplanung der Kläranlage Unken (Wasserrechtliche Bewilligung 1988 – Baubeginn 11/1989) eingebracht werden. Diese Anlage wurde nach gleichem Konzept vom gleichen Planer errichtet. Da die Kläranlage Unken nur für Kohlenstoffentfernung geplant und bewilligt wurde, wurde im Jahr 1990 bzw. 1991 die Anlage auf Nährstoffentfernung während des Rohbaues umgeplant.

Diese Umplanung bzw. Anpassung der Kläranlage Unken und die Einbringung der Betriebserfahrung aus der Kläranlage Saalfelden konnten anfänglich nur gegen Widerstand seitens des Planers und späterer Einholung von verfahrenstechnischen Universitätsgutachten positiv erfolgen.

Die Diskrepanz zwischen dem Stand der Wissenschaft (als Grundlage für WRG-Novelle) und dem Stand der Technik in der praktischen Umsetzung war *bemerkenswert*.

3 Ideenwettbewerb zur Anpassung der ARA Saalfelden

Wegen der Verpflichtung laut Wasserrechtsgesetznovelle, bis 12.04.1993 ein Sanierungsprojekt zur wasserrechtlichen Bewilligung vorzulegen und aufgrund anstehender Betriebsprobleme, speziell im Belüftungsbereich war dringender Handlungsbedarf in Bezug Planungsvergabe gegeben.

Die Erfahrungen bei der Ausführungsänderung und Anpassung der ARA Unken sowie die besondere Bürosituation des bisherigen Planers (Zivil-Ingenieur stand kurz vor Pensionierung – kein Nachfolger in Sicht) ließen trotz vergaberechtlicher Möglichkeit eine alleinige Beauftragung des bisherigen Planers nicht zu.

In der Begründung des Antrages zur Ausschreibung eines Ideenwettbewerbes wurde festgehalten, dass die Anpassung einer Kläranlage neben den zu behebenden Betriebsproblemen wesentlich höhere Anforderungen an die Planung stellt, als der Neubau einer Anlage. Es ist dabei die bestmögliche Nutzung des Bestandes und dessen Einbindung in das Gesamtkonzept zu berücksichtigen.

Außerdem können durch die Anwendung von Verfahren, die teilweise an Patente gebunden sind, und daher nicht von jedem Planer eingesetzt werden, Vorteile bei Bau- und Betriebskosten erzielt werden.

Mit einem örtlichen Zivilingenieur wurde gemeinsam mit dem Verband als Auslober und unter Beiziehung der Bundesingenieurkammer die Aufgabenstellung in 2 Teilen formuliert und der Wettbewerb im Oktober 1992 öffentlich ausgeschrieben.

1. AUFGABENSTELLUNG

Teil 1

Der ReinhaltEVERBAND Pinzgauer Saalachtal hat die Kläranlage Saalfelden gemäß den Vorgaben der

- a) WRG-Novelle 1990*
- b) BGBl.Nr. 252, vom 18. Mai 1990*
- c) Allgemeine Abwasseremissionsverordnung
179. Verordnung des BMLFW vom 12.04.1991*
- d) 1. Emissionsverordnung für kommunales Abwasser
180. Verordnung des BMLFW vom 12.04.1991*
- e) Änderung der 1. Emissionsverordnung für kommunales Abwasser,
554. Verordnung des BMLFW, BGBl. 191/92 vom 04.09.1992*

in der jeweils geltenden Fassung, auf einen dieser Gesetze erfüllenden Stand der Technik zu bringen. Die Erfüllung dieser Gesetze ist nur nach teilweisem Umbau bzw. Erweiterung der bestehenden Anlage möglich.

Gegenstand des 1. Teiles des Wettbewerbes ist es:

- a) Vorschläge zu erarbeiten, nach welchem System und in welchem Umfang Umbau- und Erweiterungsarbeiten in der Verbandskläranlage Saalfelden erforderlich sind, um die vorgegebenen Funktionen erfüllen zu können.*
- b) Gegliederte Kostenschätzungen zu diesen Vorschlägen zu erstellen und die zu erwartenden Gesamtkosten anzugeben.*

Teil 2

Einzelne Teile der bestehenden Verbandskläranlage Saalfelden entsprechen in ihrer Funktion nicht mehr ganz den Betriebserfordernissen. Sie sollen im Zuge der gemäß Teil 1 erforderlichen Umbauarbeiten, bzw. nach betrieblicher Notwendigkeit den Anforderungen angepasst werden.

Gegenstand des 2. Teiles des Wettbewerbes ist es:

- *Lösungs-Entwürfe zu den in Punkt B/3 angeführten Änderungswünschen zu erstellen und*
- *deren voraussichtliche Kosten anzugeben.*

UMBAU NACH WRG-NOVELLE 1990

Grundsätzliches zum Planungskonzept

a) Auslastung der Kläranlage

Planungsgröße gemäß Projekt 50.000 EGW

Derzeitige Belastung ca. 70%, bzw. 35.000 EGW

Schwer zu verkraften sind derzeit die hydraulischen Spitzenbelastungen. Alle neu zu errichtenden, bzw. zu erweiternden Anlagenteile sollten daher hydraulisch auf rd. 60.000 EGW ausgelegt werden. Die biologischen Belastungsspitzen treten nur in Saisonspitzen auf und sind von der Anlage leichter zu verkraften.

b) Technische Datenblätter

für die Jahre 1990 und 1991 liegen diese Unterlagen im Anhang bei. Genauere Auskünfte über Details des Kläranlagenbetriebes sind bei der Betriebsleitung einzuholen (siehe Pkt. 6.3)

c) Gländerweiterung

ist grundsätzlich nach WESTEN und NORDEN möglich (sh. Lageplan), sollte jedoch eine Fläche von 10 – 12.000 m² nicht überschreiten. Nach Westen wird das verfügbare Areal durch eine 110 kV-Leitung, die freizuhaltende Trasse einer künftigen Umfahrungsstraße Saalfelden der B 311, sowie die Saalach begrenzt. Das Gebiet unter der 110 kV-Leitung kann nur bedingt für Gebäude, wohl aber für Becken u. dergleichen genutzt werden.

d) Grundbesitzer

Eigentümer des Geländes rund um die Kläranlage ist das Land Salzburg. Von einer Erweiterung betroffen ist die GP 18/2, KG Lichtenberg (sh. beiliegender Mappenausschnitt). Mit dem Eigentümer besteht eine Vereinbarung, dass maximal 10 – 12.000 m² Grund erworben werden können. Sonstige Grundstücke stehen für eine Erweiterung nicht mehr zur Verfügung.

e) *Saalach und Grundwasser*

Im Bereich der Kläranlage verfügt die Saalach über einen hochwassersicheren Damm. Mit Überflutungen ist daher nicht zu rechnen.

Der Grundwasserstand liegt im Anlagengelände nur wenig (0,5 – 1,0 m) unter Gelände. Er schwankt mit dem Wasserspiegel der Saalach.

2. PLANUNGSVORHABEN

1. Phosphorfällung

*Zur unmittelbaren Umsetzung wird voraussichtlich nur eine **Simultanfällung** in Frage kommen. Für den Endausbau sind aber auch die Möglichkeiten einer **biologischer Phosphorentfernung** zu prüfen und, wenn möglich, zu berücksichtigen.*

*Bereits in einer 1. Ausbaustufe ist eine **FÄLLMITTEL-LÖSESTATION** für die beiden bestehenden Verbandskläranlagen Saalfelden (50.000 EGW) und Unken (25.000 EGW) einzuplanen. Es ist zu überlegen, ob eine größere Fällmittel-Lösestation, mit Verkauf auch an andere Kläranlagen, zweckmäßig sein kann.*

2. Nachklärbecken

Die Absetzleistung der bestehenden Becken ist nicht ausreichend. Bereits bei Belastungen um 200 – 250 l/s, bzw. bei 30.000 EGW, treten Betriebsprobleme auf. Die Beckenauslegung sollte für eine Belastung von 460 l/s ausreichend sein.

Die Bemessung und Auslegung der Nachklärbecken ist nach letztem Richtlinien-Stand (ATV etc.) zu überprüfen und gegebenenfalls abzuändern.

3. Kanalerhaltungsdienst

Der RHV wird künftig neben dem Verbandsnetz auch die Ortsnetze seiner Mitgliedsgemeinden zu betreuen haben. Für Mannschaft, Geräte und Material soll ein Stützpunkt am Gelände der Kläranlage eingerichtet werden. Das Konzept eines solchen Stützpunktes ist zu entwickeln und die Situierung der erforderlichen Baulichkeiten, unter genauer Definition der einzelnen Bauteile, wie Lager, Garagen, Büro- und Personaltrakt, Zufahrt etc., einzuplanen.

3. BESTANDSÄNDERUNGEN

Teil 2

Die bestehende Kläranlage ist, neben der Anpassung an die WRG-Novelle 1990 und deren zugehörige Verordnungen, in folgenden Funktionsbereichen betrieblich zu optimieren, bzw. zu ändern:

1. Belüftungssystem

Als 1. Ausbaustufe (noch 1993) ist die bestehende Belüftungsanlage zu optimieren und so auszulegen, dass sie der gegebenen Belastung angepasst werden kann.

Die bestehenden Linienbelüfter (keramische Kerzen) arbeiten unökonomisch, der Lufteintrag (10.000 Nm³/h) kann aufgrund der zu niedrigen Belüfterzahl (465 lfm) nicht ausreichend in Sauerstoffeintrag umgesetzt werden, bzw. ist zu wenig anpassungsfähig. Ein Reserve-Aggregat, z.B. als Ersatz bei Reparaturen, gibt es nicht. Das Belüftungssystem sollte so umgebaut werden, dass die wesentlichen Bauteile, wie Gebläse, Belüfterelemente, u. a. auch nach der Kläranlagen-Anpassung noch Verwendung finden können. Die Gebläse sind evtl. mit E-Motoren auszustatten, das Faulgas sollte von den bestehenden Motoren und neu zu installierenden Generatoren zur Gänze verstromt werden.

2. Gasmotoren

Ausstattung der bestehenden Gasmotore mit Generatoren, sodass die Gebläse auch aus dem Netz angespeist werden können. Umrüstung so, dass auch ein intermittierender Belüftungsbetrieb möglich ist.

Grundlastverbraucher – Versorgung mit Faulgas-Strom; die Generatoren sind so auszulegen, dass das gesamte Faulgas möglichst in der Kläranlage verbraucht wird.

Gebläse - Anspeisung aus Netz sowie durch Faulgas-Strom mittels Generatoren

3. Rechengebäude

*Einbau einer **RECHENGUT-WASCHANLAGE** sowie einer **RECHENGUTPRESSE**, um einerseits die organischen Teile des Rechengutes in der Kläranlage zu halten und andererseits den als Sondermüll zu entsorgenden Teil zu minimieren. Zur Vereinfachung der Manipulation mit dem Rechengut ist eine **RECHENGUT-VERLADEEINRICHTUNG** für 5 – 10 m³-Container vorzusehen.*

4. Fäkalien-Übernahmestation

Einplanung einer Fäkalien-Übernahmestation für eine direkte Einbringung in die Faultürme. Die Notwendigkeit einer Sand- bzw. Grobstoffentfernung ist zu prüfen und allenfalls einzuplanen.

5. Sandbehandlung

Der vorhandene Zyklon zur Sandreinigung funktioniert nur bedingt, sodass der Sand derzeit mit hohen Kosten als Hausmüll entsorgt werden muss. Anzustreben ist eine so weit gehende Reinigung des Sandes von organischen Teilen, dass er ohne Kompostierung deponiert werden kann.

6. Sandfang

Der bestehende Sandfang soll ein eigenes Belüftungssystem, (mit speziell dafür bemessenem Gebläse und Luftleitungen) erhalten, um einen intermittierenden Betrieb der Belebungsbecken zu ermöglichen.

7. Vorklärung

*Neben der Anpassung der Vorklärung an ein künftiges Anlagenkonzept werden folgende Verbesserungen gewünscht:
+ Automatischer Schlammabzug – mit Zeitschaltprogramm und Trübungsmessung*

8. Schlammsiebung

Siebung des Primärschlammes vor dem Voreindicker durch eine Siebschnecke oder eine gleichwertige Anlage.

9. Voreindicker

*Förderpumpen zum Faulturm auf **EXZENTERSCHNECKEN-PUMPEN**, mit Mengen- und TS-Messung, umbauen.*

10. Schneckenhebewerk

Leistungsanpassung durch ANTRIEBSMOTORE mit automatischer Regelung.

11. Überschussschlamm-Entwässerung

Einplanung einer mechanischen Überschussschlamm-Entwässerung.

12. Überschussschlamm-Messung

Eine derzeit noch fehlende Messeinrichtung für den Überschussschlamm (Menge und Trockensubstanz) ist vorzusehen.

13. Faulschlamm-Mischer

Es ist zu prüfen, ob der nachträgliche Einbau von Mixchern zusätzlich zur derzeitigen Umwälzung möglich und wirtschaftlich ist.

14. Trübwasserspeicher

Sammeln der Trübwässer aus dem Faulkreislauf sowie der Filtratwässer der Schlammpresse. Zwischenspeicherung und Zudosierung bei Niedrigbelastung, um die N-Spitzen abzubauen.

15. Schlammstapelplatz

Erhöhung der Lagerkapazität etwa auf ca. 50 % des Jahresanfalles, d. h. von derzeit 250 m³ auf 700 – 800 m³.

16. Betriebsgebäude

*Erweiterung der Verwaltungsräume des Reinhaltverbandes, d. h. Anpassung des **Raumkonzeptes** an die künftigen Erfordernisse, bzw. Verlegung an einen anderen Standort, eventuell gemeinsam mit den Räumen des Kanalerhaltungsdienstes.*

17. Ablaufmessung

Die bestehende Ablaufmessung (IDM DN 500) verursacht ab einem Durchfluss von 200 l/s Rückstau, die Soll-Leistung von 460 l/s ist nicht erreichbar. Die Messanlage ist neu zu bemessen und den Erfordernissen anzupassen.

18. Die Mess- und Regeltechnik

der gesamten Anlage soll, zumindest in den wichtigen Bereichen, auf den Stand der Technik gebracht und über EDV erfassbar und auswertbar gemacht werden.

4. UMFANG DER LEISTUNGEN

Die abzugebenden Wettbewerbs-Entwürfe haben zumindest folgende Teile zu umfassen:

- 1. Lageplan 1:200 (Schwarzpause), mit Darstellung aller neuen und geänderten Anlagenteile*
- 2. Bei mehrstöckigen Gebäuden – Grundrisse 1:200 für alle Geschosse, mit Raumbezeichnung, Funktion und Größe, sowie die maßgebenden Ansichten 1:200, mit Fassadengliederung.*
- 3. Die zur Klarstellung der Entwürfe erforderlichen Schnitte 1:200 mit Angabe der Objektshöhen, Lichtmaße und Konstruktionsstärken*
- 4. Kurzgefasster Technischer Bericht*
- 5. Technische Erläuterungen und Berechnungen (mit allen wesentlichen Berechnungsgrößen), aus denen die Funktionalität der einzelnen Entwurfsteile eindeutig hervorgeht.*
- 6. Betriebskosten-Schätzung mit Leistungsbedarf und/oder Betriebsmittelverbrauch zu jedem einzelnen energieverbrauchendem Anlagenteil.*
- 7. Gegliederte Schätzung der Herstellungskosten
Die geschätzten Baukosten jedes einzelnen um- oder neuzubauenden Anlagenteiles müssen zu entnehmen sein.*

5. BEURTEILUNGS-KRITERIEN

- 1. Funktionelle Lösung
Erfüllung der Anforderungen der WRG-Novelle 1990 und der zugehörigen Verordnungen sowie Vereinbarkeit mit den Erfordernissen der bestehenden Kläranlage.*
- 2. Betriebs- und Erhaltungskosten
Wirtschaftliche Aspekte des langfristigen Betriebes und der Erhaltung der Anlagen.*
- 3. Herstellungskosten
Wirtschaftliche Aspekte der baulichen Konstruktion und des Flächenbedarfes.*

6. WETTBEWERBS-UNTERLAGEN

Die Ausschreibung umfasst folgende Unterlagen:

- 1. Allgemeine Bestimmungen (Teil A der Ausschreibung)*
- 2. Entwurfs-Richtlinien (Teil B der Ausschreibung)*
- 3. Kataster-Lageplan 1:1.000 zum verfügbaren Erweiterungsareal*
- 4. Übersichts-Lageplan der Kläranlage 1: 200, 2-fach als Lichtpause und als Mutterpause*
- 5. Betriebs-Datenblätter der Kläranlage für die Betriebsjahre 1990 und 1991 mit allen wesentlichen Betriebsdaten der einzelnen Anlagenteile.*
- 6. Technischer Bericht zum Kollaudierungs-Operat vom 28.04.1987 des Anlagenplaners Dipl.Ing. Hermann Trauner, Saalfelden, mit allen wesentlichen technischen Angaben.*

Das Interesse der Planungsbüros war sehr stark, es wurden ca. 40 Wettbewerbsunterlagen behoben.

Bis zum Abgabeschluss am 9.02.1993 wurden 13 Planungen, welche teilweise mehrere Varianten enthielten, abgegeben. Der Ausarbeitungsumfang reichte von Minimalprojekten (lt. Ausschreibungsvorgaben) bis zu Einreichprojekten.

Die laut Ausschreibung vorgesehene Vorbegutachtung durch das betreuende Zivilingenieur-Büro auf Vollständigkeit, Plausibilität der Bemessungsansätze, Stand der Technik, usw. wurde aufgrund der Vielzahl neuer Verfahren und sehr interessanter Lösungsansätze durch eine verfahrenstechnische Überprüfung seitens der TU Wien ergänzt.

Prüfbericht – TU:

Bei einem eingehenden Gespräch mit dem Geschäftsführer des RHV-Pinzgauer Saalachtal am 5.03.1993 an der TU Wien über die Beurteilung der für den Ideenwettbewerb eingereichten Projekte hat sich ergeben, dass es notwendig sein wird, die eingereichten Unterlagen hinsichtlich der verfahrenstechnischen Qualität vor der Sitzung des Preisgerichtes zu prüfen. Diese Auffassung hat sich vor allem durch folgende Umstände ergeben. Es sind sehr viele verschiedene Verfahrensvarianten vorgeschlagen worden, und der Umfang vieler Projekte ist so groß, dass eine gründliche Voruntersuchung angebracht erschien, um dem großen Aufwand gerecht zu werden, den viele der Wettbewerber in der Erstellung der Unterlagen gesteckt haben. Die gründliche Vorprüfung der eingereichten Projekte durch das Ingenieurbüro Dipl.Ing. Rainer Kschwendt hat sich vorwiegend auf einerseits die Erfüllung der Ausschreibungsbedingungen, andererseits auf die Kostenvergleiche erstreckt. Bei den derzeitigen gesetzlichen Anforderungen an die Reinigungsleistung der Kläranlagen nach der 1. Emissionsverordnung für kommunales Abwasser ist es relativ schwierig geworden, die verschiedenen Verfahren dahingehend zu beurteilen, ob sie in der Lage sind, diesen sehr strengen Anforderungen zu genügen. Besonders die Fragen der betrieblichen Sicherheit und der Anpassungsfähigkeit an verschiedene Betriebszustände spielen für den Betreiber eine ganz entscheidende Rolle.

Die in der verfahrenstechnischen Vorprüfung getroffenen Festlegungen über den Stand der Technik sorgten auch später für diverse Diskussionen bei den Besichtigungen der Wettbewerbsprojekte bzw. bei Seminaren.

Den Konsens zwischen neuen Ideen und Verfahren und der praktischen Umsetzbarkeit wegen des anstehenden Ausbauprogramms zu finden, war für die Jury ebenfalls äußerst schwierig.

Aufgrund des Vorprüfungsergebnisses konnten in einer 2-tägigen Jurysitzung alle 13 Projekte mit den Hauptvarianten, nach folgenden Kriterien beurteilt werden:

1. *Begründung der Bemessungsansätze, Tiefe der Ermittlung der Bemessungsgrundlagen*
2. *Erfüllbarkeit der Zielsetzung bezüglich der Reinigungsleistung (d.h. der gesetzlichen Anforderungen zu jeder Zeit)*
3. *Sicherheit, mit der die Zielsetzung im Bemessungsfall erreicht werden kann.*
4. *Anpassbarkeit des Kläranlagenbetriebes an die schwankenden Belastungszustände über das Jahr und über die Lebenszeit der Anlage*
5. *Betriebssicherheit, vor allem auch bei Reparatur- und planmäßigen Instandsetzungsarbeiten (Außerbetriebnahme von Anlagenteilen)*
6. *Einfachheit, Robustheit und Flexibilität der Mess- und Regelstrategie (Aufwand für Betreiber, Qualifikationsanforderungen an das Betriebspersonal)*
7. *Vorhandene großtechnische Betriebserfahrung bei den vorgegebenen Anforderungen (gesetzliche Auflagen), Frage nach dem „Stand der Technik“ für Bemessung und Betrieb*
8. *Möglichkeit der Aufrechterhaltung der derzeitigen Reinigungsleistung der Kläranlage während des Umbaus*
9. *Wie weit sind die angegebenen Betriebskosten realistisch und vollständig?*
Es wird davon ausgegangen, dass die Betriebskosten bei allen beurteilbaren Varianten relativ ähnlich sind. Jedenfalls dürften die Unterschiede in den Berechnung zufolge unterschiedlichen Annahmen der Planer größer sein als die tatsächlichen.

Die angegebenen Herstellungskosten wiesen eine Schwankungsbreite zwischen 80 – 200 Mill. ATS auf. Eine wesentliche Ursache für diese Kostenstreuung lag auch bei den Umbaumaßnahmen-Bestand sowie bei den Hochbauten für Kanalwartung, Büro- und Verwaltungsgebäude. Daher beschränkte man sich

auf die Bewertung des erforderlichen Neubau-Beckenvolumens als wesentlichen Kostenfaktor. In einem einstimmigen Juryergebnis wurden 3 Preisträger ermittelt und der Ankauf von 2 weiteren Projekten empfohlen.

Abb. 4 – 8 lt. Beilage

Die nicht prämierten Projekte enthielten ebenfalls eine Reihe interessanter Lösungsvorschläge. Die dabei vorgeschlagenen Verfahren reichten neben konventionellen einstufigen Anlagen bis zu Verfahren mit Fließbettreaktoren, Verfahren mit Nachfällung zur Phosphorentfernung sowie getrennter Reaktoren zur Züchtung von Nitrifikanten. Zur Reduktion von Belebungsbecken-Volumen sowie zur Reduktion der Belastung der bestehenden Nachklärbecken wurden auch Verfahren mit Aufwuchskörpern (Linpor-C/N-Verfahren) angeboten.

Von 2 Planern wurden in Varianten 2-stufige Verfahren nach dem Hybridverfahren (Admont-Verfahren) angeboten. Die Ausarbeitung der Projekte ließ jedoch eine genauere Überprüfung des Verfahrens nicht zu. Hinsichtlich der hydraulischen Schwankungen wurden neben Tagesausgleichsbecken auch Stauraumkanäle vorgeschlagen. Auch eine 1-Becken Hochlast-Biologie mit Phostrip-Verfahren wurde angeboten.

Die laut Meinung der Projektanten erforderlichen Neubau-Volumina wiesen eine Bandbreite von

4.940 m³ bis 14.323 m³

auf.

Bei Beurteilung auf Betriebssicherheit, Betriebskosten, Erfüllbarkeit der Reinigungsleistung usw. wurden Projekte mit etwas höheren Investitionskosten und **nachhaltig** wirtschaftlicheren Lösungen und größeren Sicherheiten besser beurteilt.

Die Vielzahl der als **beste Lösung** für unser Problem vorgeschlagenen Planungen war beeindruckend und verwirrend zugleich. Ohne die

verfahrenstechnische Beurteilung durch ein unabhängiges Universitätsinstitut wäre ein Juryergebnis nur nach unverhältnismäßig hohem Zeitaufwand zu erarbeiten gewesen.

Die Verbandsorgane besichtigten mehrere Referenzanlagen der Preisträger und erteilten nach entsprechenden Vertragsverhandlungen und auf Grundlage des abgegebenen Honorarangebotes den Planungsauftrag an den ersten Preisträger.

4 Detailplanung und wasserrechtliche Bewilligung

Da im Zeitraum des Ideenwettbewerbes die Vereinbarung mit der Gemeinde Maishofen betreffend der Auflassung ihrer Kläranlage getroffen wurde, galt es, die Planungsgrundlagen neuerlich zu erheben. Die bis Mai 1995 durchgeführte EGW-Erhebung inklusive Ausbaureserven (15 Jahre) ergab eine Ausbaugröße von 80.000 EGW.

Bei Vorgesprächen mit den Sachverständigen des Amtes der Salzburger Landesregierung wurden gewisse Vorbehalte gegen eine Erweiterung im einstufigen Verfahren angemeldet. Eine Hochrechnung der Belebungsbeckenkubaturen von 50.000 auf 80.000 EGW hätte Belebungsbecken in der Größe von ca. 16.000 m³ ergeben. Die saisonalen Belastungsschwankungen (Verhältnis ca. 1:2) ließen Betriebsprobleme erwarten.

In einem Gespräch zwischen dem Planer und Herrn Univ.Prof. DI Dr. Norbert Matsché wurden diese Bemessungsansätze besprochen und dabei festgestellt, dass die Einbindung des Bestandes in Form einer Starklaststufe sehr gut realisierbar wäre, und bei Verwendung des Hybridverfahrens die Beckenvolumina gegenüber dem Wettbewerbsprojekt (50.000 EGW) insgesamt sogar reduziert werden könnten. (Beckenvolumen Belebung neu gesamt laut Einreichprojekt 6.000 m³.)

Da dem Verband das Hybridverfahren aus dem Ideenwettbewerb bzw. von Seminaren bereits bekannt war und die Besichtigung der Referenzanlage (Wagram-West) positiv verlief, und auch die Sachverständigen des Landes das vorgeschlagene Verfahren positiv beurteilten, wurde ein Lizenzvertrag

zwischen Austrian Energy & Environment SGP/Waagner Biro GmbH und Prof. Dr. Norbert Matsché abgeschlossen. Die Kosteneinsparung von ca. 20 Mill. ATS war Basis für die Berechnung der Lizenzgebühr.

Mit Bescheid vom 19.09.1994 wurde das Hybridverfahren in einer Grundsatzgenehmigung wasserrechtlich bewilligt, sowie als Grundlage für den Bauabschnitt 10 (Adaptierung des Bestandes, Austausch des Belüftungssystems) die wasserrechtliche Bewilligung erteilt. Es konnte somit im Juni 1995 der Förderantrag für den ersten Bauabschnitt mit einem Kostenrahmen von 41 Mill. ATS gestellt werden.

Im Kostenkatalog waren im wesentlichen der Einbau von neuen Feinrechen, einer Rechengutwaschanlage, eines neuen Belüftungssystems für die bestehenden Belebungsbecken mit getrennten Luftleitungen und elektrisch angetriebenen Drehkolbengebläsen, der Austausch der bestehenden Gasmotoren gegen Gasmotoren mit Generatoren sowie die Adaptierung der bestehenden Nachklärbecken und die Errichtung einer Fällmittelstation enthalten. Des Weiteren war ein neues Prozessleitsystem vorgesehen. In die bestehenden Faultürme sollten 2 Faulschlammfänger eingebaut werden. Im Katalog wurden ebenfalls die Grundankaufskosten sowie Lizenzgebühren und Planungshonorare aufgenommen.

5 Erster Bauabschnitt (BA 10) Ausbau des Bestandes

Nach der Einreichung des Förderantrages konnte mit der Ausschreibung der Bauleistungen, wie maschinelle Ausstattung, Baumeisterarbeiten, Elektrotechnik, Mess- und Regeltechnik, begonnen werden.

Der Bauabschnitt wurde mit Gesamtbaukosten von 35.175.000 ATS einschließlich der Restarbeiten im Oktober 1998 beendet.

Parallel hierzu wurde die wasserrechtliche Bewilligung für den Gesamtausbau beantragt und mit Bescheid vom 7.01.1997 wasserrechtlich bewilligt.

Die im Bescheid verlangten Ablaufgrenzwerte und Mindestwirkungsgrade wurden der Abwasseremissionsverordnung (BGBl. 210, 1996) angepasst. Als Termin für die Gesamtfertigstellung wurde der 31.12.2001 fixiert.

Neben dem rein 2-stufigen Hybridbetrieb (Hochlast Winterbetrieb) wurde in diesem Projekt der 1-stufige zwei-straßige Parallelbetrieb bewilligt. Diese Betriebsweise sollte bis maximal 55.000 EGW bei Temperaturen $>12^{\circ}\text{C}$, bzw. bis 45.000 EGW bei $>8^{\circ}\text{C}$ betrieben werden können. Die Aufteilung des Rohabwassers sollte zu 1/3 Belebungsbestand und zu 2/3 neue Belebungsanlage erfolgen.

Beiderseitige unterschiedliche Auffassungen über das Auftraggeber/Auftragnehmer-Verhältnis führten vorerst zur Beiziehung einer begleitenden Kontrolle, welche von einem örtlichen Zivilingenieur wahrgenommen wurde, und später zur einvernehmlichen Vertragsauflösung.

6 Detailplanung – Ausschreibung und Bauleitung Endausbau BA 11 - Planersuche

Aufgrund der extremen Terminalsituation - Fertigstellung 12/2001 - wurde ein 2-stufiges Verhandlungsverfahren nach Ö-Norm A2050 im ursprünglichen Ideenwettbewerbsteilnehmerkreis durchgeführt. Gegenstand der Ausschreibung war die Fertigstellung der Planungsleistung in der Bauausführungsphase, Bauleistungsleistung für den Aus- und Umbau der bestehenden ARA, sowie die statisch konstruktive Bearbeitung.

In der 1. Stufe wurde ein Bewerbungsverfahren mit folgenden Bewertungskriterien durchgeführt:

	Gewichtungsfaktor
Aufrechte Befugnis, wirtschaftliche Unabhängigkeit, Zuverlässigkeit	0,10
Qualifikation und Einbindung des verantwortlichen Ziviltechnikers	0,11
Qualifikation Mitarbeiter und Subplaner	0,23
Qualitätssicherung	0,03
Kostentreue/Termintreue	0,14
Verfügbarkeit	0,19
Referenzanlagen	0,20

In der 2. Stufe wurden die vier bestgereihten Bewerber zur Ausarbeitung von Optimierungsvorschlägen und zur Legung eines verbindlichen Honorarangebotes eingeladen. Die Bewertung erfolgte nach folgenden Kriterien und Gewichtungsfaktoren:

	Gewichtungs- faktor
Bewerbung	0,25
Optimierung	0,25
Honorar	0,30
Referenzliste	0,10
Hearing	0,10

Aufgrund zwischenzeitlich eingetretener Belastungsänderungen und wegen der nach der Detailplanung eingetretenen neuen Abwasseremissionsverordnung sollten neuerliche technische und wirtschaftliche Optimierungen vorgenommen werden. Neben den den Planern frei überlassenen Optimierungsmöglichkeiten sollten folgende vom Betreiber vorgeschlagenen Punkte einer weiteren Untersuchung unterzogen werden:

1. Verfahren

1.1 Die vorgesehene Umstellung 1-stufig auf 2-stufigen Betrieb (2 x a) und die hydraulische Aufteilung (für zweistraßigen Betrieb) erscheint problematisch. In Zukunft ist im Falle einer Übernahme der Molkereiabwässer Maishofen (ca. 14.000 EGW) mit einer wesentlich höheren Grundbelastung zu rechnen.

1.2 Die im Projekt und im Lizenzvertrag vorgesehene Trübwassernitrifikation ist im Detail noch nicht durchgeplant. Die aus der erforderlichen pH-Werteinstellung entstehenden Betriebskosten wurden dem erzielbaren Effekt nicht gegenübergestellt. Durch die Einleitung der Molkereiabwässer (ohne Vorreinigung) wird das C:N Verhältnis insgesamt wesentlich verbessert. Die letzte AEV (70 % N-Entfernung >12°) führte zu keinen Projektänderungen.

2. Hydraulik

2.1 Neben der Aufteilung der Abwasserströme sind auch Zwischenhebwerke vorgesehen. Dem ursprünglichen Wunsch des Betreibers, die Anlage unter Ausnutzung der hydraulischen Reserven im freien Gefälle (außer bei Hochwasser führender Vorflut) zu betreiben, wurde nicht entsprochen. Die Ergebnisse des bodenmechanischen Vorgutachtens führten zu keinen Planungsänderungen. Eine Kostenvergleichsrechnung in Bezug Tiefe Becken – Pumpwerkskosten liegt nicht vor.

2.2 Die Rücklaufschlammförderung NKB 1 (Bestand) erscheint auf Grund des hydraulischen Engpasses (kein Schlammtrichter) überprüfenswert. Die Schlammtrichter der neuen NKB erscheinen bautechnisch, auf Grund der großen Tiefe, problematisch. Die Aufteilung auf 2 Rechenstraßen verursacht neben den Baukosten (Gebäude) auch technische Probleme durch Ablagerungen vor den Rechen (Sand). Die Maschinenlinie sollte überprüft werden und um eine Primärschlamm-siebung erweitert werden.

3. Schlammlinie und Gasverwertung

3.1 Für die Schlammbehandlung wurde auf Grund des zu kleinen Nacheindickers bzw. des fehlenden Schlammvorlagebehälters ein Nassschlammbehälter vorgesehen. Im Zuge der Diskussionen, Temperatur Faulschlamm – Wirksamkeit Flockungsmittel und Temperatur Filtrat im Falle einer Trübwassernitrifikation, wurde auch ein 3. Faulturm angesprochen bzw. im Katalog die Baukosten vorgesehen.

3.2 Für die Schlammeindickung ist eine MÜSE vorgesehen, die Entwässerung sollte mit einer neuen Presse erfolgen (Type nicht festgelegt), die Weiterverwendung der Siebbandpresse ist nicht geklärt.

3.3 Wegen der geänderten KS-Entsorgungskosten (nur mehr geringfügige landwirtschaftliche Verwertung im Einzugsgebiet) ist der maximal mögliche TS-Gehalt gefordert. Eine Erweiterung des Schlammstapelplatzes ist nicht erforderlich, es sollte jedoch eine Containerverladung überlegt werden.

3.4 Zu den bestehenden BHKWs (2x60 kVA) soll ein zusätzliches Aggregat mit ca. 120 kVA installiert werden. Lt. WR-Bescheid soll die Auslegung dem zukünftig zu erwartenden Gasanfall angepasst werden. Eine Klimatisierung des Gasmotoren- und Gebläseraumes fehlt.

4. MR-Technik und E-Technik

4.1 Es sind für die Regelung der Nährstoffentfernung eine große Zahl von Online-Messungen für die Parameter P, NH₄-N, NO₃-N vorgesehen. Neben den hohen Anschaffungs- und Betriebskosten sind auch die Kosten für die Einbindung in das Prozessleitsystem und die Protokollierung zu berücksichtigen.

4.2 Das vorhandene Prozessleitsystem ist grundsätzlich für eine Erweiterung geeignet, es sollte jedoch geprüft werden, ob nicht aus kaufmännischen Gründen getrennte Systeme installiert werden sollten.

4.3 Die Alarmierung der diensthabenden Klärwärter erfolgt derzeit mittels Pager ohne Alarmdifferenzierung, eine Brandmeldeanlage ist nicht vorhanden. Ein Bereitschafts-Laptop mit Eingriffsmöglichkeit auf der ARA bzw. bei den Pumpwerken soll installiert werden.

Nach dem abgeschlossenen Verhandlungsverfahren wurde an die

Planungsgemeinschaft ARA Saalfelden
Büro Dr. Lengyel ZT GMBH Büro DI Richard Kaiser
1030 Wien 5760 Saalfelden
in Zusammenarbeit mit
ETS - Claus Salzmann, 5760 Saalfelden

am 22.10.1998 der Auftrag zur Fortführung der Planungsarbeiten erteilt.

7 Zusammenfassung

Am Beispiel der Entwicklung im Verbandsgebiet und raschen Veränderung der Planungsgrundlagen (WRG-Novellen) ist ersichtlich, dass eine laufende Anpassung von Planungsvorgaben erforderlich ist. Die bisher geübte Praxis, Anpassungen in einem Bauabschnitt und innerhalb eines Fördervertrages durchzuführen, lässt eine Reaktion auf ein geändertes Umfeld nur erschwert zu.

Aufgrund des großen Optimierungspotentiales in jeder Planungsphase und der Vielzahl der möglichen Lösungsvarianten sollte auf Planungswettbewerbe keinesfalls verzichtet werden.

Seitens des Auslobers sollten jedoch sehr genaue Vorgaben hinsichtlich der zu erbringenden Leistungen gemacht werden. In diese Vorgaben sind auch Raumprogramme für Betriebs- und Verwaltungsgebäude und deren erforderliche Größe vorzugeben.

Als wesentliche Vorgabe soll seitens des Auslobers fixiert werden, ob nur die niedrigsten Investitionskosten oder die nachhaltig wirtschaftlichste Lösung (mit LAWA-Berechnung ermittelt) angepeilt werden. Sollten Systeme angeboten werden, die noch nicht dem Stand der Technik entsprechen, sollten diese im Falle einer Auftragserteilung mittels Versuchskläranlagen auf Kosten des Systemanbieters getestet werden.

Aufgrund der Erfahrungen – Ideenwettbewerb Saalfelden – ist festzuhalten, dass ein Wettbewerbspreisträger-Projekt nur in der Summe aller Bewertungskriterien am besten beurteilt wurde. In Einzelbereichen sind Vorteile in fast jedem Projekt erkennbar. Es sollte grundsätzlich die Möglichkeit geschaffen werden (z. B. durch finanzielle Abgeltung) bzw. die Bereitschaft der Planer vorhanden sein, solche Lösungsansätze in das Detailprojekt aufzunehmen.

Die Bearbeitungstiefe der Wettbewerbsunterlagen sollte seitens des Auslobers mit einem Mindeststandard und auch wegen des Aufwandes der Erstellung und der Prüfung mit einem Maximum-Umfang (Vorentwurf lt. GOB-I) beschränkt werden.

Ob es unter dem derzeitigen rechtlichen Umfeld (Bundesvergabegesetz und der EU-weiten Ausschreibung) für öffentliche Betreiber wie Gemeinden und Verbände möglich ist, vor allem unter dem Aspekt der Einspruchsmöglichkeit bei der Bundesvergabe-Kontrollkommission (nicht kostenpflichtig für den Beschwerdeführer) in Zukunft für jede Anlage das richtige Verfahren vom richtigen Planer umgesetzt zu bekommen, sei in Frage gestellt.

Um eine Wettbewerbsgleichheit der öffentlichen Betreiber mit den privaten Betreibern herzustellen, besteht dringender Handlungsbedarf!

Matthias Dum
GF: RHV Pinzgauer Saalachtal

Tel.: +43 (6582) 73542 – 0
Fax: +43 (6582) 73542 – 9
e-mail: RHV.Pinzgauer Saalachtal@aon.at

Ausbau der Kläranlage Saalfelden nach dem Hybridverfahren - Teil 2

Wolfgang Geyer

Büro Dr. Lengyel ZT GmbH

Kurzfassung: Die Kläranlage Saalfelden, ausgelegt auf 50.000 EW ist seit 1986 in Betrieb. Aufgrund von Belastungssteigerungen durch Anschluß neuer Bereiche und der erhöhten Anforderungen aufgrund der WRG-Novelle war eine Erweiterung und Anpassung der Kläranlage an den Stand der Technik erforderlich. Diese Anpassung wurde in zwei Stufen durchgeführt. Die erste Stufe umfaßte technische Adaptierungen im Bereich der Wasser- und Schlammlinie und wurde 1997 abgeschlossen. Die zweite Ausbaustufe wird derzeit realisiert und 2001 fertiggestellt. Die Anpassung und der Ausbau der biologischen Stufe für 80.000 EW wird nach dem zweistufigen Hybrid-Verfahren durchgeführt, wobei der Bestand die Stufe 1 bildet und eine zusätzliche Belebung als Stufe 2 errichtet wird. Die Abwasserverhältnisse sind charakterisiert durch saisonale Winterfremdenverkehrsspitzen, durch Einleitungen einer Molkerei und durch Abkühlung bei Schmelzwasserzutritt.

Keywords: Kläranlagenerweiterung – Kläranlagenanpassung - zweistufige Biologie – Hybrid-Verfahren – Wintersaisonspitze.

1 Einleitung - Übersicht

1.1 Der ReinhaltEVERBAND Pinzgauer Saalachtal

Dem ReinhaltEVERBAND Pinzgauer Saalachtal gehören die Gemeinden Saalfelden, Maishofen, Maria Alm, Leogang, Weißbach, St. Martin, Lofer und Unken an. Über zwei Kläranlagen in Saalfelden und in Unken wird das Abwasser der Mitgliedsgemeinden gereinigt. Obmann ist Bgm. Günter Schied aus Saalfelden. Die Geschäftsführung obliegt GF Matthias Dum.

1.2 Gründe für den Kläranlagenausbau

Die bestehende Kläranlage Saalfelden diente seit Mitte der Achtzigerjahre zur Abwasserreinigung aus der Region um Saalfelden mit Einleitungen aus den Gemeinden Saalfelden, Maishofen, Maria Alm und Leogang. Aufgrund der Belastungsentwicklung und vor allem wegen der stark gestiegenen Anforderungen an die Reinigungsleistung einer Kläranlage – mit weitgehender Entfernung von Stickstoff und Phosphor aus dem Abwasser – reichte die Kläranlage nicht mehr aus, um die nunmehrigen Anforderungen abzudecken. Es war daher eine kapazitätsmäßige Erweiterung und eine qualitative Verbesserung der Abwasserreinigungsanlage erforderlich.

Die Kapazität wird dabei von 50.000 EW (Einwohnerwerte) auf 80.000 EW erhöht. Entsprechend der Wasserrechtsgesetznovelle 1991 und der dazugehörigen Verordnungen ist nunmehr eine weitgehende Entfernung der Nährstoffe Stickstoff und Phosphor aus dem Abwasser erforderlich. Um dies zu bewerkstelligen sind wesentliche verfahrenstechnische Erweiterungen und Vergrößerungen der Kläranlage erforderlich.

1.3 Projektablauf

Im Jahr 1994 wurde das generelle Projekt der Erweiterung der bestehenden Verbandskläranlage grundsätzlich wasserrechtlich genehmigt; einschließlich einer Aufstockung auf 80.000 EW. Mit Bescheid von 1997 erfolgte die wasserrechtliche Detailgenehmigung für das „Projekt 1996“.

Die 1.e Ausbaustufe des Projektes, mit Anpassungen im Bereich der mechanischen Stufe, der bestehenden biologischen Stufe (Rührwerke im Belebungsbecken, Adaptierung des Belüftungssystems, E-Gebläse anstelle der Gasmotor-Gebläse-Kombinationen), der Schlammbehandlung (Adaptierungen bei der Faulanlage; Faulraummischer), der Errichtung zweier Blockheizkraftwerke und einer Fällmittelstation wurde im wesentlichen in den Jahren 1995 bis 1997 durchgeführt und in Betrieb genommen.

Für die zweite Ausbaustufe mit Anpassung an den Stand der Technik, wobei eine zweistufige Biologie nach dem Hybridverfahren zu errichten ist, war ein Baubeginn 1998 vorgesehen; Dieser konnte aufgrund diverser Verzögerungen nicht eingehalten werden.

Als Fertigstellungstermin für die funktionsfähige Anlage ist laut Bescheid der 31.12.2001 vorgegeben.

1.4 Detailplanungen – Projekt 1999 – 2. Ausbaustufe

Im November 1998 wurde die „**Planungsgemeinschaft ARA Saalfelden**“, bestehend aus der Büro Dr. Lengyel ZT GmbH und dem Büro Dipl.Ing. Kaiser, in Zusammenarbeit mit ETS – C. Salzmann mit den weiteren Planungsarbeiten zur Realisierung des Kläranlagenprojektes beauftragt.

Von der Planungsgemeinschaft wurde daraufhin die Detailplanung – das Projekt 1999 - ausgeführt, wobei grundsätzlich bei der Ausführung das eingereichte und wasserrechtlich genehmigte Verfahren angewendet wurde. Parallel dazu erfolgten die Ausschreibungsarbeiten.

Die Kläranlage wurde nach dem patentierten "Hybrid-Verfahren" /1/, Verfahrensgeber VATEch-WABAG AG und Univ.-Prof. DI Dr. Matsché, im Detail geplant. Über das genehmigte Projekt hinaus waren Adaptierungen bzw. Änderungen im Bereich der Belebungsanlage erforderlich. Die Änderungen beziehen sich auf die lagemäßige Anordnung, die Ausgestaltung der Becken (Wassertiefen, rechteckige Nachklärbecken), die Führung der Wasser- und Schlammkreisläufe und auf zusätzliche Betriebsmöglichkeiten. Weiters waren noch Adaptierungen im Bereich der mechanischen Stufe und der Schlammbehandlung, sowie die Planung für das Betriebsgebäude und des Kanalerhaltungsstützpunktes zu berücksichtigen.

2 Abwassercharakteristik

Die Kläranlage Saalfelden unterliegt von der Belastung her aufgrund des Fremdenverkehrs deutlichen Schwankungen. Die mittleren Schmutzfrachten entsprechen etwa 40.000 bis 50.000 EW. Insbesondere im Winter kommt es kurzfristig und stoßartig zu Belastungsspitzen mit einer maßgeblichen Belastung von rund 80.000 EW. Einzelne Tageswerte liegen merklich höher. Die Fremdenverkehrsspitzen sind auch im Sommer deutlich ausgeprägt, was sich jedoch aufgrund der höheren Temperatur nicht als maßgebender Lastfall auswirkt.

Neben dem Fremdenverkehr ist das Abwasser seit Herbst 2000 durch die Einleitung der Abwässer aus der Molkerei Maishofen geprägt. Insgesamt bedeutet das eine wesentlich höhere Grundbelastung und auch ein weiteres C:N Verhältnis.

Als zusätzlicher wesentlicher Faktor ist die Abwassertemperatur zu betrachten. Wie in vielen vergleichbaren Einzugsgebieten liegen die Zulufttemperaturen auch in der kalten Jahreszeit, bedingt durch die höheren Belastungen relativ hoch in einem Bereich von 9 bis 12°C. Bei Tauwetter sinken jedoch durch eintretendes Schmelzwasser die Zulufttemperaturen erheblich ab, was zu Ablauftemperaturen bis unter 6°C führt. Gleichzeitig kommt es zu einer Verdünnung der Konzentrationen.

3 ARA Saalfelden – Übersicht Bestand und Erweiterung

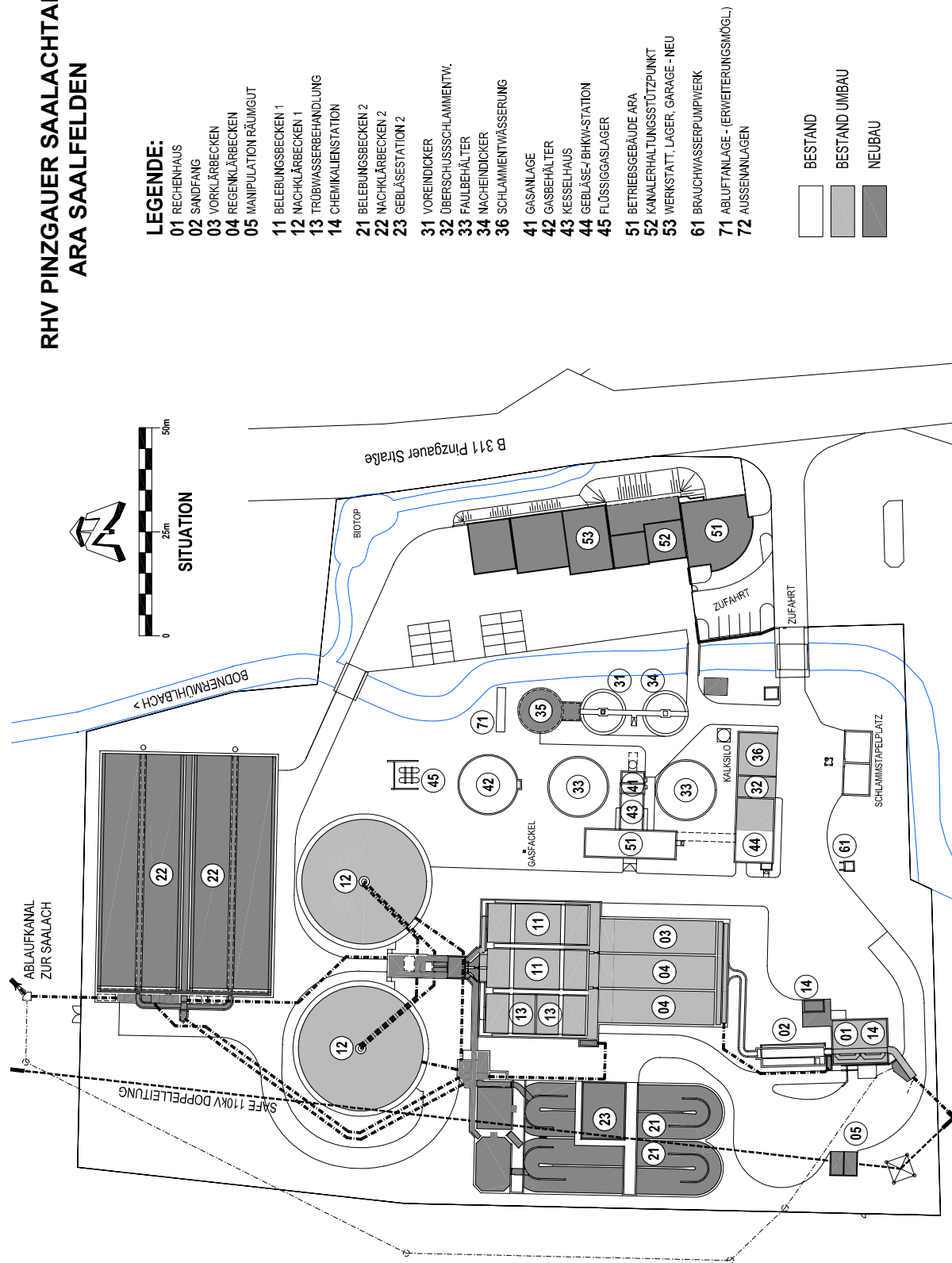
In der Abbildung 1 ist ein Lageplan der erweiterten Kläranlage dargestellt.

3.1 Bestehende Kläranlage

Die Verbandskläranlage Saalfelden wurde 1986 in Betrieb genommen. Die Anlage war als mechanisch-biologische Kläranlage mit Schlammfäulung und Biogasgewinnung und -nutzung konzipiert. Entsprechend der damaligen Belastungssituation wurde die Anlage für die Reinigung von 50.000 EW ausgelegt.

Im Rahmen der gesamten Kläranlagenerweiterung wurden bereits in einer ersten Stufe in den Jahren 1995 bis 1997 Adaptierungen an der bestehenden Anlage vorgenommen.

**RHV PINZGAUER SAALACHTAL
ARA SAALFELDEN**



LEGENDE:

- 01 RECHENHAUS
- 02 SANDFANG
- 03 VORKLÄRBECKEN
- 04 REGENKLÄRBECKEN
- 05 MANIPULATION RÄUMGUT
- 11 BELEBUNGSBECKEN 1
- 12 NACHKLÄRBECKEN 1
- 13 TRÜBWASSERBEHANDLUNG
- 14 CHEMIKALIENSTATION
- 21 BELEBUNGSBECKEN 2
- 22 NACHKLÄRBECKEN 2
- 23 GEBLÄSESTATION 2
- 31 VOREINDICKER
- 32 ÜBERSCHUSSSCHLAMMENTW.
- 33 FAULBEHÄLTER
- 34 NACH-EINDICKER
- 36 SCHLAMMENTWÄSSERUNG
- 41 GASANLAGE
- 42 GASBEHÄLTER
- 43 KESSELHAUS
- 44 GEBLÄSE-/BHKW-STATION
- 45 FLÜSSIGGASLAGER
- 51 BETRIEGSGEBÄUDE ARA
- 52 KANALERHALTUNGSSTÜTZPUNKT
- 53 WERKSTATT, LAGER, GARAGE - NEU
- 61 BRAUCHWASSERPUMPWERK
- 71 ABLUFTANLAGE - (ERWEITERUNGSMÖGL.)
- 72 AUSSENANLAGEN

	BESTAND
	BESTAND UMBAU
	NEUBAU

Abb. 1:

Lageplan Kläranlage Saalfelden – Erweiterung Projekt 1999

Mit Ende 1998 bestand die Anlage im wesentlichen aus:

- mechanischer Stufe mit Rechenhaus, Sandfang und 3 Vorklärbecken,
- biologischer Stufe mit 3 Belebungsbecken und 2 runden Nachklärbecken,
- Schlammbehandlung mit Eindickern, 2 beheizten Faulbehältern zur anaeroben Schlammstabilisierung, einer Schlammentwässerung und einer Schlammzwischenlagerung,
- Biogasgewinnung aus den Faulbehältern, Gasspeicherung im Gasbehälter und Gasverwertung in 2 Blockheizkraftwerken mit Strom- und Wärmenutzung,
- erforderlichen infrastrukturellen Einrichtungen und einem Betriebsgebäude

3.2 Kläranlagenerweiterung

Als wesentlicher Teil der Erweiterung wird die biologische Reinigung in eine zweistufige Anlage nach dem patentierten "Hybrid-Verfahren" umgebaut, wobei die zweite Stufe bereits neu errichtet ist.

An neuen zusätzlichen Objekten wurden errichtet:

- neue Belebungsbecken der 2. Stufe mit Gebläsehaus
- neue Nachklärbecken der 2. Stufe
- zusätzlicher Eindicker
- Betriebsgebäude für Kläranlage und Kanalerhaltungsdienst

Zusätzlich wurden bestehende Bauteile erweitert und umgebaut:

- zwei Vorklärbecken künftig als Regenbecken verwendet
- Adaptierung der bestehenden Biologie; künftig 1. Stufe
- Neue Überschußschlammentwässerungsanlage
- Neue Schlammentwässerungsanlage mit Schlammaustragssystem
- zusätzliches Blockheizkraftwerk zur Strom- und Wärmezeugung aus Biogas

4 Projekt 1999 – Verfahrenstechnik - Detailanpassungen

4.1 Das Hybridverfahren - zweistufige Biologie

Nach dem bereits 1997 wasserrechtlich genehmigten Projekt erfolgt die Erweiterung der biologischen Reinigung nach dem patentierten "Hybrid-Verfahren" /1/, Verfahrensgeber Univ.-Prof. DI Dr. Norbert Matsché und die VATech-WABAG AG (Nachfolger von Austrian Energy and Environment SGP/Waagner Biro GmbH). Es handelt sich dabei um ein 2 - stufiges Verfahren mit speziellen Betriebsweisen und Schlammkreislauf führungen. Als 1. Stufe wird die bestehende Anlage umgebaut. Die 2. Stufe, in welcher die Endreinigung erfolgt, wurde komplett neu errichtet. Neben dem "Hybrid-Verfahren" sind mit der nunmehr realisierten Anlage auch weitere Betriebsweisen möglich, um sich speziell an die Belastungsverhältnisse anpassen zu können. Auch während der Bauphase und bei Revisionsbetrieb konnte die Optimierung der Abwasserreinigung erreicht werden.

Das Hybrid-Verfahren ist in der Praxis bereits mehrfach realisiert und auf universitärer Basis anhand der realisierten Anlagen und im Rahmen von Versuchsanlagen untersucht und ausgewertet. In der Abbildung 2 ist eine Verfahrensübersicht dargestellt:

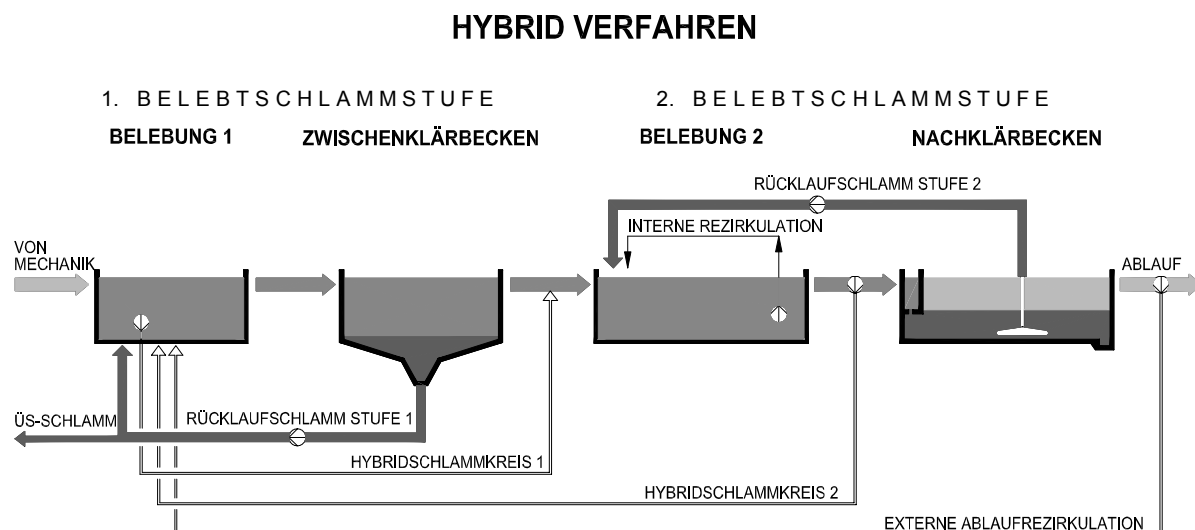


Abbildung 2: Hybrid-Verfahren - Verfahrensübersicht

Anlagenstufen und Verfahrensschritte:

- in einer hochbelasteten ersten Stufe erfolgt ein wesentlicher Teil des BSB-Abbaues.
- in der zweiten Stufe erfolgt in überwiegendem Ausmaß die Nitrifikation.
- Durch die Ausbildung von Schlammkreisläufen von der ersten zur zweiten Stufe und von der zweiten zur ersten Stufe gelingt es, Nitrifikation und Denitrifikation in beiden Stufen durchzuführen und damit eine ausreichende Stickstoffentfernung zu erreichen.
- ein Teil des belebten Schlammes der 1. Stufe wird in die 2. Stufe übergeführt, wodurch dort denitrifizierende Biomasse eingebracht wird und eine Denitrifikation möglich ist. Die Überführung erfolgt im Ablauf der Stufe 1 einerseits durch Schwebstoffe im Ablauf der Zwischenklärung und durch die gezielte Förderung des Schlammkreislaufes 1.
- ein Teil des belebten Schlammes (entspricht dem Überschussschlamm) der 2. Stufe wird in die 1. Stufe übergeführt wodurch dort nitrifizierende Biomasse eingebracht wird und damit auch eine teilweise Nitrifikation und Denitrifikation erfolgt.
- Durch die gezielte Führung der Schlammkreisläufe kann das Schlammalter eingestellt werden.
- in den beiden Stufen kommt es zur Ausbildung von Mischbiozosen
- In beiden Stufe erfolgt neben dem Abbau von Kohlenstoffverbindungen die Entfernung von Stickstoffverbindungen durch Nitrifikation und Denitrifikation.
- durch eine externe Ablaufrezirkulation von der zweiten Stufe zur ersten Stufe wird Nitrat in die 1. Stufe eingebracht und denitrifiziert, wodurch insgesamt eine ausreichende Stickstoffentfernung sichergestellt wird. Durch die Einbringung von Nitrat kann Belüftungsenergie eingespart werden, was den Mehraufwand zur Abwasserförderung kompensiert. Hydraulisch erfolgt eine zwar höhere, aber gleichmäßige Belastung der Anlage.
- Die gesamte Anlagenerweiterung ist derart konzipiert, daß die bestehenden Anlagenteile nach geringfügigen Adaptionen voll weiterverwendet werden können.

Die Bemessung der beiden Stufen erfolgte nach den Grundlagen des ATV-Arbeitsblattes A 131 /2/ (dem Projektzeitpunkt entsprechend Ausgabe 1991) unter Ansatz des für die Nitrifikation erforderlichen Schlammalters. Der Nachweis der Nitrifikation in der zweiten Stufe, die die Basis für die gesamte Stickstoffentfernung bildet, wird nach ATV A 131 durchgeführt. Die Denitrifikation wird durch gezielte Kreislaufführungen von Schlamm und Kläranlagenablauf realisiert.

Die Bemessung der Nachklärbecken erfolgt streng nach den Vorgaben der ATV A 131; mit den darin enthaltenen Sicherheiten. Bei der Zwischenklärung liegen, bedingt durch die vorhandenen eher flachen Becken, etwas höhere Belastung vor, was beim vorliegenden Verfahren zum Teil den verfahrensbedingten Schlammübertrag in die zweite Stufe bewirkt. Der Schlammabtrieb aus der ersten Stufe wirkt sich nicht negativ auf das Gesamtverfahren aus.

Zusammenfassend kann für die vorliegende 2-stufige Belebungsanlage nach dem Hybrid-Verfahren daher festgestellt werden:

- Durch den 2-stufigen Ausbau konnte gegenüber einer einstufigen Anlage eine wesentliche Reduktion der erforderlichen Belebungsbeckenvolumina – wären nur kurzfristig zur Spitzenbelastung in der Wintersaison erforderlich - erreicht werden.
- Das zweistufige Verfahren bildet grundsätzlich höhere Sicherheiten in der Reinigung, da allfällige Belastungsstöße oder auch Hemmstoffe in der ersten Stufe abgepuffert werden und sich auf den Gesamtprozeß daher nur geringer als bei einer einstufigen Anlage auswirken.
- Verfahrensbedingt wird durch die zweistufige Anlage auch eine hohe Sicherheit der Nitrifikation in der kalten Jahreszeit erreicht. Durch die vorgesehene externe Rezirkulation des Ablauf kann beim vorliegenden Verfahrens auch bei niedrigen Temperaturen noch ein erheblicher Gesamtstickstoffabbau erreicht werden, was sich auch im Hinblick auf Belüftungsaufwand und Säurekapazität positiv auswirkt.
- Die wesentlichen Bereiche, nämlich die Nitrifikation und die Funktion der Nachklärbecken sind nach den Vorgaben des ATV-Arbeitsblattes A 131 bemessen. Es liegen somit die bekannt hohen Sicherheiten des Arbeitsblattes A 131 vor.

- Gegenüber einer Bypass – Lösung mit Einbringung von mechanisch gereinigtem Abwasser in die 2. Stufe – auch diese Lösung wäre grundsätzlich möglich gewesen – ergeben sich durch die Hybrid-Lösung mit den Schlammkreisläufen betriebliche und die Abwasserqualität betreffende Vorteile. Die 1. Stufe ist höher belastet, was hier einen höheren Überschußschlammanfall mit höherem spezifischen Sauerstoffbedarf bedeutet. Dieser Schlamm wird einseits gezielt zur Denitrifikation in der 2. Stufe eingesetzt und ist andererseits gut faulfähig mit hoher Gasausbeute. Die Denitrifikationskapazität in der 2. Stufe ist ausgeglichener als bei Zugabe von Abwasser.
- Im praktischen Betrieb sind nach Einstellung der Betriebsparameter keine komplizierten Regelungen und Anpassungen erforderlich. Die Anlage ist in ihrer Funktion einfach zu betreiben und läßt einen stabilen sicheren Betrieb erwarten.

Als Auswirkung des Hybrid-Verfahrens auf Schlammanfall, Schlammbehandlung und den damit verbundenen Gasanfall kann angeführt werden:

- Der anfallende Überschußschlamm entsteht im wesentlichen in der ersten Stufe. Der Abzug aus dem Gesamtsystem erfolgt aufgrund der Hybridkreisläufe zur Gänze aus der ersten Stufe. Durch die höhere Belastung ist dieser Schlamm deutlich aktiver als bei einer einstufigen Belebungsanlage, da die Verunreinigungen zum Teil an den Schlamm absorbiert und nicht abgebaut werden.
- Durch den geringeren Abbau der Schmutzstoffe ist ein geringerer Belüftungsbedarf und ein höherer spezifischer Sauerstoffbedarf des Belebtschlammes gegenüber einstufigen Anlagen gegeben.
- Bedingt durch die Zweitstufigkeit und eine zumindest teilweise biologische Phosphorentfernung kann in der ersten Stufe ein wesentlicher Teil des Phosphors mit sehr geringem Fällmitteleinsatz entfernt werden, wodurch weniger Fällschlamm und damit insgesamt weniger Schlamm anfällt.
- Durch den aktiveren Schlamm liegt eine höhere Fäulnisfähigkeit des Schlammes vor und es ist eine höhere Gasausbeute in der Faulung zu erwarten.

Bei der Gesamtbilanz ergeben sich daher gegenüber einer einstufigen Biologie ein etwas geringerer Schlammanfall, ein höherer Gasanfall (dieser wird verstromt) und ein geringerer Belüftungsbedarf wodurch insgesamt auch die Energiebilanz der Anlage günstiger ausfällt.

4.2 Anpassungen im Zuge des Detailprojektes

Grundsätzlich wurde das Projekt 1999 unter Berücksichtigung der Verfahrenstechnik des eingereichten und wasserrechtlich genehmigten Projektes 1996 realisiert. Im Zuge der Detailbearbeitungen ergaben sich diverse Adaptierungen und Abänderungen, die insgesamt zu einer Optimierung des Projektes beitrugen und Erweiterungen in den Betriebsführungsmöglichkeiten zuließen. Im wesentlichen handelt es sich dabei um:

- Nachklärbecken der 2. Stufe als querdurchströmte Rechteckbecken.
- Zusätzlich Möglichkeit zur Ablaufrezirkulation vom NKB 2 in den Gesamtzulauf; zur Verbesserung des Stickstoffabbaues bei Betrieb mit Hybridverfahren.
- Zusätzlich Möglichkeit zum Betrieb als einstufige Belebungsanlage mit vorgeschalteter Denitrifikation; durch Hintereinanderschaltung der ersten und zweiten Biologie.

5 Detailprojekt 1999 – vorgesehene Maßnahmen

Im folgenden sind die vorgesehenen Maßnahmen des Detailprojektes 1999 in Bezug auf die einzelnen Bauteile dargestellt. Die Erläuterungen beziehen sich im wesentlichen auf Erweiterungen bzw. Abänderungen gegenüber dem ursprünglichen Projekt.

Tabelle 1: ARA Saalfelden – technische Daten

	Bestand	Ausbau 1999-2001
Einwohnergleichwerte (EW 60):	50.000	80.000
Hydraulische Belastung und Schmutzfrachten im Rohabwasser		
Trockenwetterzufluß:	12.500m ³ /d	16.000 m ³ /d
	230 l/s	240 l/s
Regenwetterzufluß gesamt:	1.650 m ³ /h	1.800 m ³ /h
	460 l/s	500 l/s
davon in die Biologische Stufe	300 l/s	500 l/s
BSB5:	3.000 kg/d	4.800 kg/d
davon in die Biologische Stufe	1.846 kg/d	4.320 kg/d
Nges. (Stickstoff gesamt)	--	880 kg/d
Pges. (Phosphor gesamt)	--	160 kg/d
Geforderte Mindestreinigungsleistung		
BSB5: Abbaugrad	93 %	95 %
Konzentration im Ablauf	20 mg/l	15 mg/l
CSB: Abbaugrad	--	85 %
Konzentration im Ablauf	75 mg/l	75 mg/l
Gesamtstickstoffentfernung bei Abwassertemperatur größer		
12 °C: Abbaugrad	--	70 %
Ammonium Konz. im Ablauf bei Abw.Temp. größer 8°C:	--	5 mg/l
P Konzentration im Ablauf	--	1 mg/l
Nutzräume der Verbandskläranlage		
Mechanische Stufe		
Sandfang:	104 m ³	104 m ³
Vorklärbecken:	1.080.m ³	390 m ³
Regenrückhaltebecken:	--	780 m ³
Biologische Stufe 1		
Belebungsbecken:	3.000 m ³	2.120 m ³
Nachklärbecken:	3.450 m ³	4.000 m ³
Sonderabwasserbehandlung:	--	1.060 m ³
Biologische Stufe 2		
Selektoren:	--	960 m ³
Belebungsbecken:	--	6.100 m ³
Nachklärbecken:	--	9.000 m ³
Schlammbehandlung		
Voreindicker:	250 m ³	250 m ³
Schlammfaulraum:	2.900 m ³	2.900 m ³
Nacheindicker:	250 m ³	250 m ³
Schlammstapelbehälter:	--	300 m ³
Schlammstapelbunker:	250 m ³	250 m ³
Gesamt-Becken-Volumen:	11.280 m³	27.500 m³
Gasspeicher		
Biogasbehälter:	750 m ³	750 m ³
Eigenenergieerzeugung		
Blockheizkraftwerk mit Kraft-Wärme-Kupplung:	120 kW elektrisch	240 kW elektrisch

5.1 Mechanische Stufe

5.1.1 Rechenhaus - Zulaufbereich

Im Rechenhaus wurde auf die Errichtung einer kompletten zweiten Straße verzichtet, da diese nicht erforderlich ist. Als zusätzliche Einrichtung wurde ein zweiter automatischer Rechen im Umgehungsgerinne installiert.

Zur Verminderung der auftretenden Sandablagerungen vor dem Rechen ist eine zusätzliche Einrichtung zur Sandgrobabscheidung im Gerinne vor dem Hauptrechen eingebaut.

5.1.2 Sandfang

Auch beim Sandfang wurde auf die Errichtung einer kompletten zweiten Straße verzichtet. Die Zulaufmenge zum Sandfang wird künftig auf die maximale hydraulische Durchsatzmenge der 1. Belebungsstufe begrenzt. Die Begrenzung der Mengen erfolgen vor dem Sandfang durch ein Wehr, über welches die erhöhten Wassermengen in die zwei restlichen Vorklärbecken, die künftig als Regenbecken benutzt werden, abgeleitet werden. Nach einem Regenereignis werden die Regenbecken vor dem Sandfang wieder in den Kläranlagenzulauf entleert. Eventuell verfrachteter Sand kann auf diese Art und Weise wieder aus dem Abwasser abgeschieden werden.

5.1.3 Vorklärbecken

Von den drei bestehenden Vorklärbecken wird nur eines weiterhin als Vorklärbecken benutzt und nur noch als „Grobentschlammung“ verwendet.

5.1.4 Regenklärbecken

Zwei Vorklärbecken werden künftig als „Regenbecken“ genutzt. Nach Befüllung der Becken fließt das mechanisch vorgereinigte Abwasser unter Umgehung der 1. Stufe (Durchsatz hydraulisch begrenzt) in die 2. Stufe der Belebungsanlage ab.

5.2 Biologische Stufe

5.2.1 Betriebsweisen der Belebungsanlage

Die ursprünglich festgelegten Betriebsweisen – „zweistufig“ und „einstufig parallel“ wurden berücksichtigt. Zusätzlich wurden Erweiterungen der Betriebsmöglichkeiten vorgesehen, die sich einerseits aus der Wasserrechtsverhandlung ergaben (Ablaufzirkulation) und andererseits zusätzliche Betriebsmöglichkeiten bzw. eine Verbesserung bei der Umstellung der einzelnen Betriebsweisen erlauben.

Insgesamt wurden gegenüber dem Projekt 1996 folgende allgemeine Änderungen vorgenommen, die sich zumindest indirekt auf alle Betriebsweisen auswirken:

- Entflechtung der Wasser- und Schlammkreisläufe
- Die Nachklärbecken der Stufe 2 wurden als rechteckige, querdurchströmte Nachklärbecken ausgeführt, was von seiten der Verfahrenstechnik (günstigere Absetzwerte) und von der Bauherstellung (Fundierung, Auftriebssicherheit) Vorteile brachte.
- Trübwasserbehandlung. Ein Becken der bestehenden Biologischen Stufe wird künftig zur Vorbehandlung der stickstoffreichen internen Rückläufe (Trübwasser und Filtrat der SEW) verwendet. Dies war im Projekt 1996 zwar angedeutet, jedoch nicht im Detail ausgeführt.

Im einzelnen ist die Möglichkeit für folgende Betriebsweisen realisiert:

Zweistufiger Betrieb - Hybridverfahren

Das Hybrid-Verfahren ist als die Hauptbetriebsweise bei hohen Belastungen vorgesehen. Verfahrenstechnisch ergeben sich keine Änderungen gegenüber dem Projekt 1996. Die Verfahrenstechnik und die Schlammkreisläufe werden wie unter Punkt „Verfahrenstechnik“ beschrieben ausgeführt.

Zur Verbesserung der Trübwasserbehandlung, welche als getrennte Belebungsanlage nach dem Prinzip einer Einbecken-Anlage betrieben werden soll, können über die Hybridschlammleitungen bei Bedarf Schlammengen aus

beiden Stufen der Anlage (vorwiegend Schlamm aus der 2. Stufe) in die Trübwasserbehandlungsanlage abgezweigt werden.

In der folgenden Abbildung 3 sind die wesentlichen Wasser- und Schlammkreisläufe graphisch dargestellt

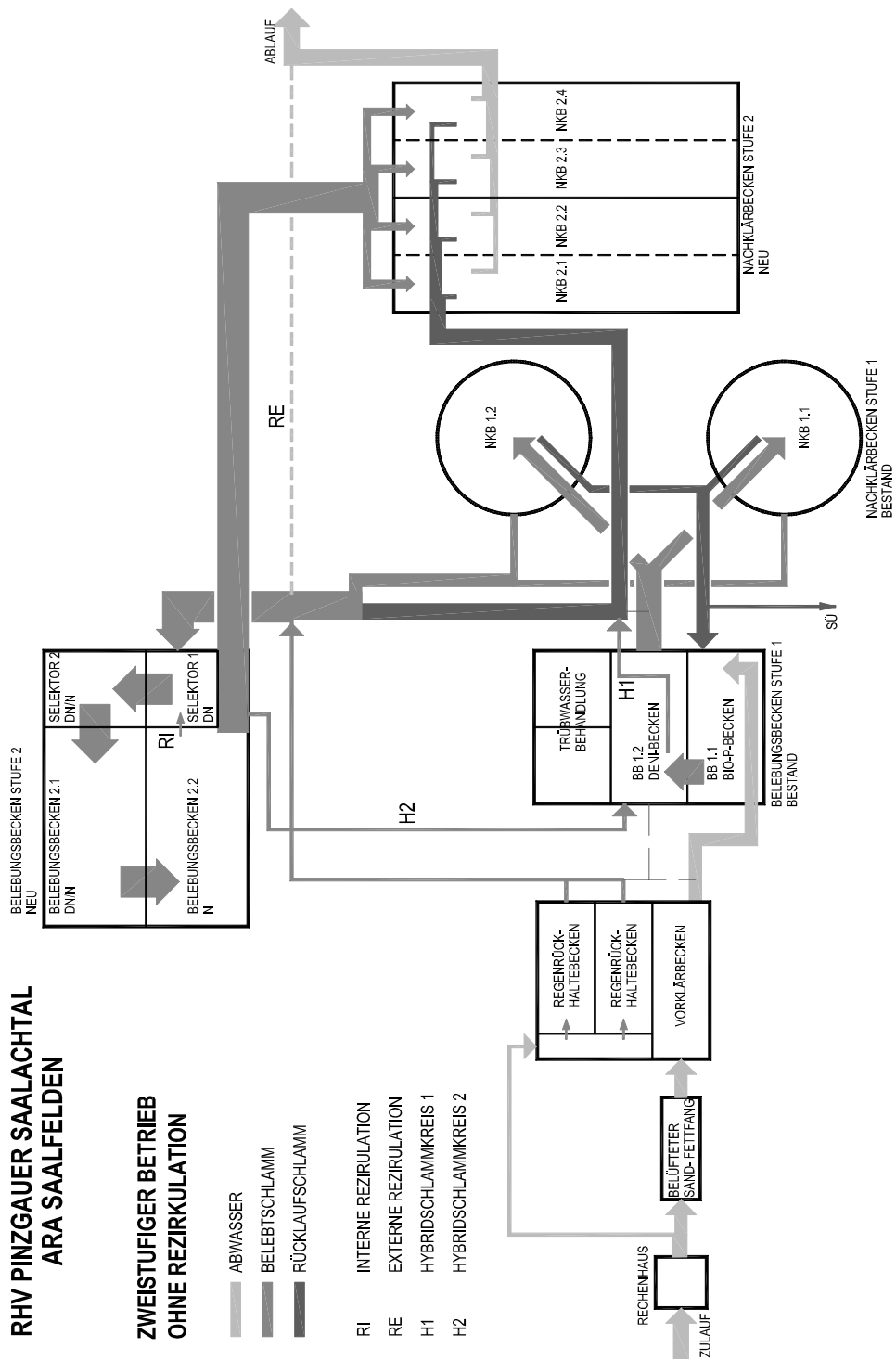


Abbildung 3: Wasser und Schlammkreisläufe Hybrid-Verfahren

Da die erste Stufe hydraulisch nur begrenzt belastet werden kann, werden Wassermengen über $1.440\text{m}^3/\text{h}$ bereits vor dem Sandfang abgezweigt und in die Regenbecken abgeleitet. Bei länger andauernden starken Zuflüssen wird nach Füllung der Becken, der über die Regenbecken gereinigte Teilstrom direkt in die zweite Stufe der Belebung eingeleitet.

Zweistufiger Betrieb mit Ablaufrezirkulation

Als Variante des zweistufigen Betriebes mit Hybridverfahren besteht auch noch die Möglichkeit, den Kläranlagenablauf vom NKB der zweiten Stufe zum Zulauf der ersten Stufe zu rezirkulieren. Dies bringt eine Verbesserung der Stickstoffentfernung, da der noch im Kläranlagenablauf enthaltene Nitratstickstoff in der ersten Stufe, in der entsprechend hohe Belastung vorliegt, rasch denitrifiziert werden kann. Die Rezirkulation ist bis rund $1.000\text{m}^3/\text{h}$ derart ausgelegt, daß bei Zulauf von rund $400\text{m}^3/\text{h}$ die Hydraulik der ersten Stufe mit insgesamt rd. $1.400\text{m}^3/\text{h}$ (inklusive Rezirkulation) ausgenutzt ist. Durch eine drehzahlregelbare Pumpe kann hier die Rezirkulationsmenge optimiert werden und an den aktuellen Zufluß bzw. an den zu denitrifizierenden Nitratstickstoffgehalt angepaßt werden.

Einstufiger Parallelbetrieb

Dabei wird das mechanisch vorgereinigte Abwasser nach dem Vorklärbecken in folgender Weise aufgetrennt:

- Ein Teilstrom läuft in die erste Kaskade des Belebungsbeckens 1.
- Ein Teilstrom von etwa $3/4$ des gesamten Zulaufes wird über die Umgehungs- bzw. Rezirkulationsleitung und das Zwischenhebewerk direkt dem Zulauf der Belebung 2 zugeleitet.

Bei der einstufigen parallelen Betriebsweise erfolgt die Aufteilung der Wassermengen entsprechend den zur Verfügung stehenden Nutzräumen. Dabei stehen in der ersten Stufe 2.000m^3 und in der zweiten Stufe rund 6.000m^3 Belebungsbecken zur Verfügung. Zur Vergrößerung des Volumens kann die Trübwasserbehandlung mit rd. 1.000m^3 Inhalt in das Gesamtsystem aufgenommen werden; etwa bei Revision von Beckenteilen. Beim Parallelbetrieb beider biologischen Stufen wird mit der Trübwasserbehandlung in Normalbetrieb jedoch die Stickstoffrückbelastung reduziert.

Das gereinigte Abwasser der Stufe 1 wird durch Umschiebern im Bereich Zwischenpumpwerk (Zulauf zu Belebung 2) über die Reinwasserleitung (dient auch zur Reinwasserrezirkulation beim zweistufigen Betrieb) direkt zum Ablauf NKB 2 abgeleitet und dort als Gesamtmenge gemessen.

Einstufig mit vorgeschalteter Denitrifikation

Als weitere Betriebsmöglichkeit der Kläranlage bietet sich ein einstufiger Betrieb mit vorgeschalteter Denitrifikation unter Einbeziehung sämtlicher zur Verfügung stehenden Belebungsbecken und der neuen Nachklärbecken an. Die Betriebsweise läßt vor allem bei der Umstellung vom einstufigen auf den zweistufigen Betrieb Vorteile erwarten, da die Schlämme des Hybridverfahrens kurzfristig miteinander vermischt werden können und dadurch eine Vergleichmäßigung der Qualität bei Verkürzung der Umstellungsphasen zu erwarten ist.

Zur Realisierung werden die Becken der Biologie Stufe 1 als Anaerobbecken zur biologischen Phosphorentfernung und als vorgeschaltete Denitrifikation (mit Rezirkulationsschlamm aus der Belebung 2) herangezogen. Vom Ablauf der ersten Belebungsbeckenstufe (vorgeschalteter Denitrifikationsbereich) wird das Abwasser-Schlammgemisch unter Umgehung der Nachklärbeckenstufe 1 in die Belebung 2 eingeleitet und durchfließt hier in Serie die einzelnen Kaskaden, die teilweise als Denitrifikations- und teilweise als Nitrifikationsbecken betrieben werden.

Mit dieser Anlagenkonfiguration und insgesamt rund 8.000 m³ Belebungsbeckenvolumen ist je nach Temperatur eine qualitativ ausreichende Reinigung bis etwa 70.000 EW im Belebungsbecken zu erwarten. In der warmen Jahreszeit könnte bei geringerer Belastung eine über die Anforderungen hinausgehende Stickstoffentfernung erreicht werden.

Um für die Nitrifikationszone in der Belebung 2 ausreichend Luft zur Verfügung zu stellen, wurden Querverbindungen zur Stufe 1 geschaffen, die für den Revisionsbetrieb ohnedies erforderlich sind. Die Umleitungen der Rücklaufschlammengen vom NKB 2 zum Zulauf Belebung 1 ist durch das zentrale Pumpwerk leicht zu realisieren. Die NKB der Stufe 1 müßten während der Sommermonate außer Betrieb genommen werden.

5.2.2 Anlagenteile biologische Stufe

Belebungsstufe 1

Die bestehenden 3 Belebungsbecken werden weiterverwendet. Zwei Becken werden künftig kaskadenförmig durchflossen und dienen als erste Stufe beim zweistufigen Belebungsverfahren nach dem Hybridverfahren und das dritte wird als Trübwasserbehandlung zur Reduktion der Ammoniumfrachten der internen Rückläufe verwendet.

Die erste Kaskade des BB kann als Anaerobbecken zur biologischen Phosphorentfernung betrieben werden und in der zweiten erfolgt beim zweistufigen Betrieb nach dem Hybrid-Verfahren die Belüftung und damit der Abbau in der Stufe 1. Hier erfolgt auch die Zugabe von Hybridschlamm aus der Stufe 2 und je nach Betriebsweise die Beimengung von nitrathaltigem Rezirkulationswasser aus dem Ablauf der Stufe 2. Die Rücklaufschlammförderung erfolgt künftig für beide Stufen von einem Zentralpumpwerk aus.

Die bestehenden runden Nachklärbecken werden grundsätzlich gleich weiterverwendet. Durch Umbau der Ablaufrinne konnte der Wasserspiegel um etwa 40 cm angehoben werden, wodurch die Leistungsfähigkeit merkbar verbessert wurde.

Trübwasserbehandlung

Das dritte bestehende Belebungsbecken wird geteilt und als Trübwasserbehandlung zur Vorreinigung der internen Rückläufe aus der Schlammlinie adaptiert. Beide Teile können jeweils als Einbeckenanlagen betrieben werden, wobei die einzelnen Zyklen (Befüllung, Belüftung, Absetzphase, Abzugsphase) wechselweise erfolgen. Durch entsprechende Bewirtschaftung ist in den Becken auch ein 24-Stunden-Ausgleich möglich. Über die vorhandenen Schlammkreisläufe des Hybridverfahrens kann zusätzlich sowohl Belebtschlamm der ersten als auch der zweiten Stufe in die Trübwasserbehandlung abgeleitet werden. Dadurch können einerseits Nitrifikanten aus der zweiten Stufe und andererseits Schlamm der ersten Stufe als aktive Schmutzfracht zur Denitrifikation eingebracht werden.

Chemikalienstation - Phosphorfällung

Die Chemikalienstation zur Lagerung und Dosierung von Fällmitteln wurde bereits errichtet. Beim derzeitigen Ausbau werden die einzelnen Dosierstellen noch ergänzt. Als Ergänzung der Fällmittelanlage wird aufgrund wirtschaftlicher Überlegungen eine Lösestation für kristallines Eisensulfat errichtet. Die Eisensulfatlösung wird auch für andere Kläranlagen der mittleren Umgebung zur Verfügung stehen, wodurch insgesamt für alle Beteiligten ein wirtschaftlich günstiger Fällmittelbezug möglich ist.

Bedingt durch die vorgesehene teilweise biologische Phosphorentfernung in der ersten Stufe ist eine Minimierung der Fällmittelzugaben - Teilfällung in 1. Stufe bei niedriger Dosierung und Restfällung in 2. Stufe – möglich. Zur Überwachung und Regelung werden On-line-Meßgeräte für Phosphor eingesetzt.

Belebungsbecken Stufe 2

Die Belebungsbecken der Stufe 2, welche neu errichtet werden, weisen ein Gesamtvolumen von rund 6.000 m³ auf. Dieses ist in zwei vorgeschaltete Selektoren/Denitrifikationsbecken mit jeweils rund 500 m³ und zwei weiteren Belebungsbecken, ausgebildet als Umlaufbecken mit jeweils rund 2.500 m³ aufgeteilt. Die Anlage wird mit vorgeschalteter Denitrifikation betrieben, wobei als Schmutzfracht neben dem bereits vorgereinigten Ablauf der ersten Stufe Hybridschlamm aus der ersten Stufe eingebracht wird. Nitratreicher Schlamm wird einerseits als Rücklaufschlamm und andererseits als Rezirkulationsschlamm aus dem zweiten Belebungsbecken Nitrifikationszone eingebracht.

Die Gebläsestation 2 mit insgesamt 4 Verdichtern ist direkt über den Belebungsbecken 2 untergebracht. Die Steuerung der Belüftung und Rezirkulation – unter Einbindung der Ammonium und Nitratkonzentrationen - ist mit konstantem Sauerstoffgehalt (bei vorgeschalteter Denitrifikation) bzw. auch mit intermittierender Belüftung möglich. Im Gebläsehaus sind zusätzlich in einem abgetrennten Raum die On-line-Meßgeräte zur Erfassung von Phosphor und Ammonium untergebracht; Nitrat wird mit einer Sonde direkt im Becken gemessen.

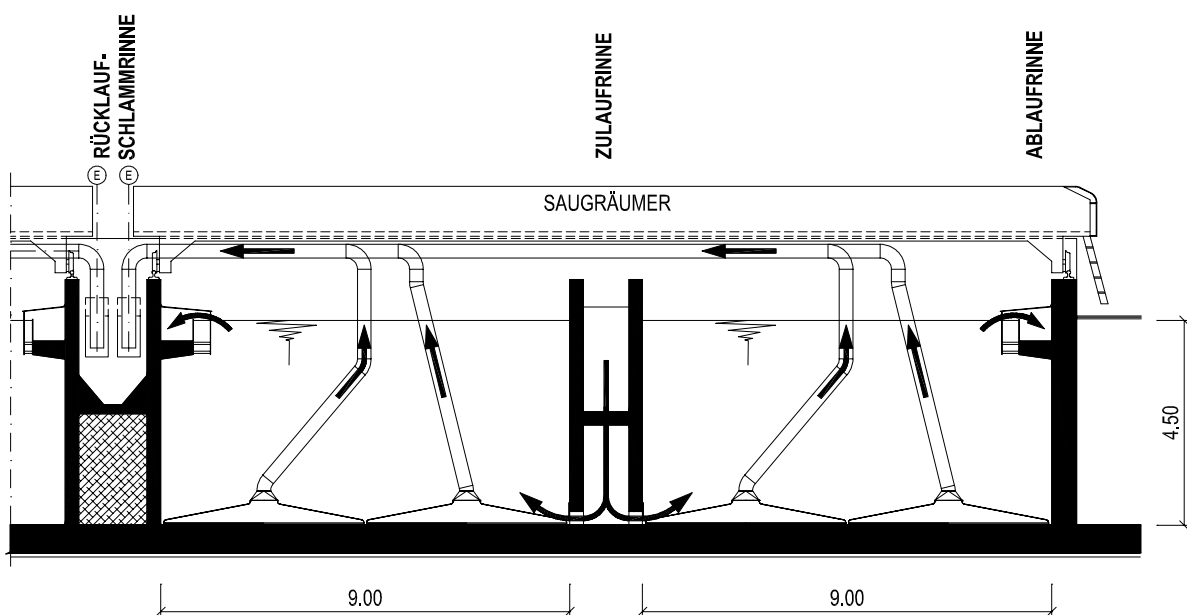
Die Förderung des Rücklaufschlammes sowohl aus der ersten Belebungsbeckenstufe als auch aus der zweiten Stufe erfolgt über ein zentrales Rücklaufschlammumpwerk. Durch Anordnung dieses zentralen Bauwerkes ist es möglich, die verschiedenen Betriebsweisen ohne wesentliche zusätzliche Aufwendungen zu fahren.

Nachklärbecken 2

Im Ausführungsprojekt 1999 wurde eine Änderung in der Form der Nachklärbecken vorgenommen. Im ursprünglichen Projekt waren zwei runde Nachklärbecken vorgesehen. Aufgrund reiflicher – im Folgenden dargestellter - Überlegungen wurden nun querdurchströmte rechteckige Nachklärbecken mit Saugräumung errichtet.

Die querdurchströmten Rechteckbecken sind mit einer Tiefe von 4,5 m und einer Breite, entsprechend dem Fließweg, von 9 m noch den weitgehend „vertikal“ durchströmten NKB zuzuordnen. Bedingt durch die Ausbildung eines Flockenfilters ist eine verfahrenstechnische Verbesserung der Absetzleistung gegeben. Die Beckenlänge beträgt 56 m.

Die Abbildung 4 zeigt einen Systemschnitt durch die Nachklärbecken.



SYSTEMSCHNITT DURCH HALBES NACHKLÄRBECKEN NEU

Abbildung 4 : Systemschnitt NKB

Die Rechteckbecken ermöglichten eine kompakte Bauweise mit insgesamt 4 Beckenstraßen, wobei jeweils zwei funktionell gekoppelt sind. Durch die kompakte Bauweise war insgesamt eine Reduktion der Baufläche möglich. Das Objekt konnte derart verschoben werden, daß ein Bau unter der Hochspannungsleitung nicht mehr erforderlich war. Da im Bereich der NKB die 110-KV-Hochspannungsleitung sehr tief hängt, wären hier Erschwernisse und damit Mehrkosten zu erwarten gewesen.

Wasserhaltung – Grundwassersituation - Bautechnik - Auftriebssicherung

Die rechteckigen Becken sind mit horizontaler flacher Sohle ausgeführt, die tiefenmäßig etwa im mittleren Bereich der Rundbecken liegt. Bei den Rundbecken wäre verfahrenstechnisch im Mittelbereich ein Schlammtrichter zu errichten gewesen, der um rd. 6 m tiefer gelegen wäre. In Hinblick auf die Grundwasserhaltung wären daraus massive Probleme mit der Wasserhaltung und insbesondere mit einem hydraulischen Grundbruch zu befürchten gewesen. Unter der relativ dichten Schicht, in der die Fundierung der Rechteckbecken erfolgte, liegt eine gut wasserführende Schicht, die gespanntes Grundwasser führt. Von seiten der Wasserhaltung und des Grundbruchs war die Beckenform mit Rechteckbecken wesentlich problemloser zu handhaben.

Entsprechend den Vorgaben waren die Becken auftriebssicher zu gestalten. Die Sicherung gegenüber Auftrieb erfolgte einerseits durch das Eigengewicht der Konstruktion und andererseits durch Verlängerung der Bodenplatte und den Bodenkörper, der auf der Platte auflastet. Als Ergänzung waren auch noch Bodenanker im Bereich der Mittellängswand erforderlich. Mit der gewählte Ausführungsart konnte die Auftriebssicherung erreicht werden. Bei den ursprünglich vorgesehenen Rundbecken wären wesentlich weitgreifendere Maßnahmen (aufwendige Verankerungen in den Untergrund) zur Sicherung notwendig gewesen.

5.3 Schlammbehandlung

Im Bereich der Schlammbehandlung werden Adaptierungen vor allem im Bereich der Überschußschlammeindickung und der Schlammentwässerung vorgesehen. Die erforderlichen Maßnahmen im Bereich der Faulbehälter selbst wurden bereits gesetzt. Weiters wurde die Wärme- und Energiewirtschaft

grundsätzlich bereits auf Betrieb mit BHKW umgestellt. Im einzelnen werden folgende Maßnahmen realisiert.

Der Voreindicker dient künftig im Normalbetrieb nur mehr zur Eindickung des Primärschlammes aus dem Vorklärbecken, da der Überschussschlamm maschinell vorentwässert und direkt der Faulanlage zugegeben wird. Auch der Nacheindicker wird weiterverwendet. Beide Behälter werden mit Trübwasserabzug ausgerüstet und abgedeckt.

Zur Eindickung des in der Biologie anfallenden Überschussschlammes wird eine maschinelle Überschussschlammmentwässerung mit Seihband eingebaut.

Die Faulbehälter selbst werden unverändert weiter verwendet.

Bisher wurde der Schlamm direkt vom statischen Nacheindicker auf die Schlammmentwässerung aufgegeben. Dadurch ergibt sich schwankende Schlammqualität (Trockensubstanzgehalt) die sich ungünstig auf die Entwässerungsleistung und auch auf die Wirtschaftlichkeit der nachfolgenden Schlammmentwässerungsanlage auswirkt. Weiters war die Kapazität des bestehenden Nacheindickers zu gering, um Pausen in der Schlammmentwässerung (Wochenende, Feiertage, Revisionen) ohne Betriebsschwierigkeiten überbrücken zu können. Es wurde daher ein zusätzlicher Schlamm-pufferbehälter in runder Bauform mit 300 m³ Inhalt errichtet. Zur Durchmischung dient ein Tauchmotorrührwerk, durch welches im gesamten Behälter eine gleichmäßige Schlamm-trockensubstanz erreicht werden kann

Anfallendes Trübwasser aus der Schlammbehandlung wird zur gesonderten Trübwasserbehandlung abgeleitet und vor Zugabe in die Wasserlinie vorbehandelt.

Die derzeitige Schlammmentwässerungsanlage reichte von der Kapazität und von der Qualität des Endproduktes her (möglichst geringe Trockensubstanz) nicht mehr aus. Nach Wirtschaftlichkeitsvergleich, Probepressungen auf der Anlage und Durchführung des Ausschreibungsverfahrens mit Möglichkeit frei zu wählende Systeme anzubieten, kommt nun eine Schneckenpresse zur Anwendung (sh. auch Punkt „Ausschreibungsverfahren Schlammmentwässerung“). Die Aufstellung der Maschine erfolgt im Bereich der derzeitigen Siebbandpresse.

5.4 Gasanlage - Energiewirtschaft

An der Gasanlage selbst werden keine Veränderungen durchgeführt.

Im Rahmen der Heizungsanlage sind Adaptierungen erforderlich, um das zusätzliche Blockheizkraftwerk einzubinden, das neue Betriebsgebäude mit Fernwärme zu versorgen und insgesamt Verbesserungen der Wärmewirtschaft in Abstimmung mit dem BHKW durchzuführen.

Im Rahmen des Projektes 1999 wird ein drittes Blockheizkraftwerk mit elektrischer Leistung von rd. 110 kW errichtet. Durch das dritte nun größere BHKW kann einerseits eine bessere Anpassung an den Verbrauch und insgesamt eine bessere Nutzung des künftig etwas vermehrt anfallenden Faulgases erfolgen.

5.5 Betriebsgebäude+ Kanalerhaltungsstützpunkt

Zur Abdeckung der künftig erforderlichen Aufgaben war es notwendig, ein neues Betriebsgebäude für die Kläranlage, kombiniert mit einem Kanalerhaltungsstützpunkt zu errichten. Dieses wurde östlich der bestehenden Schlammfäulung, zwischen der Kläranlage und der Bundesstraße errichtet. Das Gebäude besteht aus mehreren Teilbereichen und umfaßt die Sanitäreinrichtungen (Garderoben, Waschräume, etc.), die Aufenthaltsräume und die Büros für Betriebsleitung und Kanalkatasterführung. Weiters sind die erforderlichen Werkstätten, Lagerräume und Garage für die erforderlichen Geräte und Fahrzeuge der Kläranlage und auch des Kanalerhaltungsdienstes untergebracht.

5.6 Außenanlagen

Zur verfahrenstechnischen Verbindung der einzelnen Objekte sind diverse Rohrleitungen und Verkabelungen erforderlich. Zur Erreichbarkeit der einzelnen Objekte wird eine Betriebsstraße errichtet, die ringförmig durch die gesamte Anlage führt.

Im Zuge der Errichtung des Betriebsgebäudes war es erforderlich, das ständig wasserführende Gerinne östlich der Kläranlage geringfügig zu verlegen. Weiters mußte ein Entwässerungsgraben in nordöstlicher Richtung ausgeschwenkt werden, um den Bauplatz für das Betriebsgebäude zu schaffen.

5.7 Baugrubensicherung – Wasserhaltungen – Hochspannungsleitung

Im Zuge des Baues der Objekte waren umfangreiche Maßnahmen zur Wasserhaltung und zur Baugrubensicherung erforderlich. Das Problem bestand vor allem darin, daß das Grundwasser nahezu bis zur Geländeoberfläche anstehen kann, im direkten Baubereich relativ dichter Boden, jedoch mit schlechter Qualität (bindige Anteile, organische Einschlüsse, etc.) ansteht und darunter noch durchlässiger, stark grundwasserführender (je nach Situation teilweise gespannt) Boden liegt.

Zur Sicherung der Baugrube und zur Wasserhaltung war es erforderlich, die einzelnen Baubereiche zu umspunden und in der Baugrube das Grundwasser abzusenken. Aus Gründen der Verankerung der Spundwände wurden diese großteils als Dichtwände in einem größeren Abstand von der Baugrube eingebaut, so daß vor der Spundwand noch ein Erddamm stehen blieb und keine gesonderte Verankerung der Spundwand erforderlich war.

Der Baubereich liegt teilweise unter einer 110-kV-Leitung der SAFE. Dies betraf insbesondere den Bau des neuen Belebungsbeckens. Bei der Herstellung der Umspundung im Gefährdungsbereich der Leitung und bei der Bauabwicklung (Drehturmkrane nur sehr beschränkt einsetzbar, etc.) ergaben sich entsprechende Erschwernisse und Einschränkungen. Das Nachklärbecken selbst konnte aufgrund der geänderten Bauweise mit querdurchströmten Rechteckbecken bis außerhalb des Bauverbotsbereiches verschoben werden.

6 Ausschreibungsverfahren -Vergaben

6.1 Ausschreibung Gesamtleistung

Aufgrund des Bauvolumens waren EU-weite Ausschreibungen der Leistungen erforderlich. Bereits im Vorfeld der Ausschreibung zeigen viele Firmen Interesse an der Durchführung der Leistungen. Insbesondere wurde von einigen potentiellen Bieterfirmen auch Interesse an Generalunternehmerleistungen für die gesamte Kläranlage bekundet. Neben dem Wunsch, einem Generalunternehmer die Möglichkeit zu geben, ein insgesamt kostengünstiges

Angebot für den Gesamtleistungsumfang zu legen, sollten auch die örtlichen Professionisten die Möglichkeit zur Angebotslegung erhalten.

Über Vorgabe des Bauherrn wurden somit die gesamten wesentlichen Leistungen zeitgleich ausgeschrieben. Die Leistungen wurden in die Ausschreibungen „Baumeister- und Professionistenarbeiten“, „maschinelle Ausrüstung“ und „E-MSR-Ausrüstung“ zusammengefaßt. Innerhalb der einzelnen Ausschreibungen wurden Unterteilungen in Obergruppen vorgenommen. Den Bietern stand es frei, einzelne oder auch alle Obergruppen aus allen Ausschreibungen anzubieten. Alle Angebote waren zeitgleich im Juni 1999 einzureichen. Insgesamt wurden für alle Leistungen zusammen 55 Angebote abgegeben. Trotz des regen Interesses im Vorfeld wurde von keinem der Bieter ein umfassendes Gesamtangebot abgegeben. Von den Baufirmen wurden nicht einmal die Leistungen der Bauprofessionisten mitangeboten.

Nach Durchführung der Angebotsprüfungen und Beschlußfassung durch die Gremien erfolgten die Leistungsvergaben von Juli 1999 bis März 2000. Aufgrund mangelhafter Angebote der Bieter (zumeist Formalfehler) mußten für insgesamt 3 Gewerke die Ausschreibungen wiederholt werden, was zu Verzögerungen führte.

Insgesamt wurden bei den Hauptgewerken 17 Firmen mit 22 Leistungsbereichen beauftragt.

6.2 Ausschreibungsverfahren Schlammmentwässerung

Für die Schlammmentwässerungsanlage wurden in der Hauptausschreibung zwei Varianten berücksichtigt. Einerseits eine Anlage mit automatischer Hochdruckmembranfilterpresse und andererseits eine Anlage mit Hochleistungsdekanter. Neben der maschinellen Ausrüstung selbst, war als Randbedingung das zur Unterbringung der Anlage erforderliche Objekt mitzuberücksichtigen. Die Anlage mit Hochleistungsdekanter war nach Umbau in einem bestehenden Objekt unterzubringen; für die Anlage mit Membranfilterpresse war ein neues Objekt erforderlich. Damit war von Anfang klar, daß die Investitionskosten für eine Membranfilterpresse samt Peripherie deutlich höher liegen würden. Zum Vergleich der Angebote mußte ein Wirtschaftlichkeitsvergleich unter Berücksichtigung der Investitionskosten und

der Betriebskosten herangezogen werden. Dieser wurde nach LAWA /4/ durchgeführt.

Aufgrund der Randbedingungen (neues Objekt – größere Investitionskosten) und der angebotenen Garantiewerte (Betriebsmittel und Betriebsergebnisse) ergab sich aufgrund der angebotenen Kosten und Daten im vorliegenden Fall eine Anlage mit Hochleistungsdekanter, als die wirtschaftlich insgesamt günstigere Lösung. Wegen eines kurz vor der beabsichtigten Vergabe eingeleiteten Insolvenzverfahrens konnte die Beauftragung an den ermittelten Bestbieter nicht erfolgen. Die Leistungen der Schlammmentwässerung wurden daher in einem zweiten Verfahren gesondert ausgeschrieben.

Im Rahmen der Ausschreibung war eine Schlammmentwässerung mittels Hochleistungsdekanter anzubieten. Parallel dazu konnte eine Schlammmentwässerung nach freier Wahl angeboten werden. Da bei einer derartigen Anlage als wesentliches Kriterium die Betriebskosten (Betriebsmittel, Entwässerungsgrad und damit Entsorgungskosten) ausschlaggebend sind, wurde für die Bewertungskriterien eine LAWA-Berechnung herangezogen. Die Ermittlung des Bestbieters erfolgte nebst den grundsätzlich zu erfüllenden Bedingungen nach wirtschaftlichen Kriterien, bezogen auf den Investitionspreis und die zu garantierenden Betriebskosten. Um eine Vergleichbarkeit zu schaffen, wurden die Randbedingungen genau vorgegeben. Für den Betrachtungszeitraum der Betriebskosten wurde eine Dauer von 8 Jahren gewählt. Auf Basis der Investitionskosten (Angebotspreis und allfällige sonstige Maßnahmen je nach System) und Betriebskosten wurde ein Projektskostenbarwert ermittelt. Das Angebot mit dem geringsten Projektskostenbarwert wurde als das Bestangebot definiert. Nach Ermittlung des rechnerischen Bestangebotes mußte vom Bieter in Form einer Probestellung die Plausibilität der angegebenen Garantiewerte nachgewiesen werden. Dazu wurde eine vergleichbare Maschine vor Ort mit dem derzeit vorhandenen Schlamm betrieben. Als Angebotsergebnis zeigte sich eine „nach Wahl des Bieters“ angebotene Schneckenpresse als das insgesamt günstigste Angebot. Dieses Gerät besteht im wesentlichen aus einer Siebtrommel und einer darin eingebauten langsam laufenden (rd. 1,5 Upm) Schnecke mit konischem Kern, durch die das Filtrat durch die Siebtrommel gepreßt wird. Referenzen für eine derartige Maschine lagen in Europa nicht vor. Im Probelauf vor Ort konnten die garantierten Betriebsdaten vom Bieter nachgewiesen werden.

Insgesamt wurde für den Bereich der Schlammmentwässerung eine von den üblichen Verfahren etwas abweichende Bestbieterermittlung durchgeführt. Das Verfahren ist jedoch durch die entsprechenden Vergabennormen voll gedeckt und für den speziellen Fall eines Gerätes, bei dem die Betriebskosten wesentlich höhere wirtschaftliche Bedeutung als die Investitionskosten haben, durchaus gerechtfertigt.

7 Betriebsführung in der Bauphase

Als Grundbedingung mußte der Betrieb der Kläranlage auch während der Erweiterungs- und Umbauphasen aufrecht gehalten werden.

Die Kläranlagenerweiterung ist derart geplant, daß die beiden Stufen der zweistufigen Anlage parallel als einstufige Anlage betrieben werden können. Dadurch konnte beim Ausbau unabhängig die zweite Stufe errichtet und in Betrieb genommen werden. Derzeit erfolgt der Betrieb mit der zweiten Stufe und die erste Stufe kann adaptiert werden. Überschneidungen ergeben sich nur durch verbindende Leitungen für Schlamm- und Abwasser, wobei während der Bauphase Provisorien ausgeführt werden mußten. Auch im künftigen Betrieb können im Revisionsfall einzelne Anlagenteile außer Betrieb genommen werden, ohne den Gesamtbetrieb zu behindern.

8 Bisherige Betriebsergebnisse

Die Erweiterung der Kläranlage Saalfelden ist derzeit noch voll im Gange. Für das Hybridverfahren, also den 2-stufigen Betrieb der Biologie liegen daher noch keine Betriebsdaten vor. Bedingt durch den Bauablauf war zuerst die Erweiterung der biologischen Stufe – künftig Stufe 2 – zu errichten und in Betrieb zu nehmen. Danach – dies ist für das Frühjahr 2001 vorgesehen – kann erst die notwendige Adaptierung der bestehenden Belebungsanlage erfolgen.

In der neuen Belebungsanlage wurde Ende Oktober 2000 der Betrieb aufgenommen. Die Betriebsergebnisse zeigten kurz nach Inbetriebnahme trotz Belastungsanstieg, bedingt durch den Anschluß eines weiteren Verbandsmitgliedes und der Molkerei, eine deutliche Verbesserung der

Betriebsergebnisse. Insbesondere im Bereich der Nachklärung zeigten sich sehr gute Ergebnisse. Die Funktion des querdurchströmten Rechteckbeckens ergab deutlich bessere Absetzleistungen als in den bisher vorhandenen – eher flachen – Rundbecken der bestehenden Kläranlage.

Aufgrund eines technischen Problems im Bereich der Nachklärbeckenräumung mußte das neue Nachklärbecken Ende Dezember außer Betrieb genommen werden. Nach Durchführung entsprechender Maßnahmen wurde der Betrieb der Nachklärung erst wieder im Februar 2001 aufgenommen.

9 Literatur

- /1/ Österreichische Patenschrift (AT 396 684 B)
Belebtschlammverfahren zur Reinigung von Abwasser (1993)
- /2/ Abwassertechnische Vereinigung e.V. : Arbeitsblatt A 131
Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5.000 EW (1991)
- /3/ Matsché N., Gamperer T. : Ausbau vorhandener Abwasserbehandlungsanlagen zu zweistufigen Anlagen mit Nährstoffelimination,
Schriftenreihe WAR, TH Darmstadt (1996)
- /4/ Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA)
Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen
(KVR Leitlinien) (1998)

Dipl.Ing. Wolfgang Geyer
Ziv.Ing. f. Kulturtechnik und Wasserwirtschaft
Geschäftsführer

BÜRO DR. LENGYEL ZT GMBH
Fasangasse 25
1030 Wien
Tel: 01/7982400 DW 24
Fax: 01/7982400 DW 55
e-mail: WolfgangG@BDLengyel.at

Anpassung der Verbandskläranlage Achtal - Inntal – Zillertal durch separate Trübwasserbehandlung

Bernhard Wett⁽¹⁾ & Josef Dengg⁽²⁾

(1) Institut für Umwelttechnik, Universität Innsbruck
(2) AIZ-Abwasserverband, Geschäftsführer-Stlv., Strass i. Z.

1 Einleitung und Veranlassung

Die ARA Strass – die zentrale Abwasserreinigungsanlage des Abwasserverbandes Achtal-Inntal-Zillertal – wurde in den Jahren 1985/86 als zweistufige Anlage geplant, und im November 1989 in Betrieb genommen. Bedingt durch den hochentwickelten Tourismus im Einzugsgebiet des Verbandes erfolgte die ursprüngliche Auslegung auf eine fallweise maximale Tagesbelastung von 225.000 EW und – zum Planungszeitpunkt vorausschauend auf zukünftige Reinigungsanforderungen - als Nitrifikationsanlage bis zu einem maximalen Monatsmittel von 167.000 EW. Die Ausgangslage entspricht den besonderen Randbedingungen saisonal belasteter Kläranlagen [Rostek, 1995]. Infolge der Novellierung des österreichischen Wasserrechtsgesetzes 1990, und mit Inkrafttreten der Emissionsverordnung für kommunales Abwasser im Juni 1996 (Urfassung aus 1991), welche ab dem Jahr 2001 eine Stickstoffentfernung von mindestens 70 % – also Nitrifikation und Denitrifikation bei Temperaturen über 12 °C, und einen Grenzwert für Ammoniumstickstoff kleiner 5 mg/l im Ablauf bei Temperaturen über 8 °C fordert, galt die ARA Strass bereits zwei Jahre nach Inbetriebnahme als „Altanlage“, und war daher dem Stand der Technik anzupassen.

Es galt daher, neben den bereits im Urprojekt [Rostek, 1995] vorgesehenen Verfahrensmöglichkeiten den Kläranlagenbetrieb zu optimieren, so dass ohne größere bauliche Erweiterungen mit den gegebenen Beckenvolumina das Auslangen gefunden werden kann. Da bei der Stickstoffbilanz die

Rückbelastungen aus den internen Prozessen nicht als Zulauf fracht einbezogen werden dürfen, kommt diesem Einfluss, wie im Folgenden beschrieben, eine besondere Bedeutung zu.

2 Interne und externe Ammoniumstickstoffbelastungen

An der ARA Strass wird eine mesophile Schlammfäulung mit 5.000 m³ Faulraumvolumen betrieben. Über die Schlammfäulung gelangt ca. die Hälfte des im Belebtschlamm inkorporierten Stickstoffes wieder zurück in die Abwasserlinie. Die Entwässerung erfolgt nur wochentags in Kammerfilterpressen mit einer Eisen-Kalk-Konditionierung mit der daraus resultierenden Charakteristik des Filtrates:

Tabelle 1: Prozesswassercharakteristik an der ARA Strass

pH-Wert:	Alkalinität:	Temperatur:	NH ₃ +NH ₄	CSB
12-12,5	100-150 mmol/l	30°-34°C	1500-1800 mg/l	500-1000mg/l

Die ARA Strass wird je nach der saisonalen Belastung einstufig oder zweistufig betrieben. Vergleichsmessungen des Filtrates zeigten keinen signifikanten Unterschied der Ammoniumkonzentrationen, welche bei einstufigen Betrieb im Mittel bei 1.650 mg/l und bei zweistufigen Betrieb bei 1.740 mg/l liegen. Bei einem Pressvorgang werden rd. 27 m³ Filtratwasser freigesetzt, woraus eine Ammoniumfracht je Presse von etwa 45 kg NH₄-N resultiert. An normalen Arbeitstagen (Montag bis Donnerstag) mit je 5-8 Pressen bedeutet dies ein Rückbelastung mit Ammoniumstickstoff von 225- 360 kg N/d.

Entsprechend dem schwankenden saisonalen Fremdenverkehrsaufkommen variiert die Ammoniumfracht im Zulauf zur ARA. In der folgenden Tabelle werden einige typische Wochenmittelwerte der Ammoniumfrachten (nicht Gesamtstickstoff!) des Jahres 1997 und der Weihnachtsspitze 1997/98 aus dem Kläranlagenzulauf und den Rückläufen aus den Kammerfilterpressen gegenübergestellt. Durch die Angabe der Wochenmittelwerte werden die tatsächlichen täglichen Prozesswasserspitzen nicht berücksichtigt, sondern wie durch ein idealisiertes Wochenspeicherbecken ausgeglichen:

Tabelle 2: Wochenmittelwerte der Ammoniumfrachten aus Kläranlagenzulauf und Filtrat

Kalenderwoche	ARA Zulauf [kg NH ₄ N/d]	Pressen [Anzahl/d]	Filtrat: [kg NH ₄ N/d]	Fracht Filtrat: [in % d. Zulaufes]	Temperatur: ARA-Ablauf [°C]
01/97	903	3,1	141	16	8,5
03/97	545	4,3	193	36	7,4
09/97	736	4,0	180	25	8,8
32/97	582	5,4	243	42	16,6
46/97	380	2,7	120	31	11,1
01/98	1027	4	180	18	10

Tabelle 3: Ammoniumfrachten für einzelne Spitzentage

07.04.97	427	8	360	84	8,2
30.12.97	1010	6	270	27	9,8

Der Filtratanteil am Ammoniumzulauf zur Biologie hat einen überproportionalen Einfluss auf den Wirkungsgrad der Stickstoffelimination. Letztlich wird vor allem das Denitrifikationsvermögen der Kläranlage auf mehrfache Weise herabgesetzt:

- Die Ammoniumfracht im Filtratwasser erfordert eine forcierte Nitrifikation in der Schwachlastbiologie auf Kosten des anoxen Reaktionsvolumens.
- Das C/N - Verhältnis im Zulauf zur Biologie wird durch die NH₄-Stoßbelastungen ungünstig beeinflusst.
- An die Intensivierung der Nitrifikation ist ein erhöhter aerober Kohlenstoffabbau gekoppelt, wodurch die Denitrifikationskapazität weiter vermindert wird.

Zusätzlich werden die aufgezeigten Einflussfaktoren auf die Stickstoffelimination durch gedrosselte Umsatzraten bei niederen

Temperaturverhältnissen verstärkt. Da an der ARA Strass das Maximum der Belastung infolge des Winterfremdenverkehrs ausgerechnet in die kalte Jahreszeit mit den niedrigsten Abwassertemperaturen fällt (siehe Tabelle 2), ist ein „Ausschalten“ der internen Rückbelastung durch eine getrennte Behandlung der Filtratwässer auch aus diesem Grund von großer Bedeutung.

3 Verfahrensentwicklung

Aufgrund der zweistraßigen Ausführung der Hochlastbiologie war es möglich, eine Straße für großtechnische Versuche zur getrennten biologischen Behandlung der Filtrate aus der Schlammentwässerung heranzuziehen.

Das verwendete Hochlastbecken umfasst ein Volumen von 644 m^3 . Zusätzlich wurde ein 50 m^3 Tank als unvollkommener Tagesausgleichsbehälter installiert. Ausgehend von der bestehenden Beckenkonfiguration wurde ein SBR-Betrieb für die Prozesswasserbehandlung angestrebt. Eine diskontinuierliche Betriebsweise weist vor allem für das Versuchsstadium den entscheidenden Vorteil der erhöhten Flexibilität durch die zeitliche Steuerung auf. Im Laufe der Versuche stellte sich eine Anzahl von 3 Betriebszyklen pro Tag als geeignet heraus. Durch die Zeitsteuerung wird jeder Zyklus in eine Belüftungsphase (konstanter Prozesswasserzulauf bei intermittierender Belüftung), eine Rührphase (konstante Rohschlammzugabe), eine Vorabsatzphase und eine Abziehphase unterteilt. Neben der Zeit verfügt die Prozesssteuerung über zwei weitere Kontrollvariablen - den pH-Wert und die Sauerstoffkonzentration. Die Sauerstoffversorgung des intensiven Oxidationsprozesses verfügte über eine Kapazität von 2000 Nm^3 Luft /h und wurde über eine O_2 -Sonde gesteuert.

Das Erfordernis einer pH-Wert-Kontrolle ist offensichtlich, wenn man den hohen Ausgangs-pH-Wert von mindestens 12, und den starken Alkalitätsverlust bei der Nitrifikation bedenkt. Der pH-Wert im Becken wird durch zwei gegenläufige Einflussfaktoren bestimmt. Der Nitrifikationsprozess setzt H^+ Ionen frei und verbraucht damit Alkalinität, die durch Denitrifikation und den alkalischen Prozesswasserzulauf wieder ersetzt wird. Um den pH-Wert in einem vorgegebenen Regelungsintervall zu halten, bieten sich grundsätzlich zwei Möglichkeiten an. Entweder erfolgt während der Belüftungsphase eine intermittierende, hohe Prozesswasserbeschickung bei konstanter Belüftung,

oder eine intermittierende Belüftung bei konstanter, niedriger Beschickung. Im gegenständlichen Fall hat sich die zweite Lösung als geeigneter erwiesen.

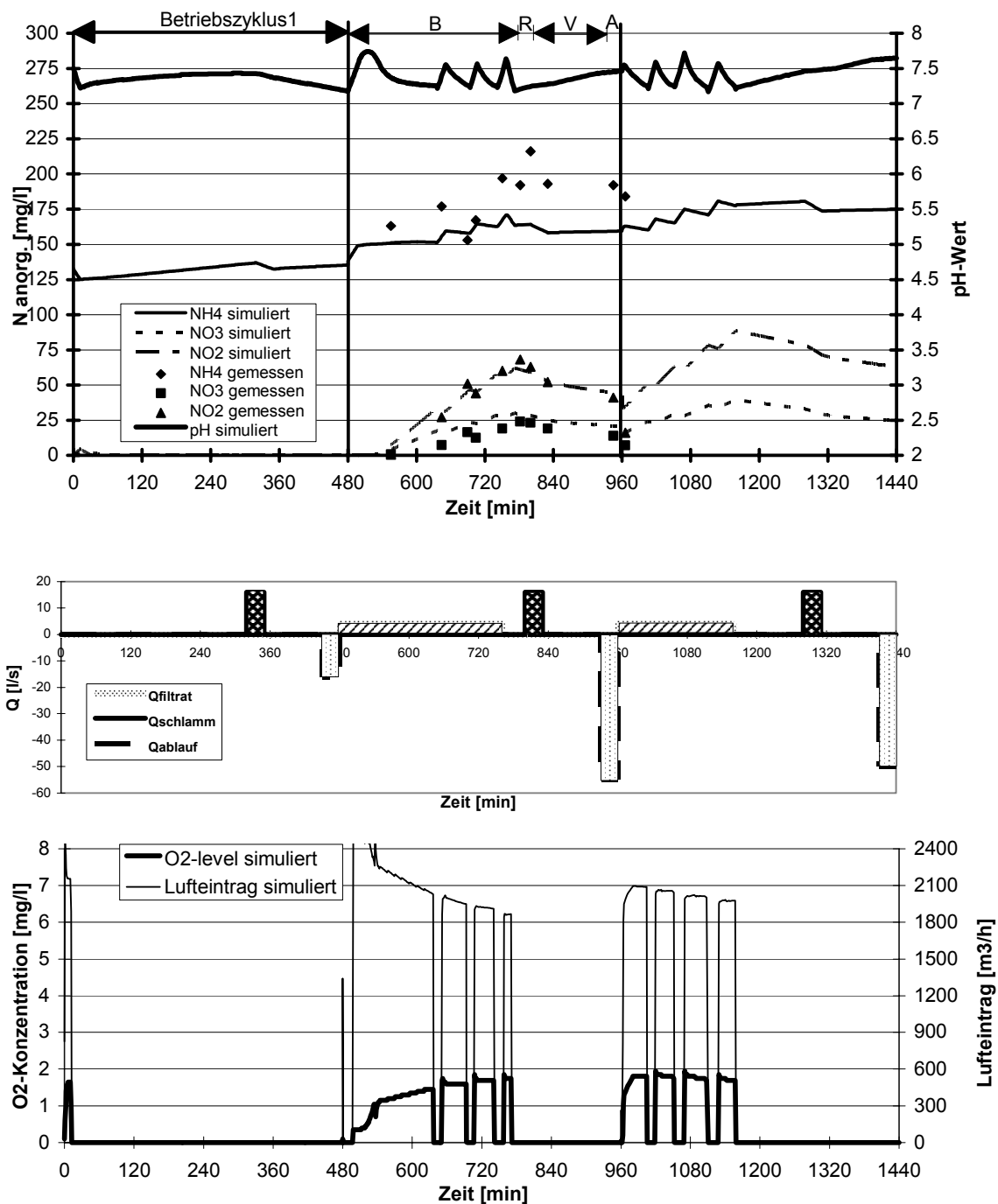


Abbildung 1: Simulierte Prozessganglinien an einem Versuchstag (28.10.1996)

Die Abb.1 zeigt das Zusammenspiel der drei Kontrollvariablen - Zeit, pH-Wert und O₂-Gehalt - und der vier manipulierten Variablen – eine Ablauf- und zwei Zulaufpumpen und die Belüftungseinrichtung - anhand einer Simulationsrechnung an einem bestimmten Versuchstag. Die abgebildeten Tagesganglinien wurden unter dem Einfluss der sehr fallspezifischen Randbedingungen errechnet:

Der Ausgleich der Zulaufmengen erfolgte unzureichend. Aufgrund fehlender Prozesswasserproduktion am Wochenende herrschte am Montag Morgen (Betriebszyklus1) anaerobes Milieu mit bereits eingesetzter Fermentation (NH₄-Anstieg). Während des Abendzyklus wird der Ausgleichstank vollständig geleert und damit der Zulauf gestoppt. Aufgrund der hohen Aktivität der Nitrifikanten kann der gesetzte Kontrollwert von 2,0 mg O₂ /l nicht erreicht werden, obwohl die Belüftungseinrichtung mit voller Leistung läuft (siehe Simulation auf Abb.1 und Online-Messung auf Abb.2). Der Anstieg des gemessenen Sauerstoffgehaltes während der Denitrifikation im Zeitraum zwischen 1100 und 1400 min (Abb. 2) ist auf einer vielfach beobachteten Störung der Messsonde infolge erhöhter NO_x-Konzentrationen zurückzuführen.

Als wichtiges Hilfsmittel für die Verfahrensentwicklung und -optimierung wurde ein dynamisches Simulationsmodell eingesetzt. Bei dem Modell handelt es sich um das vielfach bewährte **Activated Sludge Model No.1** (Henze et al., 1987), das modifiziert und erweitert wurde. Vor allem der pH-Wert als die Schlüsselvariable der Verfahrensregelung bedarf einer hinreichend genauen Kalkulation über die Bilanz der maßgeblichen Ionen. Weiters ist es erforderlich, die Abbauschritte der Stickstoffelimination detailliert zu betrachten. So werden Nitritation, Nitratation und die Reduktion von Nitrit und Nitrat jeweils als einzelne Prozesse berechnet, um durch Implementierung entsprechender Ansätze verschiedene Inhibitionsmechanismen berücksichtigen zu können. Zur Berechnung von Strippeffekten und von energetischen Optimierungen wurde der Lufteintrag in die Modellrechnung aufgenommen. In Abb.1 und Abb.2 werden die Simulationsergebnisse für die letzten 3 Betriebszyklen einer 8-tägigen dynamischen Berechnung den tatsächlichen Messwerten gegenüber gestellt. Die Anzahl und die Länge der einzelnen Belüftungsstöße ergeben sich, wie bereits beschrieben, aus den Alkalinitätsverschiebungen im Reaktor und sind das Resultat einer längeren Schlammgeschichte. Die Eigendynamik der Alkalinitätsverhältnisse wird über die pH-Wert-Steuerung auf die Belüftungseinrichtung übertragen.

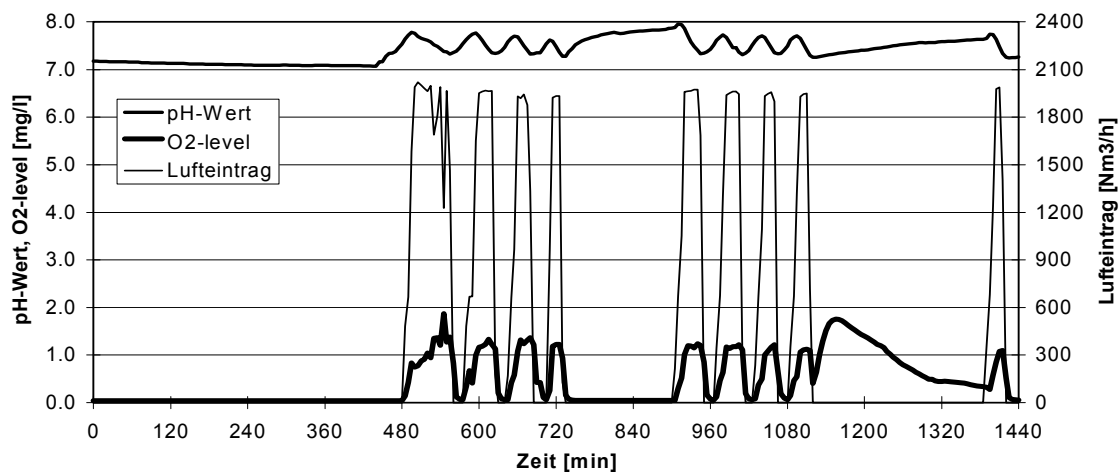


Abbildung.2: Online-Messwerte am in Abb.1 betrachteten Versuchstag

In der Literatur wurden mehrfach Pilotversuche dokumentiert, die sich mit den Möglichkeiten einer biologischen Teilstrombehandlung von Filtratwasser befassen [Winter u. Krauth, 1996; Kolisch, 1996; Teichgräber, 1993; Schmidt und Kolisch, 1997; Cybulski et al., 1997]. In den meisten dieser Arbeiten wird auf die stark hemmende Wirkung von Ammoniak und salpetriger Säure hingewiesen. Das sind Stickstoffverbindungen die bei der Teilstrombehandlung in relativ hohen Konzentrationen auftreten, und deren Einfluss an anderer Stelle grundlegend untersucht wurde [Anthonisen et al., 1976; Abeling, 1994].

Im Fall der Kläranlage Strass kam es jedoch zur überraschenden Erkenntnis, dass der Haupteinfluss auf die Prozesskinetik von einer Limitierung an anorganischen Kohlenstoff ausgeht. Dies ist insofern eine interessante Feststellung, als CO_2 als anorganisches Abbauprodukt bei der Dissimilation im Überfluss entsteht. Bei der Teilstrombehandlung ist allerdings das Verhältnis zwischen CO_2 -Produktion heterotropher Organismen und CO_2 -Konsumation autotropher Organismen gegenüber der Hauptstrombehandlung stark verschoben. Vor allem die Stripplwirkung infolge der intensiven Belüftung vermindert die Konzentration an anorganischen Kohlenstoff. Der Strippeffekt kann durch die Wahl des pH-Wertes beeinflusst werden: Ein erhöhter pH-Wert verstärkt die Dissoziation der Kohlensäure und verschiebt damit den vorhandenen anorganischen Kohlenstoff von der stripplbaren Erscheinungsform (CO_2) zu nicht stripplbaren Fraktionen Hydrogencarbonat (HCO_3) und Karbonat (CO_3).

Die Hauptaufgabe der Verfahrensentwicklung lag daher darin, den pH-Wert im Becken derart zu regeln, dass zum einen der Einfluss unerwünschter Inhibitionen und Limitierungen minimiert wird, zum anderen die im Zulauf vorhandene Alkalinität bestmöglich für die Nitrifikation ausgenützt wird [Wett et al., 1998]. Ein weiteres Verfahrensziel ist die Minimierung des erforderlichen Energieaufwandes. Eine wichtige Energiesparmaßnahme ist die Unterbrechung der Nitrifikation nach der Bildung des Nitrits. Durch eine vollständige Hemmung der Nitrifikation durch hohe Ammoniakkonzentrationen wird der Sauerstoffbedarf um 25 % und der Kohlenstoffbedarf der Denitrifikation um 40 % verringert. Das bedeutet, die Zudosierung von externem Kohlenstoff (Rohschlamm) sollte nur im unbedingt notwendigen Maße erfolgen.

Die überzeugenden Ergebnisse der Versuchsphase vom Sept. 1995 bis zum Februar 1997 führten schließlich zu einem endgültigen Umbau einer Straße der Hochlastbiologie zu einem Prozesswasserbehandlungsbecken.

4 Die Prozesswasserbehandlung (Teilstrom)

4.1 Anlagenerrichtung, Errichtungskosten

Die Entscheidung, eine Straße der Hochlastbiologie aufzulassen, konnte aufgrund der vorliegenden mehrjährigen Betriebsdaten der ARA Strass mit den tatsächlich gemessenen und der zukünftig zu erwartenden organischen Belastung (Stagnation bzw. Rückgang im Tourismuswachstum) gefällt werden. Im Lichte der zukünftigen Reinigungsanforderungen und der beträchtlichen Rückbelastung aus dem Filtratwasser ist für die Gesamtreinigungsleistung der ARA eine getrennte Prozesswasserbehandlung von größerer Bedeutung, als über den größten Teil des Jahres (lange Tourismuszwischensaisonen) eine zu diesen Zeiten überdimensionierte Hochlastbiologie vorzuhalten.

Die ARA-Strass wird daher zukünftig mit einer Hochlastbiologie mit 644 m³ Beckeninhalte betrieben. Das Fließschema im Bereich der Hochlastbiologie und der Prozesswasserbehandlung ist in Abb.3 dargestellt. Infolge der günstigen baulichen Gegebenheiten konnten die Herstellungskosten gering gehalten werden. Die Baumeisterarbeiten für den Umbau eines Hochlastbeckens in das Reaktionsbecken mit Wochenausgleichsspeicher, Beschichtung des

Wochenausgleichsspeichers, Ablaufkanal etc. betragen 2.500.000,- ATS (180.000,- Euro). Für die maschinelle, elektrotechnische und steuerungstechnische Ausrüstung wurden 550.000,- ATS (40.000,- Euro) aufgewendet. Da die gesamte maschinelle und elektrotechnische Installation, die Prozessleittechnik usw. vom Kläranlagenpersonal vorgenommen wurde, konnte mit einem Gesamtaufwand von 3.050.000,- ATS (220.000,- Euro) das Auslangen gefunden werden.

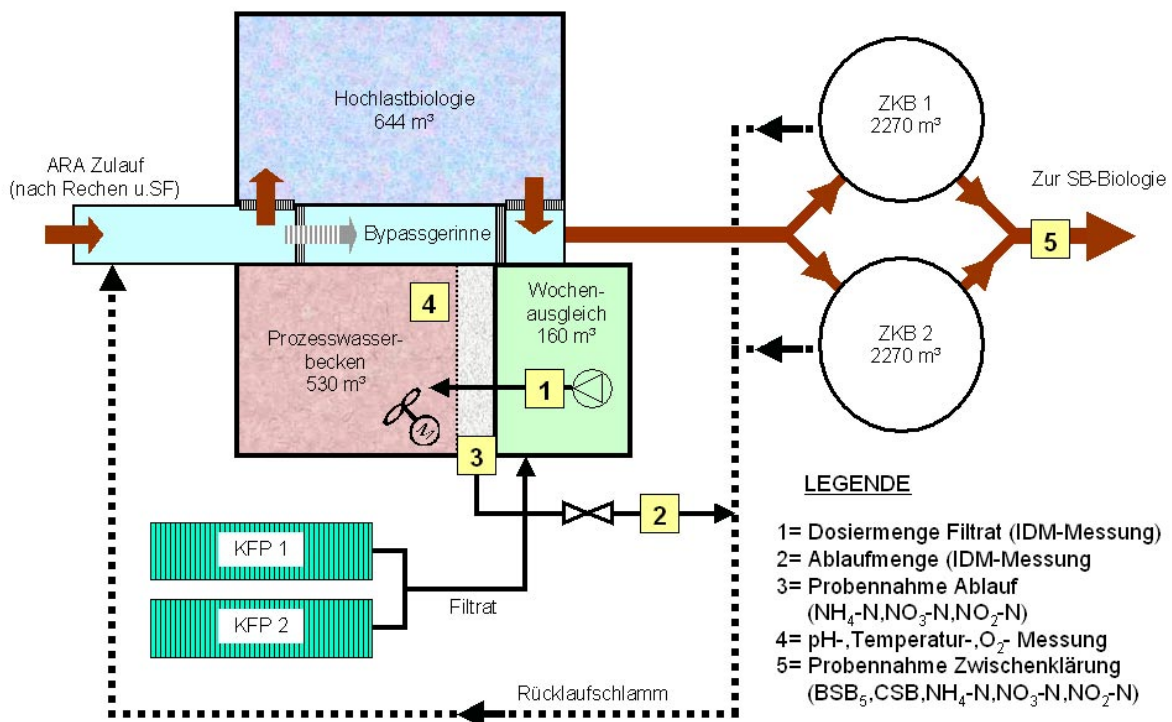


Abb.3. Schema Hochlastbiologie und Prozesswasserbehandlung

Abbildung 3: Schema Hochlastbiologie und Prozesswasserbehandlung

4.2 Betriebsweise der SBR-Anlage

Im Wochendurchschnitt werden an den 5 Arbeitstagen Montag bis Freitag 24 Pressen abgepresst, was einer Filtratmenge von wöchentlich etwa 640 m³ entspricht. Ein Wochenausgleichsspeicher von 160 m³ wurde eingerichtet, um auch an den Wochenenden einen entsprechenden Batch-Betrieb aufrecht erhalten zu können.

Der Batch-Betrieb erfolgt täglich in drei Zyklen zu je acht Stunden, mit folgendem Ablauf:

- Belüften:** 310 Minuten **alternierend innerhalb bestimmter pH-Wertgrenzen mit durchlaufender konstanter Zudosierung des Prozesswassers**
- Rühren:** 75 Minuten **mit Zugabe von etwa 30 m³ Rücklaufschlamm (ca. 3,0 g TS/l, CSB ca. 5000 mg/l) aus der Hochlaststufe als Kohlenstoffquelle für die Denitrifikation**
- Absetzen:** 65 Minuten **(mit Denitrifikation)**
- Entleeren:** 30 Minuten **Abzug von rd. 80-90 m³ Reaktorvolumen**

Der Ablauf der 3 Zyklen ist im folgenden Prozessbild dargestellt. Es sind der Reihen nach die Beschickungsmenge, der Sauerstoffgehalt, die pH-Wert Regelung, die Höhenstandsmessung im Becken und die aktuelle Menge des Filtrates im Wochenausgleichsspeicher angegeben.

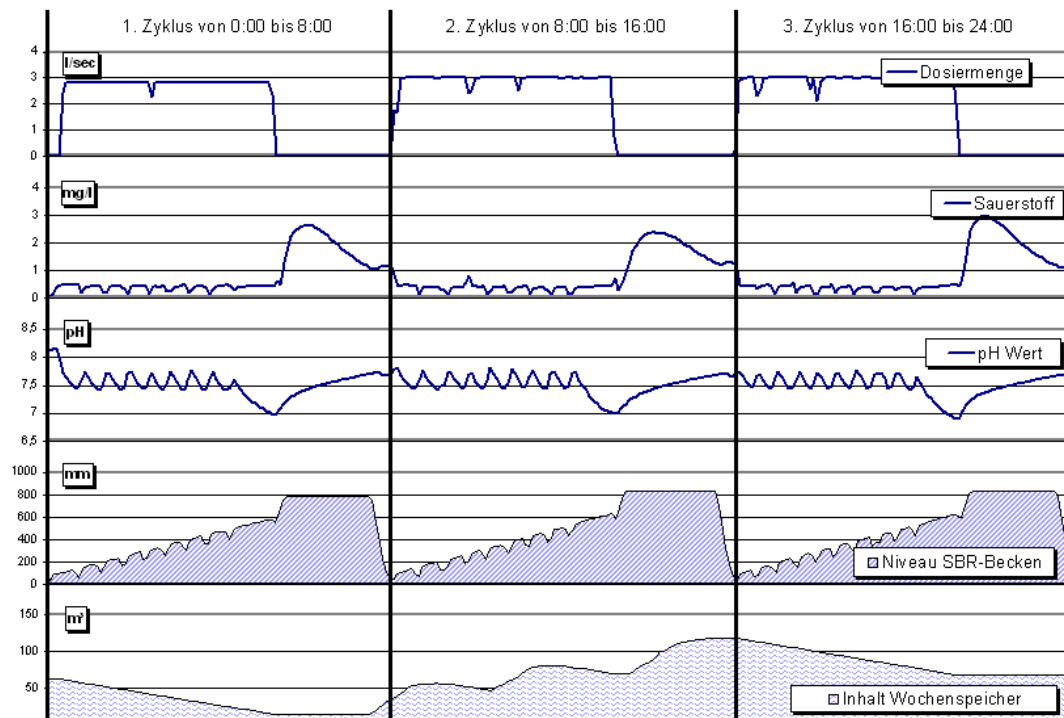


Abb. 5: Prozessbild des SBR-Beckens über 24 Stunden

Abbildung 5: Prozessbild des SBR-Beckens über 24 Stunden

4.3 Abbauleistung

In Tabelle 4 sind die $\text{NH}_4\text{-N}$ Abbauleistungen des Prozesswasserbeckens als Monatsmittelwerte bzw. Wochenmittelwerte einiger signifikanter Zeiträume seit der Inbetriebnahme der separaten Prozesswasserbehandlung zusammengestellt. Die Tagesfrachten erreichen je nach Pressbetrieb bis zu 360 kg $\text{NH}_4\text{-N}$ pro Tag, wobei ein Teil im Ausgleichsspeicher zurückgehalten wird.

Tabelle 4: Durchschnittliche Abbauleistungen SBR-Becken

Zeitraum:	Zulauf [kg $\text{NH}_4\text{-N/d}$]	Ablauf [kg $\text{NH}_4\text{-N/d}$]	Abbau [kg $\text{NH}_4\text{-N/d}$]	Abbau [%]
August 1997	141	33	107	76
September 1997	180	27	153	85
Oktober 1997	146	21	125	86
Woche 10/1998	191	29	162	85
Jänner 1999	139	6	133	96
März 1999	164	7	157	96
Juli 1999	137	10	127	93
Dezember 1999	107	8	99	93
Jänner 2000	161	16	145	90

Da der Ablauf des Prozesswasserbeckens über den Rücklaufschlamm der Hochlastbiologie in die nachgeschaltete Zwischenklärung mit hervorragenden Denitrifikationseigenschaften mündet, werden auch hohe Konzentrationen an Nitrit und Nitrat im Ablauf des SBR-Beckens in der Zwischenklärung praktisch zur Gänze abgebaut. Zur Information sind beispielhaft die entsprechenden Konzentrationen der anorganischen Stickstoffverbindungen in der Tabelle 5 angegeben.

Tabelle 5: Monats- bzw. Wochenmittelwerte der Konzentrationen im SBR-Becken und im Zwischenklärbecken (ZKB) in mg/l

Zeitraum	NH ₄ -N SBR Zu	NH ₄ -N SBR Ab	NO ₂ -N SBR Ab	NO ₃ -N SBR Ab	NO ₂ -N ZKB Ab	NO ₃ -N ZKB Ab
August 1997	1788	193	163	59	0,20	0,60
September 1997	1718	144	142	50	0,15	0,62
Oktober 1997	1651	114	129	48	0,20	0,60
Woche 10/1998	1711	170	279	78	0,20	0,44
Woche 11/1998	1737	129	254	69	0,20	0,36
Woche 01/2000	1818	89	122	33	0,10	0,25

5 Auswirkungen auf die Gesamtanlage

5.1 Minderung der NH₄-N Fracht

Über die Online-Messung und die Analyse der Mischproben wird die Abbauleistung im Prozesswasserbehandlungsbecken ermittelt. Da der Ablauf des Beckens in die Rücklaufschlammlleitung der Hochlastbiologie mündet, besteht zusätzlich die Möglichkeit, anhand des Ablaufes der Zwischenklärbecken die Abbauleistung zu überprüfen. Da in der Hochlastbiologie kaum Ammoniumstickstoff umgesetzt wird, ist die Differenz der Ammoniumkonzentrationen aus dem Kläranlagenzulauf und dem Ablauf der Zwischenklärung ein geeigneter Wert zur Kontrolle der Abbauleistungen des SBR-Beckens.

In Abbildung 6 sind die Wochenmittelwerte der Ammoniumkonzentrationen des ARA Zulaufes und des Zwischenklärbeckenablaufes des Jahres 1997 dargestellt. Ohne Prozesswasserbehandlung liegen infolge des Durchschlagens der Ammoniumspitzen aus dem Filtrat die Konzentrationen im Zwischenklärbeckenablauf deutlich über der ARA-Zulaufkonzentration. Diese Differenz kann je nach Anzahl der Pressen bis zu 15 mg/l im Tagesmittelwert erreichen. Nach Inbetriebnahme der Prozesswasserbehandlung ab Woche 33 gehen die Differenzen gegen null, was bedeutet, dass die nachgeschaltete Schwachlastbiologie nur mehr durch eine geringe Restfracht aus der Schlammentwässerung belastet wird.

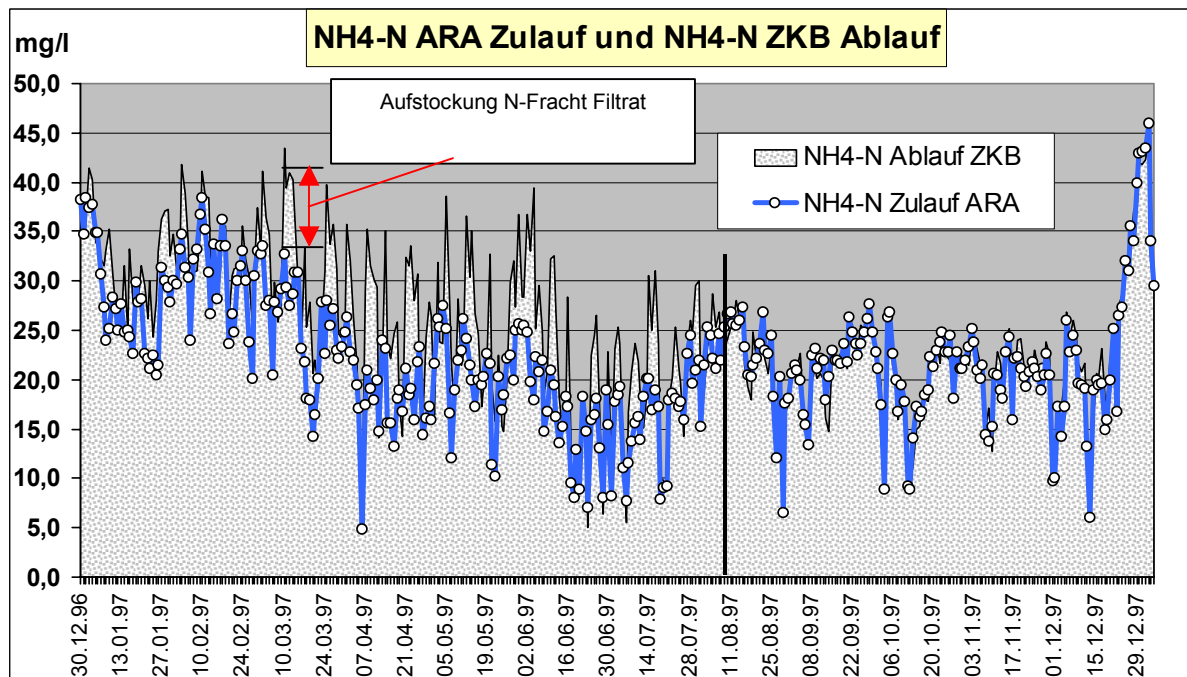


Abbildung 6: Vergleich der Ammoniumkonzentrationen im ARA-Zulauf und ZKB-Ablauf (SBR-Betrieb ab KW33/1997)

5.2 Minderung der Belastungsspitzen

Für die Schwachlastbiologie bedeutet die Elimination der Filtratwässer – neben der erheblichen Stickstoffentlastung - auch mehrere betriebliche Vorteile. Die Abb.7 zeigt typische tägliche Online-Ganglinien des Ammonium- und Nitratstickstoffes ohne und mit Prozesswasserbehandlung.

Mittels der Online-Regelung der Belüftung der Schwachlastbiologie wird der Ammoniumgehalt im Kläranlagenablauf zwischen 1 –2 mg/l gehalten. Deutlich ist aber je nach Anzahl der Pressen (Woche 18/1997 Do, Sa und So keine Pressen) der Anstieg des Nitratgehaltes infolge der längeren erforderlichen Nitrifikationszeit zu erkennen.

In Woche 51/1997 mit Prozesswasserbehandlung ist der Einfluss der Prozesswässer nicht mehr zu erkennen. Die Nitratganglinie entspricht jener an Tagen ohne Pressen. Mit dem Wegfall der früheren beträchtlichen täglichen – ja stündlichen – Ammoniumspitzen stellt sich nunmehr ein wesentlich ausgeglichener Betrieb der Belüftungsanlagen der Schwachlastbiologie ein, was für den maschinenbaulichen Teil (Motor-Generatorbetrieb, Zuschalten von Gasmotoren usw.) von erheblichem Vorteil ist.

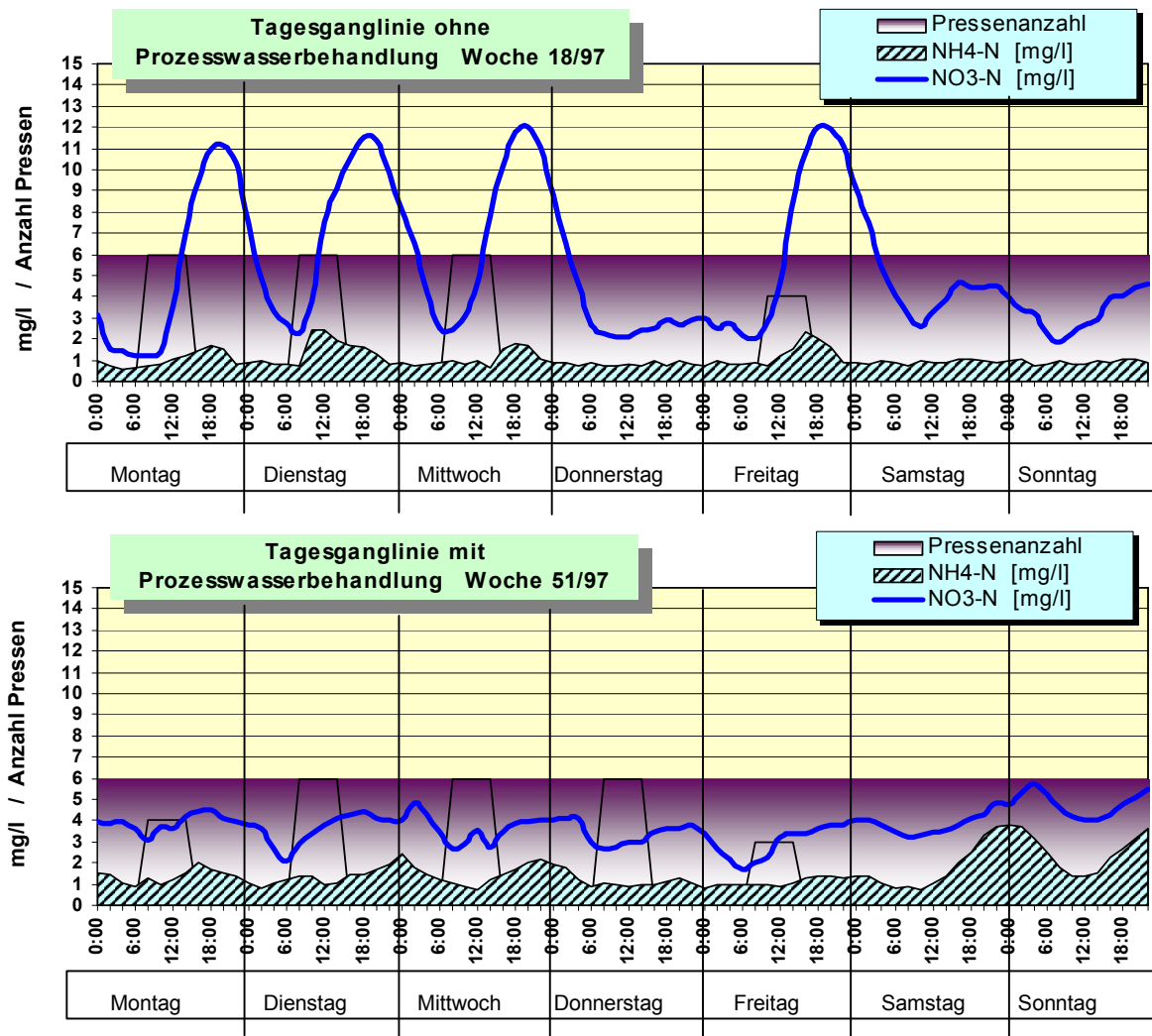


Abbildung 7: Online-Ganglinien SB-Biologie für Ammonium und Nitratstickstoff

5.3 Verbesserung des Wirkungsgrades der Stickstoffelimination

Erwartungsgemäß hat sich die Vorreinigung der Filtratwässer auf den Wirkungsgrad der Stickstoffentfernung der Gesamtanlage sehr positiv ausgewirkt, da nun die bestehende Schwachlastbiologie mit 10.400 m^3 Belebungsbecken – abgesehen von der geringen Restfracht - nur mehr mit den Stickstofffrachten aus dem Kläranlagenzulauf belastet wird. Durch die Prozesswasserbehandlung wurde nicht nur eine wesentlich höhere Reinigungsleistung erzielt, sondern gewissermaßen auch eine Reserve für zukünftige Frachterhöhungen aus dem Verbandsgebiet von etwa 20.000 EW (bei $10 \text{ g N/EW} \cdot \text{d}$) geschaffen. Ein Vergleich der Monate Jänner-Februar 1997 und 1998, also der Zeit der Hochbelastung der ARA Strass aus dem Wintertourismus bei geringen Abwassertemperaturen, zeigt eine Steigerung der

Stickstoffelimination von etwa 11%, und dies obwohl im Vergleichszeitraum Jan./Feb. 1998 etwa 13.000 EW mehr an die ARA angeschlossen waren als 1997! Ein Vergleich der 11. und 12. Woche im März 1997/98 ergibt sogar eine Steigerung bei gleicher Belastung im Mittel von 15 % (siehe Abb.9 und Tab.6).

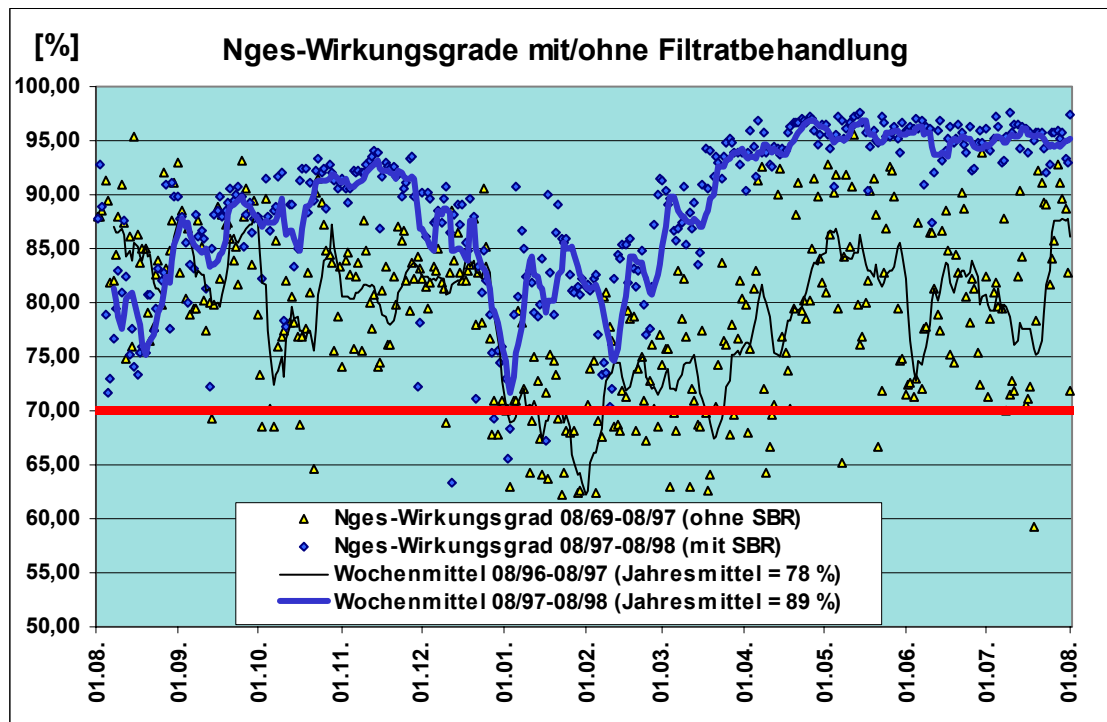


Abbildung 9: Nges-Wirkungsgrad an der ARA-Strass mit/ohne separate Filtratbehandlung

Tabelle 6: Gesamtstickstoffentfernung ohne und mit Prozesswasserbehandlung, (fettgedruckte bzw. hinterlegte Zeiträume mit separater Filtratbehandlung)

Zeitraum	EW ₆₀	Nges-Abbau [%]	Abwassertemperatur [°C]
Jän/Feb 1997	112.500	71	8,3
Jän/Feb 1998	120.000	81	9,3
Woche 10/11 1997	110.000	73	9,9
Woche 10/11 1998	110.000	88	10,2
Jahr 1996	90.200	78	12,2
Jahr 1999	103.401	89	11,7

5.4 pH-Wert-Stabilisierung in der SB-Biologie

Ein weiterer sehr wesentlicher betrieblicher Vorteil hat sich durch die Stabilisierung des pH-Wertes, in einem für die Nitrifikation günstigen Bereich, in der 2. Biologie ergeben. Durch die Nitrifikation der NH_4 -Fracht aus den Filtratwässern im Nebenstrom (SBR-Anlage) können die Belüftungsphasen in der B-Biologie verringert werden. Das führt dazu, dass durch die nunmehr vermehrte Denitrifikation in der B-Biologie der Verbrauch von H^+ Ionen ansteigt. Dieser Faktor trägt zu einem Alkalinitätsgewinn bzw. zu einer pH-Wert-Stabilisierung bei.

Wie die Abbildung 8 zeigt, lief vor der Inbetriebnahme der separaten Filtratbehandlung, die Nitrifikation in der 2. biologischen Stufe bei pH-Werten von 6,6 bis 6,0 ab. In diesen pH-Wertbereichen ist die Nitrifikation normalerweise bereits in einem gewissen Umfang gehemmt. Nach der Inbetriebnahme der Separatbehandlungsanlage hat sich der pH-Wert in der 2. Biologie aus den angeführten Gründen zwischen rd. 6,6-7,4 stabilisiert.

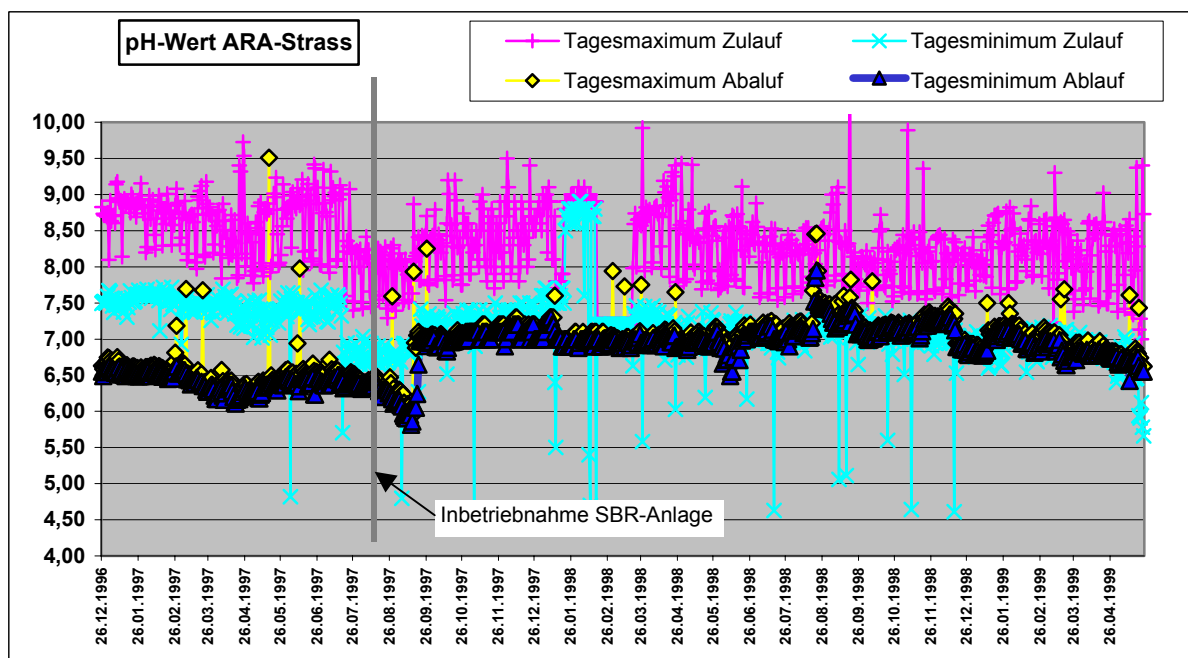


Abbildung 8: pH-Wert-Verlauf in der 2. Biologie mit/ohne SBR-Anlage

Die zeitliche Verzögerung zwischen der Inbetriebnahme der SBR-Anlage und der pH-Wertstabilisierung ist auf das Einfahren der separaten Filtratbehandlungsanlage, das sich mit steigender Filtratbeaufschlagung über ca. 3-4 Wochen erstreckte, zurückzuführen. In dieser Zeit wurde weiter unbehandeltes Filtrat in die B-Biologie zugegeben.

5.5 Einfluss auf den Energiehaushalt

Abgesehen von den Verbesserungen im Betrieb bzw. in der Eliminationsleistung von Stickstoff, stellt sich bei der betriebswirtschaftlichen Betrachtung der separaten Filtratwasserbehandlungsanlage die Frage der Kosten für diese betrieblichen Vorteile.

Da für die SBR-Anlage keine externen Betriebsmittel zugekauft werden und auch keine Personalaufstockung erforderlich ist, beschränkt sich die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung auf den Energieeintrag in Form von Belüftung, Pumpen und Umwälzung, sowie den Energiegewinn in Form von Faulgas.

Grundsätzlich ist der Sauerstoffbedarf für die Nitrifikation durch die Stöchiometrie bestimmt und damit unabhängig davon, ob die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Fracht im Haupt- oder Nebenstrom oxidiert wird. Eine Energieeinsparung bei der Nitrifikation ergibt sich jedoch, wenn der 2. Schritt – **die Nitratation** (über Nitrobacter)– gehemmt ist und damit die Stickstoffoxidation nur über dem ersten Schritt – **die Nitritation** (über Nitrosomonas)- erfolgt.

Diese Inhibition der Nitratation wird auf der ARA-Strass durch hohe Konzentrationen an Ammonium und hohe Temperaturen im SBR-Reaktor sowie die Steuerung über den pH-Wert und damit über die Nitritation erreicht. Auch die teilweise niederen Sauerstoffkonzentrationen im SBR-Reaktor haben einen hemmenden Einfluss auf die Nitritoxidanten (Nitrobacter). In Abbildung 10 wird die weitgehende Hemmung der Nitratbildung eindeutig mit einem Verhältnis $\text{NO}_2\text{-N} : \text{NO}_3\text{-N} = 75\% : 25\%$ dokumentiert.

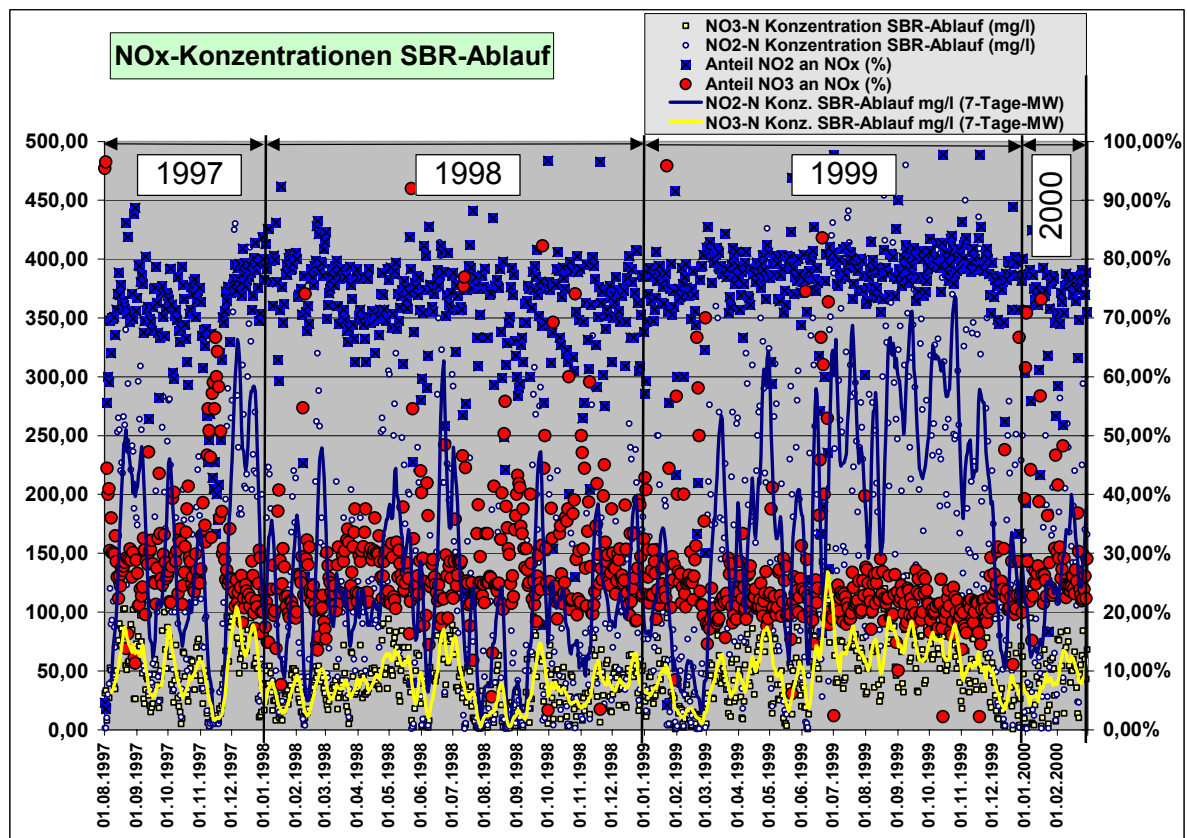


Abbildung 10: Anteile von Nitrit ($\text{NO}_2\text{-N}$) bzw. Nitrat ($\text{NO}_3\text{-N}$) an der Stickstoffoxidation im SBR-Reaktor

Durch Simulationsrechnungen, die unterschiedliche Umsatzraten von Nitrit und Nitrat bei deren Reduktion berücksichtigen, konnte nachgewiesen werden, dass über den Gesamtprozess betrachtet lediglich 15 % des produzierten Nitrits zu Nitrat weiter oxidiert werden [Wett, 2001].

Zugleich mit der Nitrifikation erfolgt der aerobe Kohlenstoffabbau. Die gelösten, organischen C-Verbindungen werden in nitrifizierenden Belebtschlammssystemen in jedem Fall weitestgehend oxidiert. Das heißt der Sauerstoffbedarf für die Elimination gelöster organischer Stoffe im Kläranlagenzulauf ist unabhängig vom Betrieb einer Teilstrombehandlung. Der Sauerstoffbedarf für den Abbau organischer Feststoffe und damit der Grad der aeroben Schlammstabilisierung hängt hingegen direkt von der Belüftungsdauer ab. Das bedeutet wiederum, je mehr heterotrophe Biomasse bei der Nitrifikation einer Ammoniumfracht „mitbelüftet“ wird um so größer ist der zusätzliche Energiebedarf. In der Hauptstrombiologie wäre also ein größerer Aufwand an Belüftungsenergie für die Oxidation einer Ammoniumfracht erforderlich, als in der auf Nitrifikation spezialisierten Biologie der Separatbehandlung.

Durch die Zugabe von Rohschlamm (A-Schlamm) in der Teilstrombehandlung wird zusätzliche Belüftungsenergie im SBR-Reaktor verbraucht, gleichzeitig wird in der Hauptstrombiologie durch verkürzte Nitrifikationszeiten, der Belüftungsbedarf für den daran gekoppelten C-Abbau vermindert. Die Belüftungsenergie, die für die Prozesswasserbehandlung aufgewendet wird, kann in etwa im doppeltem Maße in der Hauptstrombiologie eingespart werden.

Abbildung 11 zeigt die Auswirkungen auf die spezifische Belüftungsenergie in Summation von B-Biologie und SBR-Reaktor, wobei in der Teilstrombehandlung der Energiebedarf für Belüftung, Pumpen und Umwälzung inkludiert ist. Der Energieeinsatz konnte von 25,0 kWh/1000 EW*d (1996 – ohne SBR-Anlage) auf 22,2 kWh/1000EW*d (2000) gesenkt werden. Daraus leitet sich für die ARA-Strass, bei einer mittleren Auslastung von rd. 112.000 EW₆₀ im Jahr 2000 eine Energieeinsparung bei der Belüftung von rd. 115.000 kWh ab.

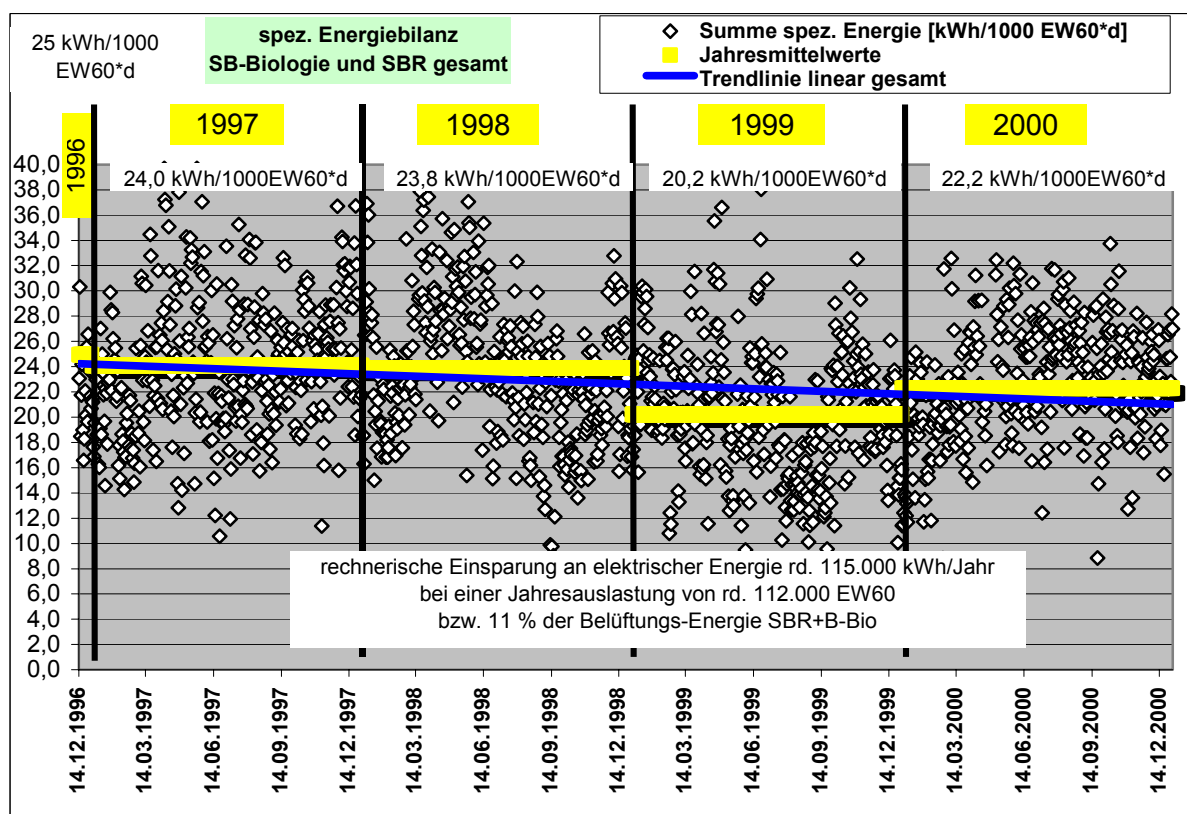


Abbildung 11: Spezifische Belüftungsenergie in Summation für B-Biologie und SBR-Reaktor

Dem mehrfach diskutierten Gasverlust, welcher sich durch den Einsatz von A-Schlamm als C-Quelle (für die Denitrifikation) im SBR-Reaktor „rein rechnerisch“ ergeben sollte, kann mit der gleichen Argumentation wie in der zuvor aufgeworfenen „Belüftungsfrage“ begegnet werden. Der organische Anteil im zugegebenen Rohschlamm wird bei der intensiven Belüftung im Prozesswasserbecken stark vermindert bzw. als Substrat bei der Denitrifikation veratmet und damit der Energienutzung in der Faulung entzogen. Dieser Energieverlust wird aber durch eine verminderte Belüftung (Reduzierung der Nitrifikationszeiten) und somit durch eine verminderte aerobe Schlammstabilisierung in der Hauptstrombiologie kompensiert. Der Verlauf des spezifischen Gasanfalles zeigt, dass sich der Energieinhalt des gesamten anfallenden und der Faulung zugeführten Schlammes, seit der Inbetriebnahme der Prozesswasserbehandlung, nicht geändert hat.

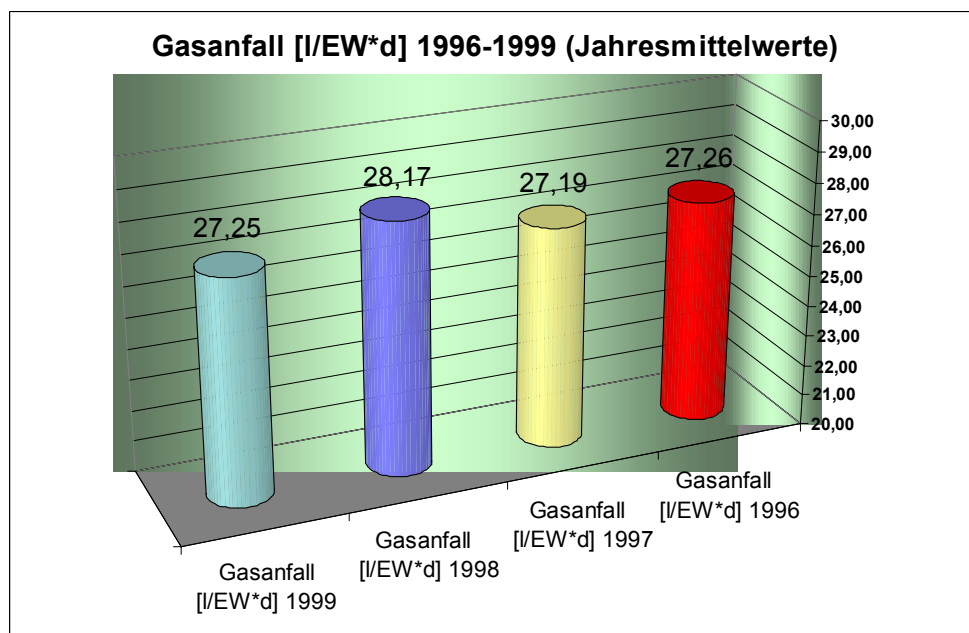


Abbildung 12: Spezifischer Gasanfall 1996-1999 (Filtratwasserbehandlung ab 08/1997)

5.6 Betriebskosten der separaten Prozesswasserbehandlungsanlage

Die Betriebskosten sind für den Anlagenbetreiber in der Beurteilung eines Systems ein wesentlicher Bestandteil des Gesamtkonzeptes. Die Kosten der Teilstrombehandlung setzen sich aus mehreren Komponenten zusammen, wobei ein wesentlicher Teil auf die Input-Output-Analysen entfällt. Nur durch die ständige Kenntnis aller wichtigen Parameter ist es möglich die

Teilstrombehandlungsanlage einem Monitoring und somit einem Controlling zu unterwerfen. Für die entsprechende analytische Betreuung werden auf der ARA-Strass ca. 1/3 der auf die SBR-Anlage entfallenden Betriebskosten aufgewendet. Der restliche Teil gliedert sich in Energiekosten (Anteil ebenfalls ca. 1/3), sowie den Kosten für die laufende Wartung und einer 1/2-jährlichen Räumung des Wochenspeichers. Diese Räumung ist erforderlich um den Speicherboden von einem feinen Kalk-Schlamm-Sediment zu reinigen, welches mit dem Kammerfilterpressen-Filtrat in den Speicher gepumpt wird und sich dort absetzt. Im Zuge dieser Speicherreinigung werden auch die Rohrleitungen der Filtratbehandlungsanlage mit 3-%-iger Salzsäure - welche übrigens zuerst zur Säuerung der Filtertücher der Kammerfilterpressen verwendet wird - durch Kreislaufführung gespült und somit ein allmähliches Aufwachsen von Kalkablagerungen an den Rohrwandungen verhindert.

In Summe und unter Einrechnung dieser Reinigungsmaßnahmen ergeben sich pro Jahr rd. 350.000,- ATS an Betriebskosten. Umgelegt auf eine Jahreseliminationsleistung der Anlage von rd. 50.200 kg NH₄-N ermitteln sich die spezifischen Betriebskosten zu 7,00 ATS pro kg abgebauten Ammoniumstickstoff.

6 Zusammenfassung, Schlussfolgerungen und Ausblick

Die Ammoniumstickstofffrachten aus den Filtraten oder Zentraten der Faulschlammentwässerung stellen für viele kommunale Kläranlagen eine beträchtliche interne Rückbelastung dar. Eine Möglichkeit der getrennten biologischen Behandlung dieses Teilstromes auf Basis der SBR-Technik wurde an der ARA Strass (167.000 EW) während einer eineinhalbjährigen Versuchsphase im großtechnischen Maßstab entwickelt und optimiert. Anschließend wurde das Prozesswasserbehandlungsbecken adaptiert und damit die Teilstrombehandlung fix installiert und in Betrieb genommen. Ziel dieser Maßnahme war es, durch verbesserte Verfahrenstechnik ohne zusätzliche Reaktionsvolumina den Wirkungsgrad der Gesamtanlage zu erhöhen, um den verschärften gesetzlichen Anforderungen an die Stickstoffelimination gerecht zu werden. Die Ausgangslage an der ARA Strass, die Durchführung der Pilotversuche, die praktische Umsetzung und die mehrjährigen Betriebserfahrungen wurden in diesem Bericht dargelegt.

Nach nun 3 ½ jährigen Betriebserfahrungen wird Folgendes zusammengefasst:

- Das ursprüngliche Ziel, den Einfluss der Filtratwässer aus der Schlammbehandlung weitestgehend auszuschalten, wurde erreicht. Seit der Inbetriebnahme der Prozesswasserbehandlung ergeben sich kaum noch bemessungsrelevante interne Stickstoffbelastungen für die 2. biologische Stufe
- Der Wirkungsgrad der ARA-Strass konnte, bezogen auf N_{ges} , durch die Installierung der separaten Prozesswasserbehandlung im Jahresmittel um ca. 11 % gesteigert werden. Die Teilstrombehandlung wird dabei pro Jahr mit ca. 56.000 kg NH_4-N beschickt, wovon rd. 50.200 kg NH_4-N eliminiert werden. Der Wirkungsgrad der Teilstrombehandlung liegt im Jahresmittel bei rd. 90 % und hängt nicht von der täglichen Beschickungsmenge, sondern von den gegebenen Alkalitätsverhältnissen ab. Im Interesse der Wirtschaftlichkeit der Prozesswasserbehandlung wird auf den Einsatz zusätzlicher Betriebsmittel (Lauge, Methanol, etc.) zur Erhöhung des Wirkungsgrades verzichtet. Die verbleibende Restfracht beeinflusst die nachgeschaltete Schwachlastbiologie nur mehr sehr geringfügig.
- Die Betriebserfahrungen zeigen auch eine hohe Prozessstabilität und geringe Störungsanfälligkeit des entwickelten Verfahrens. Die Gründe dafür liegen zum einen am hohen Schlammalter im System (30 – 50 Tage) und zum anderen an der einfachen Instrumentierung (O_2 -; pH-Sonde, Füllstandsmessung).
- Durch hohe Systemtemperaturen im SBR-Reaktor von im Jahresmittel > 25 °C werden hohe und stabile Umsatzraten pro Zeiteinheit erreicht. Bei hohen Ammonium-Belastungen des SBR-Reaktor ergeben sich Nitrifikationsraten von über 100 g NH_4-N pro m^3 Reaktorvolumen und Stunde. Der Großteil der Betriebszeit steht damit der wesentlich langsameren anoxen Denitrifikation zur Verfügung.
- Als Anhaltswert für die Reaktorbemessung liegt an der ARA Strass die raumspezifische Beschickungsmenge bei bis zu 0,6 kg NH_4-N pro m^3 Reaktionsbecken und Tag. Bei einer mittleren Schlamm Trockensubstanz von 12 kg/m^3 ergibt sich eine NH_4-N -Schlammbelastung von rd. 50 g $NH_4-N/kgTS*d$.

- Als spezifischer Energieverbrauch wurden im Mittel über die bisherige Betriebszeit 2,8 kWh/kg(abgebautem NH₄-N) gemessen. An Tagen mit Spitzenbelastungen sinkt der Verbrauch auf 1,5 kWh/kg NH₄-N. Der spezifische Energieverbrauch im Belebungsbecken der 2. Biologie beträgt 7-8 kWh/kg (abgebautem NH₄-N).
- Der spezifische Energieaufwand für die Belüftung konnte in Summe (SBR-Reaktor und 2. biologische Stufe) von 25,0 kWh/1000 EW*d im Jahr 1996 (Betrieb ohne SBR-Reaktor) auf 22,2 kWh/1000 EW*d gesenkt werden. Bei einer mittleren Jahresauslastung der ARA-Strass von ca. 112.000 EW60 ergibt sich dadurch eine Einsparung von rd. 115.000 kWh pro Jahr.
- Auf der ARA Strass wurde ein bestehendes Becken zur Umrüstung für die Prozesswasserbehandlung genutzt. Dadurch konnten wesentliche Einsparungen bei der Errichtung der Anlage erzielt werden. Rechnet man bei einem Neubau mit 7.000,- ATS (500,- Euro) je m³ Beckenvolumen, so ermitteln sich daraus Herstellungskosten für Reaktionsbecken und Ausgleichsspeicher von etwa 4.800.000,- ATS (350.000,- Euro). Daraus ergibt sich für viele Kläranlagen mit Schlammfäulung und einer ähnlichen Charakteristik der Filtratwässer eine sehr wirtschaftliche und wirkungsvolle Methode zur Behandlung der Teilströme aus der Schlammmentwässerung.
- Eine Stabilisierung des pH-Wertes in der 2 biologischen Stufe – in einem für die Nitrifikation günstigen Bereich - konnte durch vermehrte Denitrifikation (Verbrauch von H⁺ Ionen) erreicht werden.
- Eine Vergleichsrechnung nach den Regeln der ATV-A131 ergibt für einstufigen Anlagen in der Größenordnung der ARA Strass, dass das erforderliche Gesamtvolumen der Reaktionsbecken der Kläranlage durch die Separatbehandlung der Prozesswässer um rd. 22 % vermindert wird.
- Ein messbarer Gasverlust durch die Verwendung von A-Schlamm als Kohlenstoffquelle für die Denitrifikation im SBR-Reaktor konnte bisher nicht festgestellt werden. Der Grund dafür liegt in der eingesparten Belüftung in der 2. biologischen Stufe und dem damit einhergehenden geringeren Grad der aeroben Schlammstabilisierung.

7 Literaturnachweis:

- Anthonisen, A.C.; Loehr, R.C.; Prakasam, T.B.S.; Srinath, E.G.(1976): Inhibition of nitrification by ammonia and nitrous acid. Journal WPCF, 48/5, 835-852
- Abeling, U. (1994): Stickstoffelimination aus Industrieabwässern - Denitrifikation über Nitrit
Veröffentl. d. Inst. f. Siedlungswasserwirt. u. Abfalltechn. d. Univ. Hannover, 86
- Cybulski, B.; Frey, J.; Körber, W. (1997): Teilstrombehandlung von Prozesswässern der Schlammmentwässerung., awt-abwassertech., 2/95, 46-48
- Henze, M.; Grady Jr., C.P.L.; Gujer, W.; Marais, G.v.R.; Matsuo, T. (1987) : Activated sludge model No.1., IAWQ Scient. and Techn. Reports No.1
- Kolisch G. (1996): Zweistufige biologische Stickstoffelimination aus Filtraten oder Zentraten der Schlammmentwässerung, Korresp. Abwasser, 6/96, 1040-1045
- Rostek R. (1995): Kläranlagen mit ausgeprägten saisonalen Belastungsschwankungen.
Korresp. Abwasser, 3/95, 366-375
- Schmidt, F.; Kolisch, G. (1997): Prozeßwasseraufbereitung auf kommunalen Kläranlagen.
awt-abwassertech., 2/95, 49-53
- Stein, A.; Teichgräber, B; Mackowiak, J. (1995): Stickstoffelimination aus Trübwässern der Schlammbehandlung, awt-abwassertech., 2/97, 33-36
- Teichgräber, B. (1993): Control strategies for a highly loaded biological ammonia elimination process, Wat.Sci.Tech., 28/11-12, 531-538
- Wett, B.; Rostek, R.; Rauch, W.; Ingerle, K. (1998): pH-controlled reject-water-treatment.
Wat.Sci.Tech., 37/12, 165-172
- Winter R.; Krauth K.(1996): Nitrifikation u. Denitrifikation des Abwasserteilstromes aus der anaeroben Schlammbehandlung, Korresp. Abwasser, 6/96, 1032-1039
- Wett B. (2001): Stable N-elimination on the nitrite route in a full-scale SBR for rejection water treatment, eingereicht für 2. IWA World Water Congress, Berlin 2001

Autoren:

DI. Dr. Bernhard Wett
Institut für Umwelttechnik, Universität Innsbruck
Technikerstrasse 13
6020 Innsbruck
Tel. 0512/507-6929

Dipl.-HTL-Ing. Josef Dengg
AIZ-Abwasserverband, Geschäftsführer-Stlv.
HNr. 150
6261 Strass i. Z.
Tel. 05244/65118-11

Stickstoffelimination bei zweistufigen Systemen mit Tropfkörpern

Dieter Schreff & Eberhard Steinle

Dr.-Ing. Steinle – Ingenieurgesellschaft für Abwassertechnik mbH

1 Einführung

Die Einschätzung, dass Tropfkörper „aus der Mode“ gekommen sind, ist inzwischen weit verbreitet, insbesondere seit für die Reinigung kommunaler Abwässer die konkrete Forderung nach einer gezielten Denitrifikation gestellt wurde. Dabei scheinen zwei Ursachen hierfür verantwortlich zu sein:

- Die forcierten Entwicklungen und umfangreichen positiven Erfahrungen im Bereich der einstufigen Belebtschlammssysteme.
- Die wenigen, aber prägnanten Fälle von Tropfkörperanlagen mit ausgeprägten Betriebsstörungen und Leistungsdefiziten.

Aufgrund der gegenläufigen Entwicklung der beiden Systeme stellt sich bei der Anpassung von Kläranlagen die Frage nach einem Neubau eines Tropfkörpers praktisch nicht mehr, und auch die Einbeziehung bestehender Tropfkörper wird stets kritisch gesehen. Oftmals wird diese in der Planung als Teilstromlösung *pro forma* durchgeführt, um sie dann im späteren Betrieb stillzulegen.

Im süddeutschen Raum wurde diese Diskussion sehr intensiv geführt, da bis in die Achtziger Jahre eine Reihe von Tropfkörperanlagen errichtet wurde. Ein Großteil der älteren Anlagen wurde in Belebungsanlagen umgewandelt, wobei in vielen Fällen weniger die verfahrenstechnische Situation ausschlaggebend ist als der bauliche Zustand der Anlagen. Bei einer Reihe von Anlagen mit guterhaltener Bausubstanz und entsprechender betrieblichen Situation konnte die Integration bestehender Tropfkörper realisiert werden.

Bei Tropfkörpern kann, im Unterschied zu einstufigen Belebtschlammssystemen, die Nitrifikation und die gezielte Denitrifikation nicht in einem gemeinsamen Reaktor durchgeführt werden. Für eine Stickstoffelimination bei derartigen Systemen ist folglich eine zweistufige Verfahrenstechnik erforderlich.

Entsprechende Verfahrenskonzepte wurden von der ATV (1994) dargestellt und später durch gezielte Betriebsversuche weiterentwickelt (SCHLEYPEN ET AL., 1997). Als besonders günstig stellte sich dabei eine Lösung mit Nutzung der Tropfkörper zur Nitrifikation in der zweiten Stufe dar, wie sie auch in einer Reihe von wissenschaftlichen Arbeiten dargestellt wurde (ZANDER, 1988; MEHLHARDT, 1996, MATTSSON, 1997). Die Arbeiten von RÜDIGER (1993) und DORIAS (1996) zeigten, dass Tropfkörper sowohl zur Nitrifikation in der zweiten Stufe als auch zur Denitrifikation in der ersten Stufe einsetzbar sind.

Im Bundesland Bayern weisen knapp die Hälfte aller bestehenden zweistufigen Kläranlagen die Verfahrenskombination Hochlastbelebung – Tropfkörper auf (SCHLEYPEN, 1997). Eine Vielzahl von Anlagen konnte inzwischen aufgrund der o.g. Erfahrungen erfolgreich umgerüstet werden (z. B. Landshut, Ingolstadt, Kempten, Straubing). Darüber hinaus wurden sogar einige ehemals einstufige Anlagen mit Tropfkörper zu zweistufigen Anlagen umgerüstet (z. B. Roth, Karlsfeld, Garching). Diesbezügliche Überlegungen hinsichtlich der Stickstoffelimination mit der Verfahrenskombination Hochlastbelebung – Biofilmsystem wurden auch von NOWAK ET AL. (1998) vorgeschlagen.

Mit diesem Beitrags sollen die verfahrenstechnischen Grundzüge der Stickstoffelimination in einer aufgelösten Prozesskette bei der Verfahrenskombination Hochlastbelebung – Tropfkörper anhand von zwei ausgeführten Anlagen beispielhaft dargestellt werden.

2 Grundsätzliches zur Verfahrenstechnik

2.1 Systembeschreibung

Das im Folgenden beschriebene, zweistufige Verfahrenskonzept basiert auf dem Prinzip der aufgelösten Verfahrenskette, d.h. die unterschiedlichen Reinigungsschritte finden in räumlich getrennten Stufen statt. Im Unterschied zu einstufigen Systemen können sich hier spezifische Biozosen unter den für sie günstigen Prozessbedingungen ausbilden.

Die erste Stufe besteht aus einer hochbelasteten Belebung, in der aufgrund des geringen Schlammalters günstige Wachstumsbedingungen für heterotrophe Organismen herrschen. Der spezifische Anfall an Überschussschlamm sowie die Kohlenstoffatmung einer derartigen Stufe ist zwangsläufig hoch, so dass ein großer Teil des Stickstoffs im Überschussschlamm gebunden (inkorporiert) wird. Darüber hinaus findet eine Sorption von gelösten und partikulären, organischen Verbindungen statt, so dass diese Stufe eine Pufferfunktion für organische, aber auch für schadhafte Substanzen übernimmt (ATV, 1989).

Die Absetzeigenschaften hochbelasteter Belebtschlämme sind meist gut, so dass die zur Feststoffabtrennung eingesetzten Zwischenklärbecken auch bei erhöhter hydraulischer Belastung gut funktionieren (ATV, 1989). Trotzdem sind diese zu dimensionieren, dass die nachfolgenden Tropfkörper und deren Nachklärbecken nicht durch erhöhten Feststoffabtrieb belastet werden. Andernfalls kommt es zu einer verschlechterten Nitrifikationsleistung bzw. erhöhten CSB- und P-Werten im Ablauf der Kläranlage durch Suspensaabtrieb.

Nitrifizierende Organismen können sich in der ersten, hochbelasteten Stufe nicht etablieren. Durch die Rückführung des Tropfkörperablaufs findet jedoch eine kontinuierliche Einspeisung von Nitrifikanten in die Hochlaststufe statt, so dass bei günstigen Bedingungen bereits dort eine Teilnitrifikation und simultane Denitrifikation stattfinden kann. In der zweiten Stufe herrschen aufgrund des geringen BSB₅/N-Verhältnisses günstige Wachstumsbedingungen für nitrifizierende Organismen. Dies führt zu einem erhöhten Anteil an autotropher Biomasse bezogen auf die gesamte aktive Biomasse (Bild 1).

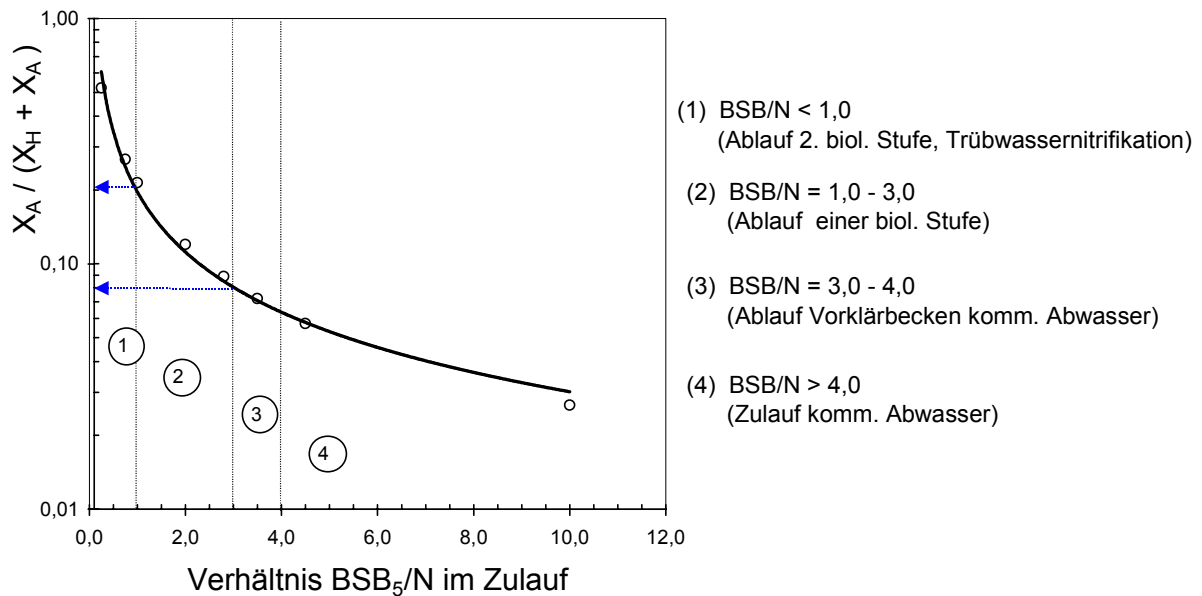


Bild 1: Theoretischer Anteil der Nitrifikanten X_A an der aktiven Biomasse X_{A+H} in Abhängigkeit vom BSB_5/N -Verhältnis (berechnet mit Hilfe des HSG-Modells nach BÖHNKE et al., 1989 und DOHMANN et al., 1993)

So ergeben sich für die Nitrifikation in einer separaten, zweiten Stufe erhebliche Vorteile, wenn diese als Biofilmsystem (z. B. Tropfkörper) ausgeführt ist:

- Anreicherung langsam wachsender Spezialisten, die die Nitrifikation oder den Abbau schwer abbaubarer Substanzen, auch bei niedrigen Substratkonzentrationen durchführen können (WILDERER, 1982).
- Immobilisierung verhindert das Ausschwemmen suspendierter, autotropher Biomasse, wie es bei Belebungsanlagen auftreten kann (WILDERER, 1982).
- Schutzwirkung und geringere Empfindlichkeit gegenüber toxischen Substanzen durch die Einbettung der autotrophen Organismen in der Biofilmmatrix (FLEMMING & GRIEBE, 1997).
- Geringere Temperaturabhängigkeit durch geringeren Diffusionswiderstand aufgrund verbesserter Sauerstofflöslichkeit bei tieferen Temperaturen, insbesondere bei niedrigen BSB_5/N -Verhältnissen (REHBEIN, 1998).

Die Stickstoffelimination wird bei diesem zweistufigen System durch eine vorgeschaltete Denitrifikation erreicht, wie sie von einstufigen Belebtschlammanlagen bekannt ist (Bild 2). Ein Vielfaches der Wassermenge wird nach der Nitrifikationszone abgezweigt (Rezirkulation) und in eine vorgeschaltete Denitrifikationszone der Hochlastbelebung geführt. Diese besteht aus einem unbelüfteten und einem belüfteten Beckenteil.

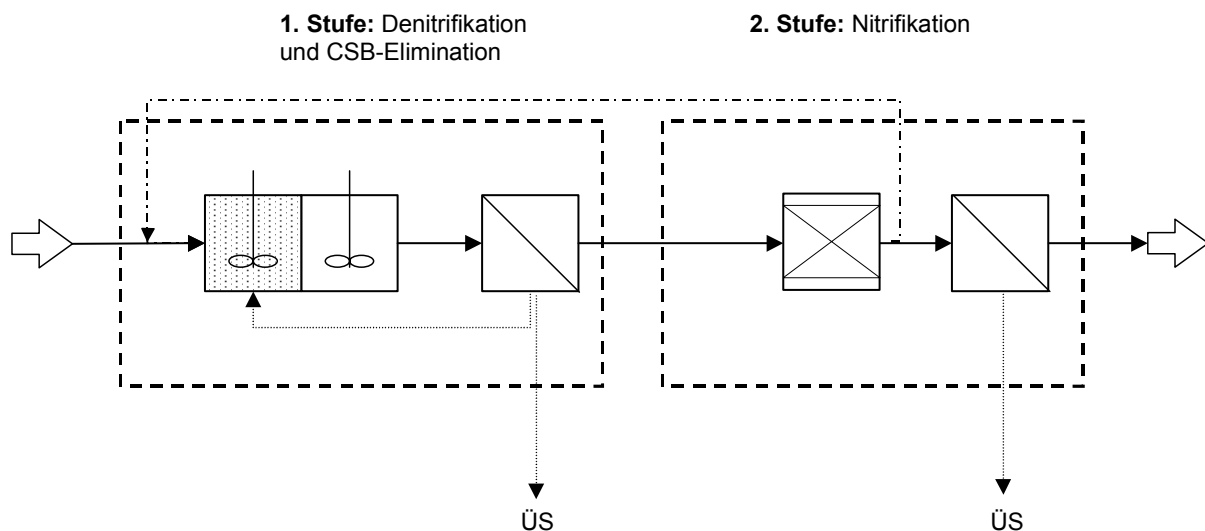


Bild 2: Fließschema des zweistufigen Verfahrenskonzeptes mit vorgeschalteter Denitrifikation in einer Hochlastbelebung (1. Stufe) und Nitrifikation im Tropfkörper (2. Stufe)

2.2 Hydraulik als limitierendes Element

Im Unterschied zu einstufigen Systemen mit interner Rezirkulation innerhalb des Belebungsbeckens, kommt es bei zweistufigen Systemen durch die Ablaufrückführung zu einer Verknüpfung der beiden Stufen, und damit zu signifikanten Veränderungen des Betriebsregimes (Tabelle 1). Während die Aspekte „erhöhte hydraulische Belastung der Zwischenklärung“ und „Verschleppung von Sauerstoff“ bei verschiedenen Autoren diskutiert werden, findet man nur wenig über den Verdünnungseffekt (Senkung des Konzentrationsgradienten) und die Verkürzung der Verweilzeit.

Tabelle 1: Auswirkungen der Rezirkulation bei mehrstufigen Systemen

	Betriebsparameter	Wirkung	Begründung
Belebtschlamm- und Biofilmsysteme	hydraulische Belastung der Absetzbecken in der ersten Stufe	-	Verschlechterung der Phasentrennwirkung (Zwischenklärung)
	hydraulische Verweilzeit in der biologischen Stufe	-	Kurze Verweilzeiten in Hochlaststufen
	Denitrifikationskapazität	-	Verschleppung von Sauerstoff in unbelüftete Zonen
Belebtschlamm-systeme	erreichbare Biomassekonzentration in der Belebung	-	Verdünnungswirkung durch annähernd feststofffreie Rezirkulation
Biofilmsysteme	hydraulische Oberflächenbelastung	+	Bessere Benetzung der Aufwuchsflächen

Beim Verfahren der vorgeschalteten Denitrifikation können die im Abwasser enthaltenen, leicht abbaubaren organischen Substanzen für die Reduktion der oxidierten Stickstoffverbindungen genutzt werden. Der maximale Wirkungsgrad η_{DN} ergibt sich aus dem Mischungsverhältnis zwischen dem nitrathaltigen Rezirkulationsstrom Q_{RZ} und dem nitratfreien Zulauf Q_0 :

$$\eta_{DN} = 1 - \frac{1}{(1+RZ)} \quad \text{Gl. (2.1).}$$

η_{DN} ... Wirkungsgrad der Stickstoffelimination durch Denitrifikation
 RZ ... Rezirkulationsverhältnis (Q_{RZ}/Q_0)

Die Anwendung dieser Gleichung setzt allerdings voraus, dass

- in der nitrifizierenden Stufe/Zone eine vollständige Umwandlung (Nitrifikation) der reduzierten Stickstoffverbindungen (abzüglich des inkorporierten Anteils) stattfindet,
- die zurückgeführte Nitratfracht in der Denitrifikationsstufe/-zone vollständig aus dem System entfernt wird.

Da die Rezirkulation vor der Nachklärung abgezweigt wird, bleibt das Nachklärbecken unbeeinflusst. Erhöht wird lediglich die hydraulische Belastung der Zwischenklärbecken und der Tropfkörperstufe. Die

Leistungsgrenze der Zwischenklärung hängt von der Auslegung (meist: Regenwetterzufluss Q_m) und den hydraulischen Zulaufschwankungen bei Trockenwetter ab. Die freie Kapazität für das Rezirkulationsverhältnis ergibt sich folglich zwischen 1,5 bei größeren Anlagen und 3,0 bei kleineren Anlagen. Nimmt man eine weitestgehende Nitrifikation in der Tropfkörperstufe ($\eta_{\text{NITRI}} = 0,9$) an, so bleibt die spezifische Denitrifikationsleistung auf 5,0 bzw. 6,5 $\text{g}_N/\text{EW} \cdot \text{d}$ beschränkt.

3 Betriebliche Erfahrungen mit der Stickstoffelimination in zweistufigen Systemen mit Tropfkörpern

3.1 Zentralkläranlage des Zweckverbands Ingolstadt

3.1.1 Ausgangssituation und Anlagenbeschreibung

Auf der Zentralkläranlage der Stadt Ingolstadt wurde seit 1983 ein biologisch-zweistufiges Verfahren für 250.000 EW betrieben. Die erste Stufe ist als Belebungsanlage ausgebildet, die zweite als Tropfkörper mit Nachklärbecken. Die Auslegung der Anlage erfolgte auf eine weitgehende BSB₅- und CSB-Elimination sowie auf Phosphorelimination mittels chemischer Fällung. Eine gezielte Nitrifikation war ursprünglich nicht gefordert (Bild 3).

Zu Beginn der Neunziger Jahre stand der Abwasserzweckverband vor der Frage wie die bestehende Kläranlage am kostengünstigsten zu ertüchtigen sei, um zukünftig den Anforderungen an die weitergehende Abwasserreinigung (Nitrifikation bzw. Stickstoffelimination) zu genügen. Die ursprünglichen Planungen wurden aus Kostengründen modifiziert. Begleitende Untersuchungen hatten gezeigt, dass die vorhandene Anlage über nennenswerte, freie Kapazitäten für zusätzliche Aufgaben verfügt (SCHREFF & WILDERER, 1998). Auch die erwartete Belastungszunahme machte sich nicht bemerkbar und war auch mittelfristig nicht zu erwarten. So konnte ein Lösungskonzept für eine Ausbaugröße von 235.000 EW entwickelt werden, bei dem das bestehende zweistufige Konzept grundsätzlich beibehalten werden konnte und das trotzdem flexible Erweiterungsmöglichkeiten für zukünftige Entwicklungen offen lässt (Tabelle 2).

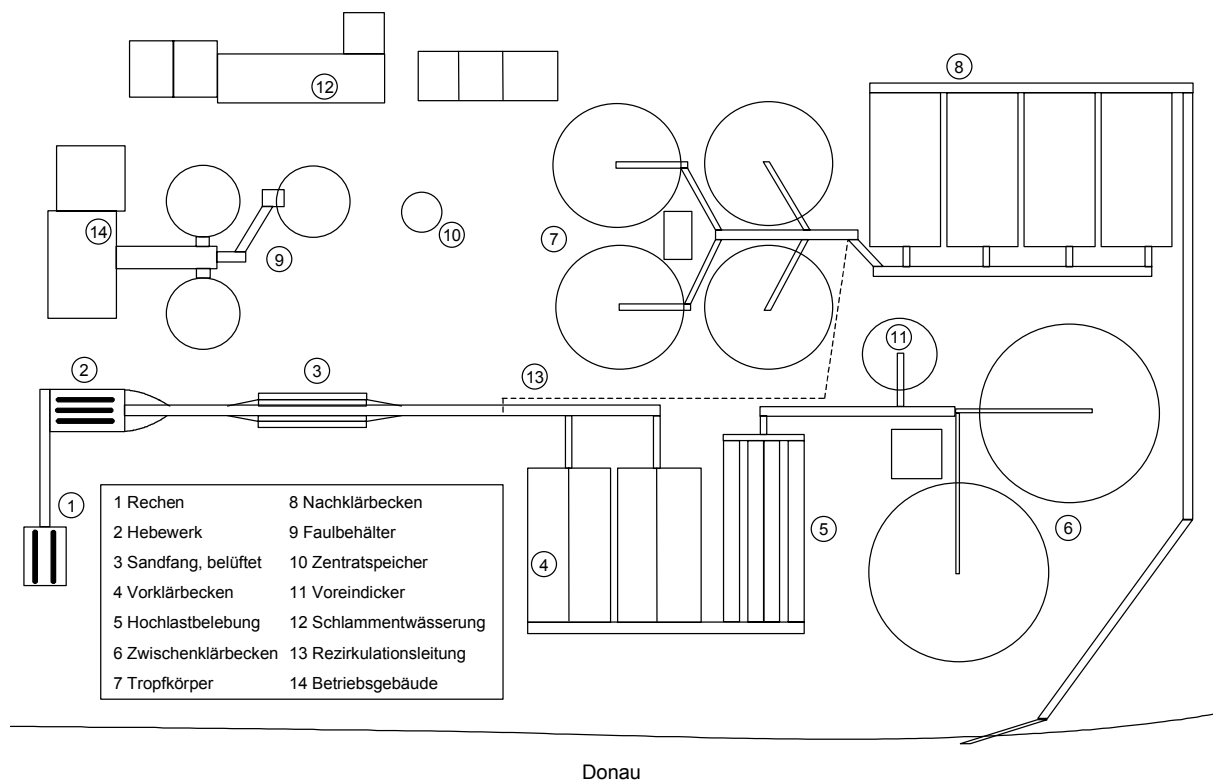


Bild 3: Lageplan der Zentralkläranlage Ingolstadt (Stand: 1998)

Tabelle 2: Belastungskennwerte der Zentralkläranlage Ingolstadt (Stand: 1995/96)
Ablauf Vorklärung incl. Rückbelastung *)

Parameter	Einheit	Werte	
Trockenwetterzufluss $Q_{t,max} / Q_{t,mittel}$	m ³ /h	2.750 / 1.800	
Mischwasserzufluss Q_m	m ³ /h	6.000	
		50-Perzentil	85-Perzentil
Trockenwetterzufluss $Q_{t,24}$	m ³ /d	41.000	46.500
CSB – Fracht *)	kg/d	14.100	18.250
BSB ₅ – Fracht *)	kg/d	6.800	7.950
N _{ges} – Fracht *)	kg/d	1.675	1.955
P _{ges} – Fracht *)	kg/d	250	300
AFS – Fracht *)	kg/d	4.200	5.600

*) nach Verringerung der Vorklärbecken von 5.720 auf 2.860 m³ (im August 1995)

3.1.2 Umsetzung der Verfahrenstechnik

Die einzelnen Maßnahmen wurden bereits im Vorfeld durch halbtechnische und technische Untersuchungen erprobt und sollten schrittweise in den laufenden Betrieb eingebunden werden:

- Verbesserung der Nitrifikationsleistung der Tropfkörper durch betriebliche Optimierung und Umverteilung des vorhandenen Füllmaterials bzw. Einbau eines neuen Materials.
- Errichtung einer Pumpstation und Installation der erforderlichen Rohrleitungen zur Rezirkulation des Tropfkörperablaufs. Als Einleitungsstelle wurde der Zulauf zur Vorklärung gewählt (Erweiterungsoptionen).
- Umgestaltung der Hochlastbelebung (Einbau von Trennwänden und Rührwerken, Einbau von Plattenbelüftern und neuen Rohrleitungen).
- Bewirtschaftung der Prozessabwässer (Trübwasser und Zentrat) um die interne Rückbelastung im Zulauf zu den Tropfkörpern zu vergleichmäßigen.

3.2 Gruppenklärwerk Lauben des Abwasserzweckverbands Kempten

3.2.1 Ausgangssituation und Anlagenbeschreibung

Das Gruppenklärwerks Lauben des AZV Kempten ging 1987 als zweistufige Kläranlage mit dem Ziel Kohlenstoffelimination und Nitrifikation in Betrieb. Aufgrund der verschärften Anforderungen bezüglich der Stickstoffparameter im Jahr 1989 wurde eine gezielte Denitrifikation erforderlich. Da diese mit der vorhandenen Betriebsweise nicht erreicht werden konnte, musste eine Verfahrensmodifikation vorgesehen werden. Aufgrund der langjährig positiven Erfahrungen mit der vorhandenen Betriebsweise und unabhängig von der Vorgehensweise in Ingolstadt wurde für die Ertüchtigung die bestehende zweistufige Verfahrenskonzeption beibehalten (Bild 4).

Die Grundlagen zur Auslegung des Klärwerkes des ZVAV Kempten wurden unter Berücksichtigung der Betriebsdaten geprüft und ausgewertet (Tabelle 3). Die geplante Ausbaugröße des Klärwerkes konnte von 350.000 EW auf 300.000 EW reduziert werden, da die industrielle Belastung durch innerbetriebliche Maßnahmen weit weniger gestiegen war als erwartet.

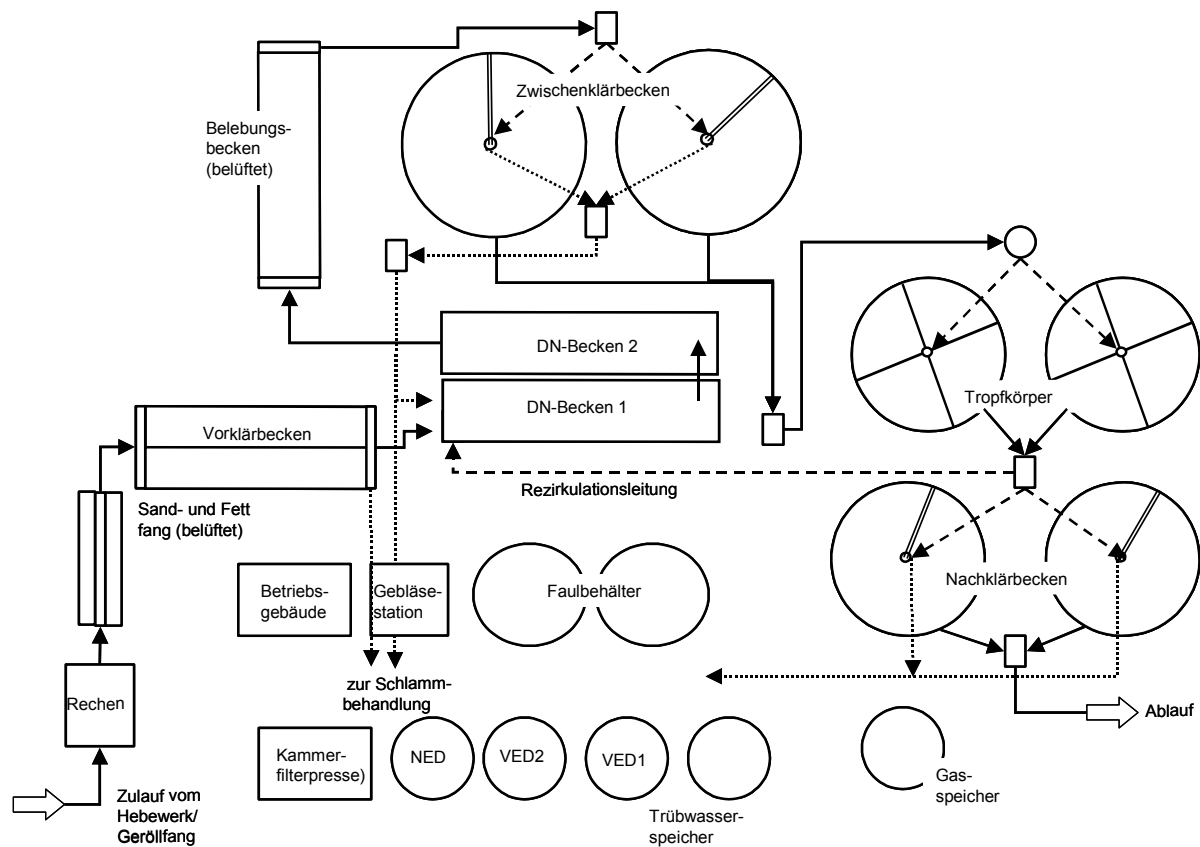


Bild 4: Lageplan des Gruppenklärwerks Kempten (Stand: 2000)

Tabelle 3: Belastungskennwerte des GKW Lauben/Kempten Zulauf Biologie
(Entwurfsplanung 1995)

Parameter	Einheit	IST-Belastung	Ausbau
Trockenwetterzufluss $Q_{t,24}$	m ³ /d	38.400	41.040
Trockenwetterzufluss $Q_{t,max}$	m ³ /h	1.920	2.280
Mischwasserzufluss Q_m	m ³ /h	4.190	4.190
CSB – Fracht	kg/d	16.600	21.890
BSB ₅ – Fracht	kg/d	9.100	12.000
N _{ges} – Fracht	kg/d	1.930	2.545
P _{ges} – Fracht	kg/d	217	286
AFS – Fracht	kg/d	2.730	3.600

3.2.2 Umsetzung der geplanten Maßnahmen

Auch bei der Kläranlage in Kempten sollte das zweistufige Anlagenkonzept Belebungs - Tropfkörper grundsätzlich beibehalten werden. Für die Denitrifikation war ein anoxischer Teil der Belebungs (1.Stufe) vorgesehen, die Nitrifikation sollte schwerpunktmäßig im Tropfkörper (2.Stufe) stattfinden. Insgesamt wurden hierfür folgende Maßnahmen erforderlich:

- Umbau der bestehenden Zwischenklärbecken zu Denitrifikationsbecken, Umbau der Gerinne und Bau einer Rückführung aus dem Tropfkörperablauf.
- Erweiterung der Belüftung und Abstimmung der Belüftungseinrichtungen auf die neue Lastsituation der Hochlaststufe und deren spätere Erweiterung.
- Neubau von zwei Zwischenklärbecken als Rundbecken (Verminderung des Schlammabtriebes), dadurch Steigerung der Nitrifikationsleistung des Tropfkörpers, wie Versuche zeigten.
- Bau eines Filtrat- und Trübwasserspeichers (Vergleichmäßigung und Regelung der Rückbelastung zur Steigerung der Nitrifikation).

3.3 Rezirkulation und Zwischenklärung

Die Zwischenklärbecken, die den Belebtschlamm der ersten Stufe vom Abwasser trennen, werden bei diesen Systemen hydraulisch mit dem Rücklauf aus dem Tropfkörper und dem Abwasserzulauf belastet. Da beabsichtigt ist, stets einen maximalen Denitrifikationsgrad zu erreichen, werden die Zwischenklärbecken und die Tropfkörper mit einer konstant maximalen Wassermenge beaufschlagt. Bei Mischwasserzufluss wird der Rücklauf aus dem Tropfkörper entsprechend reduziert, da die Einhaltung der zulässigen Konzentrationen im Ablauf der Kläranlage durch den Verdünnungseffekt bei Mischwasserzulauf begünstigt wird (Bild 5 und 6).

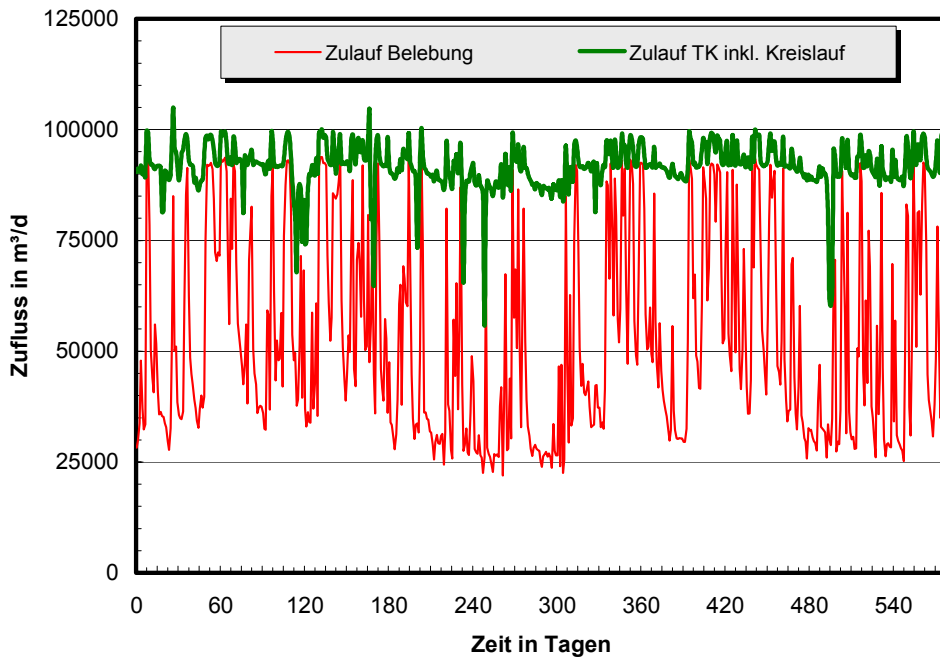


Bild 5: Hydraulische Situation GWK Kempton - Zulauf und Gesamtmenge (Auswertung Betriebsjahr 1999 und erstes Halbjahr 2000)

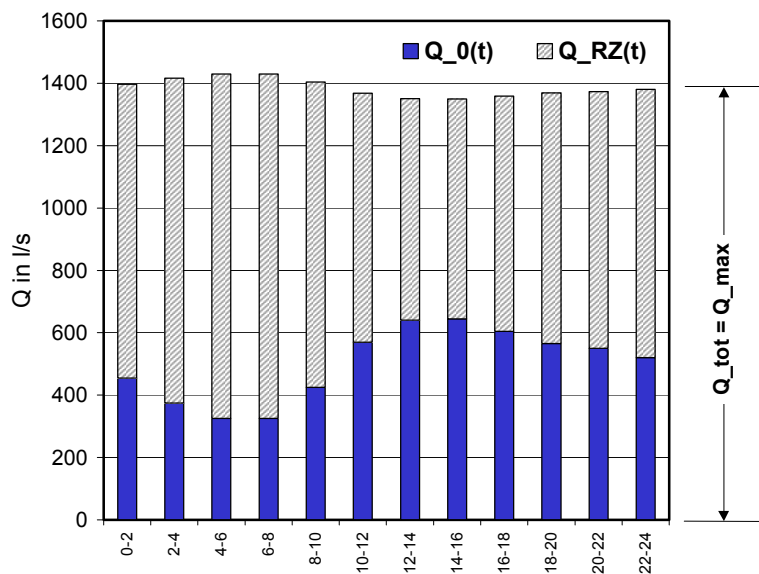


Bild 6: Darstellung der Wassermengen KA Ingolstadt - Rezirkulationsstrategie bei Trockenwetter (Stand 1998)

Die Zwischenklärbecken werden beim Prinzip der vorgeschalteten Denitrifikation mit relativ hohen Volumenströmen belastet. Diese setzen sich aus

- dem Abwasserzulauf Q_t ,
- dem Rücklaufschlamm Q_{RS} und
- dem Rezirkulationsstrom Q_{RZ}

zusammen. Der maximale Kreislaufstrom des internen Kreislaufes zwischen Tropfkörper und Denitrifikationsbecken hängt von der Leistungsfähigkeit der Zwischenklärung und damit vom momentanen Abwasserzufluss ab. Um die Zwischenklärung nicht zu überlasten, ergibt sich für die Dimensionierung als maßgebende Wassermenge die Summe aus

$$Q_{\text{maßg}} = Q_t + Q_{RZ} \quad [\text{m}^3/\text{h}].$$

Die resultierenden hydraulischen Belastungsströme sind folglich sehr hoch. Dies ist bei der Dimensionierung der Pumpen und Rohrleitungen, sowie bei der Betriebskostenermittlung zu berücksichtigen; aber auch bei der Ermittlung der resultierenden Frachtbelastungen der einzelnen, miteinander verknüpften Stufen. Bereits relativ geringe Konzentrationen führen aufgrund der großen Volumenströme zu signifikanten Frachten. Daher ist für die Bemessung nur mit konsequenten Massenbilanzen durchführbar.

Die beiden feststoffarmen Volumenströme aus dem Zulauf Q_t und der Rezirkulation Q_{RZ} müssen durch einen erhöhten Rücklaufstrom ausgeglichen werden, um einen ausreichend hohen Feststoffgehalt in der Belebung sicherzustellen. Das hierfür erforderliche Rücklaufverhältnis ist wie folgt zu berechnen

$$RV = \frac{Q_{RS}}{Q_t + Q_{RZ}}$$

Die Zwischenklärbecken der KA Ingolstadt sind im Gegensatz zum GWK Lauben/Kempton relativ flach ausgeführt, weisen jedoch eine weit größere Oberfläche auf. Die zugehörigen Betriebs- und Belastungskennwerte sind in Tabelle 4 dargestellt.

Tabelle 4: Vergleich der Betriebs- und Belastungskennwerte der Zwischenklärung der KA Ingolstadt und des GWK Lauben / Kempten (mittlere Werte der Jahre 1996 bis 1999)

Parameter	Einheit	Ingolstadt	Kempten
Oberfläche	m ²	5.800	2.800
Beckentiefe (auf 2/3 Fließweg)	m	2,40	4,40
Oberflächenbelastung	m ³ /m ² · h	0,9	1,4
Aufenthaltszeit, rechnerisch *)	h	2,7	3,3
Schlammindex	ml/g	60 - 90	60 - 80
Schlammvolumenbeschickung	l/m ² · h	300	300
Rücklaufverhältnis	-	0,8	1,0
Rezirkulationsrate	-	1,5	1,3

*) ohne Rücklaufschlamm

Bei der durchschnittlichen Durchsatzmenge von 4.850 m³/h in der KA Ingolstadt bzw. 3.850 m³/h im GWK Lauben/Kempten liegen die hydraulischen Belastungen unter den in der Planung angesetzten Parametern (RZ, TS_B, q_A, q_{SV}). Diese Drosselung wurde auf beiden Anlagen erforderlich, um die Ablauffracht an abfiltrierbaren Stoffen im Zulauf zu den Tropfkörpern zu begrenzen. Eine Verbesserung der konstruktiven Situation des Einlaufbauwerks verspricht in beiden Anlagen deutliche Verbesserungen. Die Konzentration im Ablauf der Zwischenklärungen war jeweils relativ gering mit etwa 30 mg/l AFS, die vorwiegend durch kolloidale Anteile und Mikroflocken verursacht werden.

3.4 Leistungsfähigkeit der vorgeschalteten Denitrifikation

Die 1. Stufe wird in beiden Anlagen weiterhin als Hochlastbelebung mit einer Schlammbelastung von etwa 0,4 kg_{BSB5}/kg_{TS} · d betrieben. Verfahrensziel der Hochlaststufe ist es, Nitrat-Ablaufkonzentrationen kleiner 1,0 mg/l und CSB-Ablaufkonzentrationen kleiner 100 mg/l zu erreichen. Die zugehörigen Betriebs- und Belastungskennwerte sind in Tabelle 5 dargestellt.

Tabelle 5: Vergleich der Betriebs- und Belastungskennwerte der Hochlastbelegung der KA Ingolstadt und des GWK Lauben / Kempten (mittlere Werte der Jahre 1996 bis 1999)

Parameter	Einheit	Ingolstadt	Kempten
Gesamtvolumen	m ³	5.260	7.500
TS-Gehalt	g/l	3,5	3,0
Gesamtschlammalter	d	3,0 – 3,5	3,0 – 4,0
Mittlere NO ₃ -N-Frachten zum DN-Becken	kg/d	700	750
Max. denitrifizierte NO ₃ -N-Frachten	kg/d	650	900

In der Auslegung der Hochlastbelegung wurde jeweils ein mittleres Gesamtschlammalter von etwa 3,5 Tagen angesetzt. In Ingolstadt liegt der belüftete Beckenanteil zwischen 38 und 63 % (Bild 7), in Kempten fest bei 27 %. Folglich beträgt das aerobe Schlammalter zwischen 1,1 und 2,2 Tagen, so dass bei Temperaturen um 15 °C sogar mit einer Teilnitrifikation zu rechnen ist, insbesondere durch die kontinuierliche Einspeisung von Überschussschlamm der zweiten Stufe. Eine gezielte Nitrifikation ist für diese Stufe jedoch nicht vorgesehen.

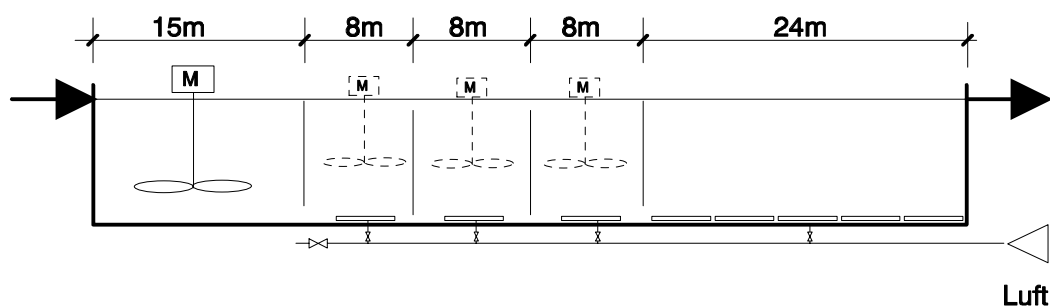


Bild 7: Konstruktive Gestaltung der ersten Stufe (Belegung) mit variablen Reaktionszonen (K1: obligat anoxisch, K2.1:-K2.3: anoxisch oder aerob, K3: obligat aerob)

Die dargestellten Betriebsweisen erlauben einen CSB-Abbau von etwa 80 % in der ersten Stufe (unter Berücksichtigung des Schlammabtriebs aus der Zwischenklärung). Dieser wird sowohl durch die Denitrifikation, als auch durch den aeroben Restabbau bewerkstelligt.

In Kempten hat die Berechnung über die Sauerstoffbilanz eine rechnerische Denitrifikationskapazität von etwa 900 kg/d ergeben. Allerdings kann diese Kapazität nicht vollständig genutzt werden, da die rückführbare Nitratfracht aus hydraulischen Gründen begrenzt ist. In Ingolstadt, bei deutlich ungünstigerer Abwasserzusammensetzung ($CSB/BSB_5 > 2,1$, $AFS/BSB_5 > 0,6$), ist die Denitrifikationskapazität limitierend. Durch die variablen, belüftbaren Beckenteile kann hier jedoch auch bei geringem Nitratangebot eine ausreichende CSB-Elimination erreicht werden.

Dies bestätigt sich auch bei der Ermittlung der rechnerischen Denitrifikationsraten, die bei derart hochbelasteten Denitrifikationsstufen üblicherweise zwischen 1,4 und 3,0 $g_N/kg_{TS} \cdot d$ liegen (DORIAS, 1996). Für Ingolstadt wurden etwa 2,7 $g_N/kg_{TS} \cdot d$ berechnet, für Kempten jedoch nur 1,9 $g_N/kg_{TS} \cdot d$.

3.5 Nitrifikation im Tropfkörper

Die Aufgabe der Tropfkörper in der zweiten Stufe ist es, eine vollständige Nitrifikation durchzuführen und den restlichen CSB abzubauen. Die Betriebs- und Belastungskennwerte beider Anlagen sind in Tabelle 6 dargestellt.

Tabelle 6: Vergleich der Betriebs- und Belastungskennwerte der Nitrifikationstropfkörper der KA Ingolstadt und des GWK Lauben / Kempten (mittlere Werte der Jahre 1996 bis 1999)

Parameter	Einheit	Ingolstadt	Kempten
Volumen	m^3	13.200	8.000
Reaktionshöhe	m	3,0	4,0
Füllmaterial	-	Kunststoff	Lava
Bewuchsfläche (effektiv-nutzbar)	m^2/m^3	130 bzw. 190 *)	70
BSB ₅ -Raumbelastung	$kg/m^3 \cdot d$	0,25	0,35
TKN-Raumbelastung	$kg/m^3 \cdot d$	0,20	0,25
Oberflächenbeschickung	$m^3/m^2 \cdot h$	1,2	1,9
Nitrifikationskapazität	kg/d	1.700	900

*) laut Hersteller

Der Vergleich zwischen den tatsächlichen Werten im Betrieb und den Bemessungsannahmen sowie mit den Bemessungsvorgaben des neuen ATV-DVWK-Arbeitsblatts A 135 (2000) zeigt die erhebliche Steigerung der Nitrifikationsleistung trotz erhöhter Raumbelastungen. Die Leistungssteigerung ist in beiden Fällen auf die Erhöhung der hydraulischen Belastung sowie die Vergleichmäßigung der Stickstofffrachten im Zulauf zurückzuführen (BOLLER ET AL., 1993).

Ausgehend von den Erfahrungen vor Ertüchtigung wurde in Ingolstadt eine spezifische Nitrifikationsleistung von $0,6 \text{ g/m}^2 \cdot \text{d}$ angesetzt. Inzwischen konnte dieser Wert auf $0,9 \text{ g/m}^2 \cdot \text{d}$ gesteigert werden. Dies ist im Vergleich zum GWK Lauben/Kempton jedoch noch immer gering, hier werden seit längerem Werte von etwa $1,6 \text{ g/m}^2 \cdot \text{d}$ erreicht. Die tatsächliche Nitrifikationsleistung übersteigt damit die in der Bemessung nach WOLF (1987) ermittelten Werte um etwa 20 %.

Damit liegt die resultierende Raumumsatzleistung beider Tropfkörper in der gleichen Größenordnung. In Ingolstadt wird trotz der geringeren Reaktionshöhe von nur 3,0 m durch den Umbau der bestehenden Tropfkörper und dem Einsatz von Füllmaterial mit Crossflow-Eigenschaften eine etwas höhere Raumumsatzleistung erreicht. Anders als stabil nitrifizierende Belebungsanlagen, die aufgrund des hydraulischen Puffers $\text{NH}_4\text{-N}$ -Werte im Ablauf unter $1,0 \text{ mg/l}$ aufweisen, kommt es auch bei gut funktionierenden Tropfkörpern zu Konzentrationsspitzen. Bild 8 zeigt eine ausgewählte Situation bei Trockenwetterbedingungen auf der KA Ingolstadt im Juni 1999.

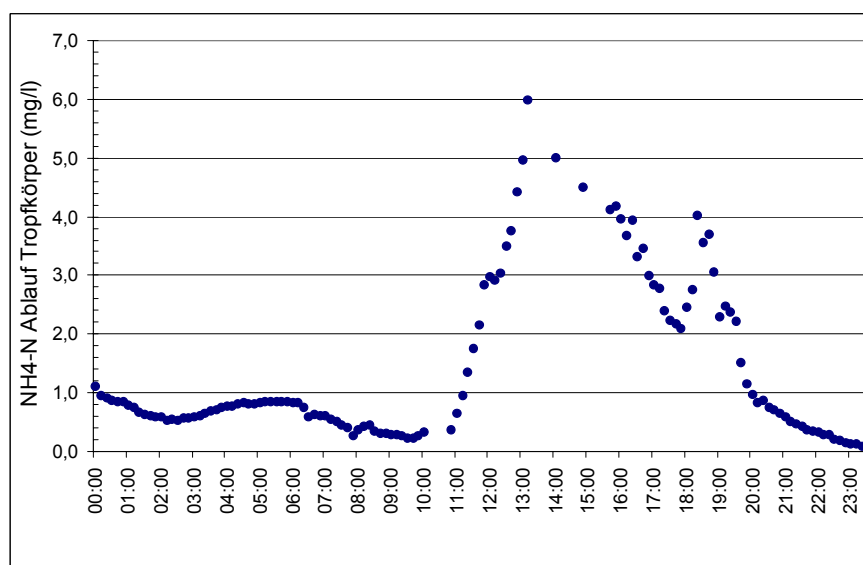


Bild 8: $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Ablauf Tropfkörper der KA Ingolstadt (Aufzeichnungen Online-Messung vom Juni 1999)

4 Schlussfolgerungen

Großtechnische Erfahrungen bei einer Vielzahl von mittleren und großen Kläranlagen im bayerischen Raum haben die Machbarkeit und Leistungsfähigkeit der zweistufigen Verfahrenskombination Hochlastbelebung und Nitrifikationstropfkörper mit vorgeschalteter Denitrifikation gezeigt. Bei den bisherigen betrieblichen Erfahrungen auf zwei großen Kläranlagen haben sich die verfahrenstechnischen Besonderheiten des Konzepts deutlich herauskristallisiert:

- Bei Auslegung der ersten und der zweiten Stufe ist die Verknüpfung der beiden Stufen (Rezirkulation, Zulauf Tropfkörper) zu beachten. Die maßgebenden Frachten sind durch iteratives Aufstellen von Bilanzen zu ermitteln.
- Das Betriebsregime der Hochlastbelebung wird durch die Rezirkulation ungünstig beeinflusst (Verschleppung von Sauerstoff, Verweilzeit).
- Erwartungsgemäß wird die Denitrifikationskapazität durch die CSB/BSB₅- und AFS/BSB₅-Relationen erheblich beeinflusst. Bei limitierter Rezirkulationsrate kann auch die zurückgeführte Nitratfracht begrenzt sein (u.a. Mischwasserzulauf und Regennachlauf). Aus diesem Grund wird die Installation einer belüfteten/belüftbaren Beckenzone empfohlen.
- Als günstig für die Zwischenklärung hat sich eine konstante Gesamtwassermenge herausgestellt, die sich aus einer angepassten Rückführungsrate, als Differenz zur aktuellen Zulaufmenge, ergibt.
- Die Nitrifikationstropfkörper beider Anlagen zeigten trotz erhöhter Raumbelastungen erhebliche Leistungssteigerungen, über das geplante Niveau hinaus. Konzentrationsspitzen können durch Vergleichmäßigung der internen Prozessabwässer gedämpft werden, treten jedoch vereinzelt auf.

In manchen Fällen kann es durch einige der o.g. Aspekte zu Kapazitätsengpässen bei der Stickstoffelimination kommen. Als Lösungsmöglichkeiten bietet sich dann eine separate Behandlung hochbelasteter Teilströme (Prozessabwässer) oder eine nachgeschaltete Denitrifikationsstufe an (SCHREFF, 2000).

Abschließend sei den Betriebsleitern, Herrn Kammerer von der Kläranlage Ingolstadt und Herrn Bader vom Gruppenklärwerk Lauben/Kempton ganz herzlich für die Überlassung der Betriebsdaten und die gute Zusammenarbeit gedankt.

5 Literatur

- ATV (1989), Mehrstufige biologische Kläranlagen, Arbeitsbericht der Arbeitsgruppe 2.6.5, Korrespondenz Abwasser, Heft 2 (1989), 36. Jahrgang
- ATV-DVWK (2000) Arbeitsblatt A135 - Grundsätze für die Bemessung von Tropf- und Tauchkörpern über 500 Einwohnergleichwerten (Entwurf)
- ATV (1994), Umgestaltung zweistufiger biologischer Kläranlagen zur Stickstoffelimination, Arbeitsbericht der Arbeitsgruppe 2.6.5, Korrespondenz Abwasser, Heft 1, 41. Jahrgang
- Boller, M., Gujer, W., Tschui, M. (1993) Parameters affecting nitrifying Biofilm Reactors. in: Proc. 2nd Int. Spec. Conf. on Biofilm Reactors, Paris, 1993
- Dorias, B. (1996) Stickstoffelimination mit Tropfkörpern. Dissertation, Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 138
- Flemming, H.-C., Griebe, T. (1997) Mikrobiologische Grundlagen der Biofilm-Technik. in: Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft, TU München, Heft 130, 1994
- Mattsson, A. (1997) Denitification in a non-nitrifying activated sludge system employing recirculation from a tertiary nitrification unit, Diss no 13, Chalmers University of Technology, Göteborg/Sweden
- Mehlhart, G. (1996) Beitrag zur Planung und Bemessung der Stickstoffelimination bei Tropfkörperanlagen, Schriftenreihe Siedlungswasserwirtschaft Universität Kassel, Band 15
- Nowak, O., Schweighofer, P., Nikolavcic, B. (1998) Aspekte zweistufiger Verfahren und von Biofilmverfahren, in: Biologische Abwasserreinigung, Wiener Mitteilungen, Band 145
- Rehbein, V. (1998) Nitrifikationsleistung belüfteter Biofilter zur kommunalen Abwasserreinigung. Dissertation, Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft, TU München, Band 147
- Rüdiger, A. (1993) Untersuchungen zur Denitrifikationsleistungen von Tropfkörpern. Dissertation an der TU Hamburg-Harburg, Hamburger Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 11
- Schleypen, P. (1997) Umrüstungen von zweistufigen Kläranlagen zur Stickstoffelimination – Erfahrungen in Bayern, Korrespondenz Abwasser 44/3
- Schreff, D., Wilderer, P. (1998) Nitrogen-removal in multi-stage wastewater treatment plants by using a modified post-denitrification system. Wat. Sci. Tech. Vol. 37. No. 9, pp.151-158, 1998.

- Schreff, D. (2000) Nutzung interner Kohlenstoffquellen bei Stickstoffelimination in mehrstufigen Kläranlagen. Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft, Technische Universität München, Band 155, 2000.
- Wilderer, P., Nahrgang, Th. (1982) Biotechnologische Grundlagen der Nitrifikation im Tropfkörper. in: 57. Siedlungswasserwirtschaftliches Kolloquium, Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 77, 1982
- Wolf, P. (1987) Weitgehende Stickstoffoxidation in Tropfkörpern, Korrespondenz Abwasser, 34. Jahrgang, Heft 6/87
- Zander, S. (1988) Ausbau der Tropfkörperanlage Spenge mit anoxischer Belebungsanlage als erste Stufe und Tropfkörper als zweite Stufe. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, R. Oldenbourg Verlag München, Band 103, 1988, S.103-110

Autor:

Dieter Schreff & Eberhard Steinle

Dr.-Ing. Steinle - Ingenieurgesellschaft für Abwassertechnik mbH
Am Hirschberg 18
D-83629 Weyarn

Tel. +49 8020 1524

Fax +49 8020 215

E-Mail: schreff@dr-steinle.de

Erfahrungen mit kleinen technischen Kläranlagen

Andreas FRANZ

NUA - Niederösterreichische Umweltschutzanstalt

Kurzfassung: Unter dem Begriff der kleinen technischen Kläranlagen werden Verfahren und Anlagentypen verstanden, die nicht den sogenannten „Pflanzenkläranlagen“ zuzuordnen sind. Anhand der eigenen praxisnahen Erfahrungen im Bereich der Fremdüberwachung von Kläranlagen (Belebungsanlagen konventionell und SBR-Anlagen, Tauchkörperanlagen und Tropfkörperanlagen, ein- und mehrstufige Anlagen) in Niederösterreich werden einige Probleme kleiner technischer Kläranlagen <5000EW aufgezeigt und Ansatzmöglichkeiten für einen verbesserten Betrieb von Abwasserreinigungsanlagen zur Steigerung der Effizienz von Gewässerschutzmaßnahmen besprochen. Auf Erfahrungen mit neueren Verfahren (wie belüftete Festbettanlagen) konnte noch nicht zurückgegriffen werden. Ebenso fließen einige Erfahrungen aus dem Bereich der Fremdüberwachung von Kleinkläranlagen ein. Es zeigt sich, dass das Belebungsverfahren unter allen Reinigungsverfahren dominiert. Eine simple, erprobte und redundant umgesetzte Verfahrenstechnik sowie ein ausreichender Betreuungsumfang stellen die Voraussetzung für eine kosteneffiziente, ordnungsgemäße und wirksame Abwasserreinigung dar.

1 Einleitung

Es ist nicht nur in der Abwassertechnik eine Tatsache, dass in finanziell kritischen Zeiten das Altbewährte immer wieder als „überholt“ in Frage gestellt wird und der Ruf nach neuen innovativen Lösungen unüberhörbar wird. Bei den kleinen Kläranlagen und auch bei den Kleinkläranlagen besteht die Gefahr, dass der Markt von dieser Fülle an Verfahren und den damit verbundenen Hoffnungen überschwemmt wird. Besonders die Öffentlichkeit, die Kommunalpolitik und die Presse lässt sich dadurch oft sehr beeinflussen.

Dieser Beitrag liefert einen Rückblick auf Erfahrungen über bestehende technische Kläranlagen im Bereich 50EW-5000EW, um das Vertrauen in bewährte Reinigungsverfahren wieder zu stärken.

In geringem Umfang wurde auch auf Erfahrungen von Anlagen <50EW zurückgegriffen, sofern Parallelen mit kleinen Kläranlagen gegeben sind.

Es wurde bewusst auf die Nennung von einzelnen Kläranlagen bzw. Planungen verzichtet, auch auf die Gefahr hin, damit einer größeren Unschärfe in der Aussage zu unterliegen.

2 Datengrundlagen für einige Erfahrungen mit kleinen technischen Kläranlagen

Von den rd. 1,5 Mio Einwohnern Niederösterreichs sind knapp 70% an öffentliche Abwasserreinigungsanlagen angeschlossen, wobei die rd. 450 Kläranlagen auf insgesamt fast 2,9 Mio EW ausgebaut sind (WA2,1995). Nach neueren Angaben existieren in Niederösterreich derzeit rund 400 kommunale Kläranlagen >50EW. Die Zahl der biologischen Kleinkläranlagen <50EW kann nur abgeschätzt werden und beträgt vermutlich rund 1000.

Wie von MOSER (1998) auf der Grundlage von Daten der NÖ-Landesregierung dargestellt wurde, zeigt die Größenordnungsverteilung der Kläranlagen in Niederösterreich einen eindeutigen Schwerpunkt in Richtung der kleinen Kläranlagen. Rund 72% der Anlagen haben Anschlussgrößen zwischen 50EW und 5000EW, 37% zwischen 50EW und 1000EW. Damit kommt den Anlagen der Größenklassen I und II gemäß 1.AEV für kommunales Abwasser anteilmäßig besondere Bedeutung zu. Auch der österreichische Durchschnitt zeigt, dass rund 60% aller kommunaler Kläranlagen <5000EW sind. Die Kapazität dieser Anlagen beträgt aber lediglich 8% der gesamten kommunalen Kläranlagenkapazität (BmfLuF, 1995).

Die NÖ-Umweltschutzanstalt (NUA) führte im Jahr 2000 bei rund einem Drittel der niederösterreichischen Kläranlagen (>50EW) die jährliche Fremdüberwachung durch. Im Hinblick auf die Bemessungswerte der Anlagen entspricht dies rd. der Hälfte der ausgebauten EW in Niederösterreich bei

Kläranlagen >50EW. Bei den Anlagen <5000EW beträgt die Kapazität dieser Anlagen rund 150.000EW und damit zirka 5% der gesamten kommunalen Kläranlagenkapazität in Niederösterreich.

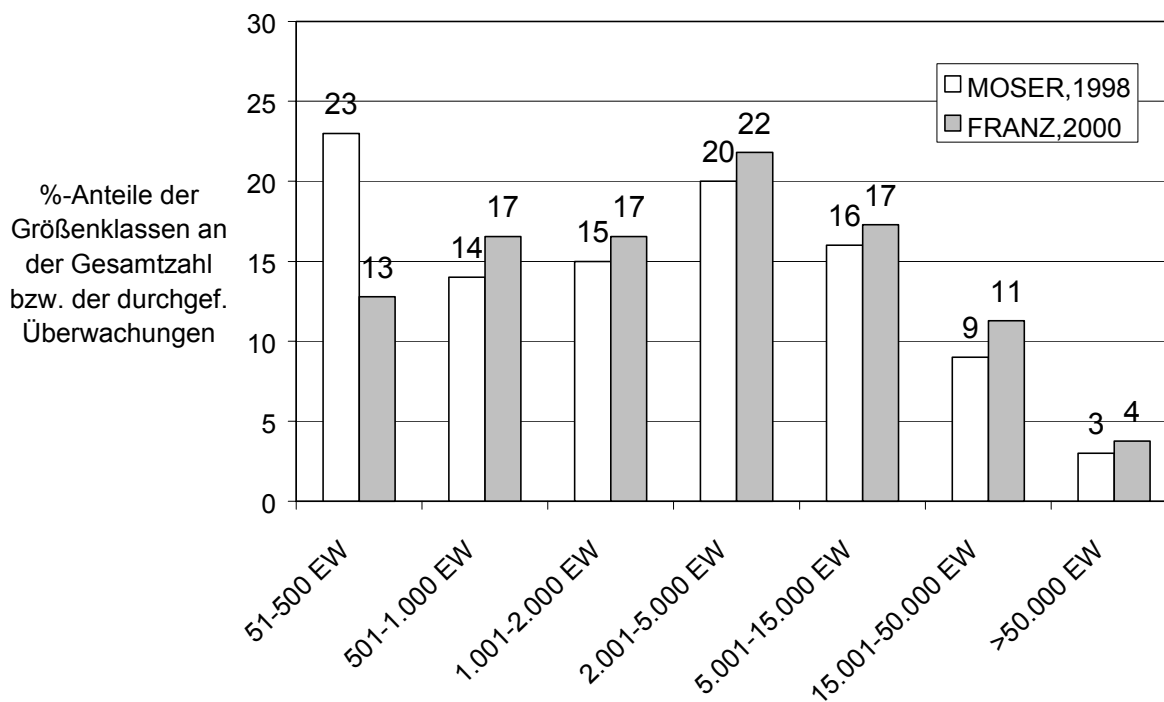


Abbildung 1: Vergleich der Größenverteilung bei den NÖ-Kläranlagen nach MOSER (1998) und bei den durchgeführten Fremdüberwachungen der NUA bei Anlagen >50EW aus dem Jahr 2000 (FRANZ, 2000).

Mit Ausnahme bei der Größenklasse I ist die Verteilung der Größenordnungen der Kläranlagen bei den durchgeführten Fremdüberwachungen ähnlich der Verteilung der Gesamtheit aller erfassten Anlagen nach MOSER (1998) (Abbildung 1).

Betrachtet man das Alter, der im Jahr 2000 durch die NUA untersuchten Anlagen >50EW, gemessen am Jahr der Inbetriebnahme oder der Adaptierung (Sanierung) der Kläranlage, so sind rund 50% der Anlagen nicht älter als zehn Jahre und zirka ein Drittel der Kläranlagen älter als 15 Jahre (Abbildung 2). Die Verteilung der Betriebsdauer sämtlicher Kläranlagen in Niederösterreich dürfte vermutlich ähnlich sein.

Ebenso sind in Abbildung 2 die Verteilungen der einstufigen Belebungsanlagen (50EW-5000EW) sowie gesondert, die Anlagen dieser Größenordnung mit „guter Betriebsführung“ dargestellt. Auf diesen Punkt wird zwar nachfolgend noch eingegangen, es soll jedoch gezeigt werden, dass die einzelnen Verteilungen zueinander keine wesentlichen Unterschiede aufweisen. Bei den einstufigen Belebtschlammanlagen sind sowohl die konventionellen Anlagen mit Belebungsbecken und Nachklärbecken, als auch die Einbeckenanlagen im Aufstaubetrieb (SBR-Anlagen) dargestellt.

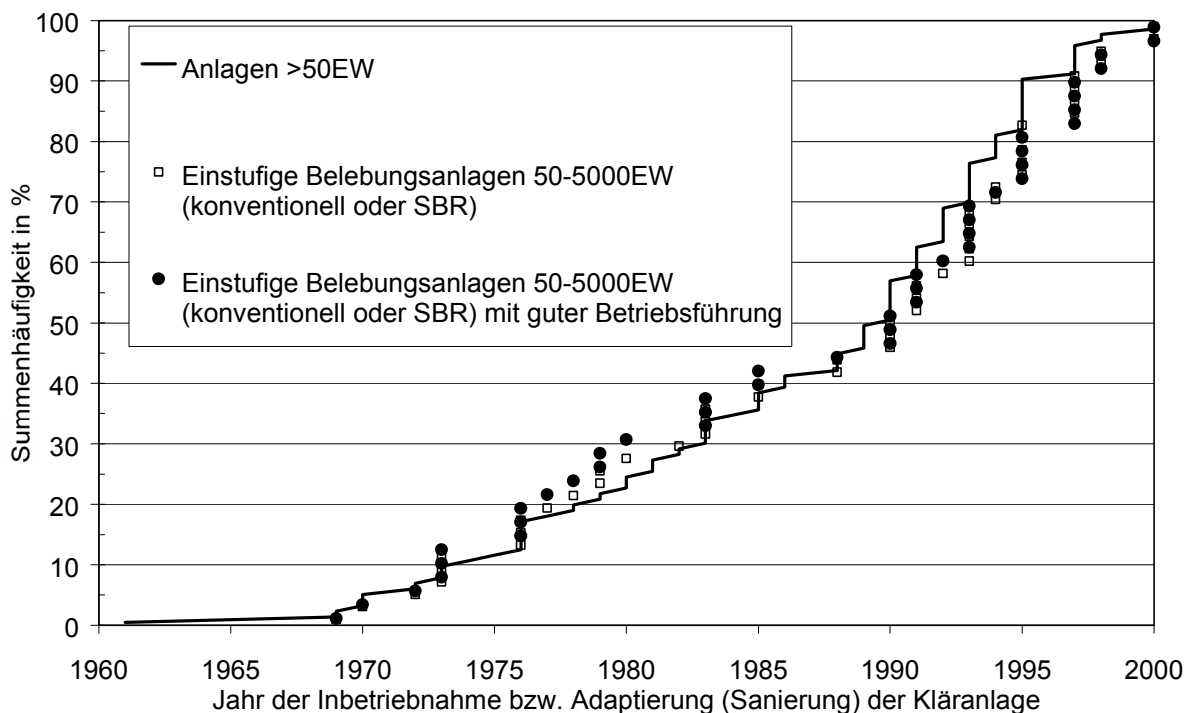


Abbildung 2: „Alter“ der Kläranlagen – Jahr der Inbetriebnahme bzw. Adaptierung der Kläranlagen; aus den durchgeführten Fremdüberwachungen der NUA bei Anlagen >50EW aus dem Jahr 2000 (FRANZ, 2000).

Bei den durchgeführten Fremdüberwachungen von Kleinkläranlagen <50EW durch die NÖ-Umweltschutzanstalt dominieren die Hauskläranlagen bis 10EW mit 79% (Abbildung 3). Da die Anzahl der Anlagen <50EW gemessen an der Gesamtzahl der Kleinkläranlagen in Niederösterreich jedoch sehr gering ist, sind diese Ergebnisse bzw. Erfahrungen nicht repräsentativ. Dennoch sollen aber von einigen Auffälligkeiten des Betriebes im Zuge der Überwachungstätigkeit berichtet werden.

Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich auf die Ergebnisse und Erfahrungen im Bereich der Fremdüberwachung von Kläranlagen in Niederösterreich. Mit dem Begriff der kleinen technischen Anlagen wird dabei die Größenklasse I und II, somit Anlagen von 50-5000EW, umspannt.

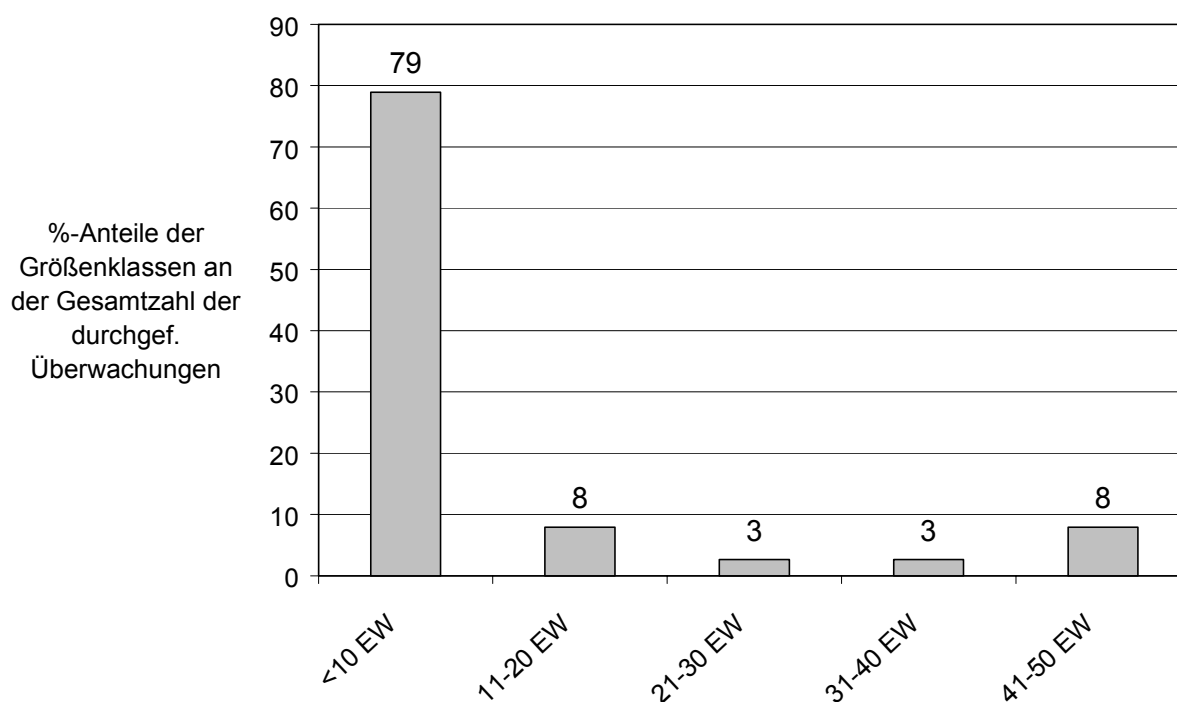


Abbildung 3: Größenverteilung untersuchten Klein-Kläranlagen bei den Fremdüberwachungen der NUA bei Anlagen <50EW, Jahr 2000

Ohne den Anspruch auf eine statistisch abgesicherte Aussage stellen zu wollen, kann man aber vermutlich doch davon ausgehen, dass die Eindrücke und Ergebnisse aus den Untersuchungen als durchaus repräsentativ anzusehen sind.

3 Verfahrenstypen und Reinigungsstufen

Die Auswertungen der Ergebnisse der Fremdüberwachung im Jahr 2000 zeigen, dass rund 70% der Gesamtzahl der untersuchten Anlagen >50EW zum Typ der einstufigen Belebtschlammanlagen ohne Vorklärung bzw. der SBR-Anlagen gehören (Abbildung 4). Bei den Anlagen von 50-5000EW zählen rund 45% zu diesem Verfahrenstyp, der damit am weitesten verbreitet ist.

Neben den verschiedenen 2-stufigen Konzepten dominiert bei den neueren Anlagen das Verfahren der einstufigen Belebtschlammanlage mit nachgeschaltetem bepflanzten Bodenfilter. Der bepflanzte Bodenfilter als biologische Hauptreinigungsstufe war bei keiner der Anlagen von 50-5000EW vertreten. Die Anlagen mit Vorklärung und getrennter Schlammstabilisierung liegen vorwiegend im Bereich >5000EW.

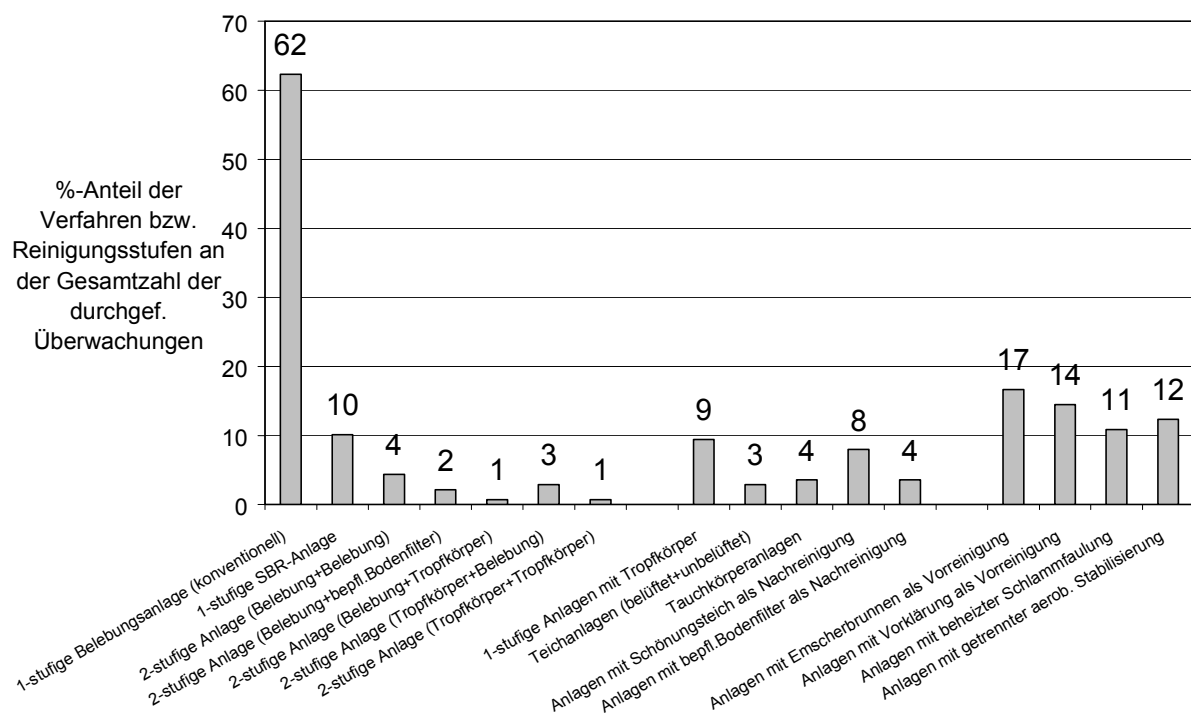


Abbildung 4: Anlagen >50EW - Zusammenstellung der verschiedenen Anlagen- bzw. Verfahrenstypen bei den Fremdüberwachungen der NUA, Jahr 2000

Rund 8% der untersuchten Anlagen (im Jahr 2000) haben einen Schönungsteich als letzte Stufe (sog. Nachreinigungsstufe). Diese Anlagen sind durchwegs unter 5-Jahre in Betrieb (Medianwert) und gehören daher zum Neubestand der Anlagen in Niederösterreich. Aufgrund der derzeitigen Belastung der Anlagen beträgt die hydraulische Aufenthaltszeit in diesen Schönungsteichen durchwegs mehrere Tage bis Wochen.

Die Teichanlagen, d.h. belüftete oder unbelüftete Abwasserteiche, sowie die Tauchkörperanlagen mit 3% bzw. 4% sind anteilsmäßig sehr gering. Der Bestand dieser untersuchten Anlagen ist rd. 10-Jahre alt. Durchwegs zum

sogenannten Altbestand gehören die mit rund 9% vertretenen einstufigen Tropfkörperanlagen mit Emscherbrunnen als Vorreinigungsstufe.

Es zeigt sich somit, dass der Verfahrenstyp der einstufigen Belebungsanlage ohne Vorklärung in Niederösterreich dominiert und bei den Anlagen von 50EW-5000EW vorwiegend die kontinuierlich durchflossenen Anlagen gefolgt von den SBR-Anlagen zur Anwendung kommen.

Bei der Betrachtung der untersuchten Kleinkläranlagen <50EW dominierten anteilmäßig die bepflanzten Bodenfilter und die einstufigen Belebungsanlagen, denen in der Regel ein Entschlammungsbecken („Vorklärung“) vorgeschaltet ist (Abbildung 5).

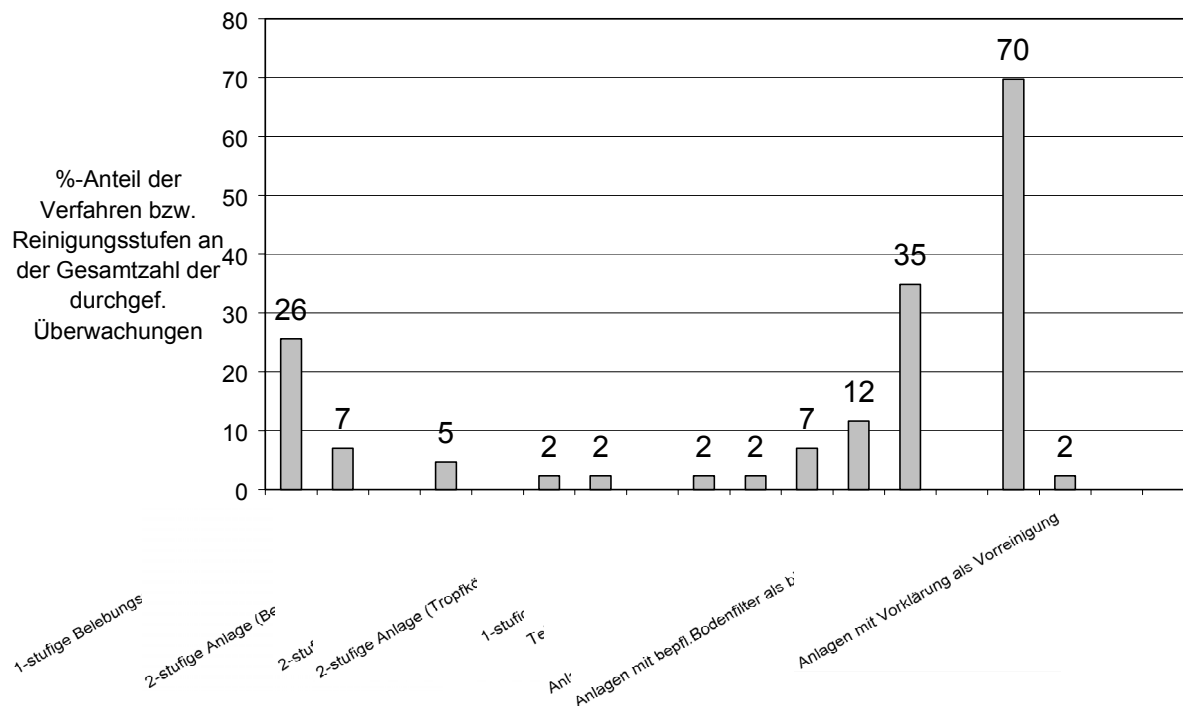


Abbildung 5: Anlagen <50EW - Zusammenstellung der verschiedenen Anlagen- bzw. Verfahrenstypen bei den Fremdüberwachungen der NUA, Jahr 2000

Die starke Dominanz des Belebungsverfahrens bei Anlagen >50EW ist nicht zuletzt darauf zurückzuführen, dass auch bei kleinen Anlagen eine weitgehende Stickstoffentfernung einfach und preiswert möglich ist. Damit wird einerseits Belüftungsenergie eingespart und das Problem der Nitrifikationshemmung bei zu geringer Säurekapazität bei stark konzentriertem Abwasser und in Gebieten mit geringer Härte des Trinkwassers umgangen.

4 Erfahrungen über den Betrieb technischer Kläranlagen in Niederösterreich

4.1 Zusammenfassung der Einflussfaktoren auf die Reinigungsleistung von kleinen technischen Anlagen

Als Ergebnis der Erfahrungen im Bereich der Fremdüberwachung von Kläranlagen ist festzustellen, dass eine unzureichende Reinigungsleistung von kleinen Kläranlagen ursächlich auf

1. fehlerhaften Betrieb, insbesondere unzureichende Wartung, Hand in Hand mit ungenügender Überwachung
2. nicht dem Stand der Technik entsprechenden Anlagen,
3. ungenügender Regenrückhalt sowie Fremdwasser und
4. unausgereifte bauliche und verfahrenstechnische Details zurückzuführen ist.

Beeinträchtigungen durch problematische Indirekteinleiter, oder für die Region charakteristische Schwankungen wie aus Weinbaugebieten sowie angefaultes Abwasser aus Pumpwerken sind zahlenmäßig von untergeordneter Rolle, da nur relativ wenige Anlagen und Standorte davon betroffen sind.

4.2 Wartung = Reinigungsleistung

Es ist gesichert davon auszugehen – und die Praxis zeigt dies täglich - dass (kleine) technische Anlagen nur dann ihre volle Funktionsfähigkeit besitzen und die Emissionen reduziert werden, wenn die festgestellten Mängel erkannt, dokumentiert und dann auch tatsächlich beseitigt werden. Dies ist in vielen Fällen nicht der Fall!

Unabhängig von der Betriebsorganisation (hauptamtliches Kläranlagenpersonal, Fremdwartung durch Dritte, Wartungsverbände, Trennung von Prozessführung und Instandhaltung,...) führen grundsätzliches Interesse an der Sache, Einsatzfreude und ein gewisser Idealismus des Betriebsverantwortlichen zur optimalen Reinigung des Abwassers und damit zur zufriedenstellenden Nutzung und Erhaltung der getätigten Investitionen. Um dies zu erreichen, sind auch

gezielte und effiziente Maßnahmen zur Weiterbildung und Motivation von Kläranlagenpersonal erforderlich.

Anhand der Auswertung der Ammoniumkonzentrationen im Ablauf der Kläranlagen >50EW, an denen im Jahr 2000 die Fremdüberwachung durch die NUA durchgeführt wurde, können diese Erfahrungen in einfacher Weise veranschaulicht werden (Abbildung 6).

Knapp die Hälfte der untersuchten Anlagen wiesen in der Tagesmischprobe bzw. bei Anlagen zwischen 50-500EW in der 2h-Mischprobe eine vollständige Nitrifikation auf; die Konzentrationen im Ablauf lagen bei <0,4ml/l NH₄-N. Die Untersuchungen erfolgten durchgehend von Jänner bis Dezember, an Trockenwettertagen und – sofern bekannt bzw. durchführbar – an den Tagen mit der zu erwartenden höchsten Belastung.

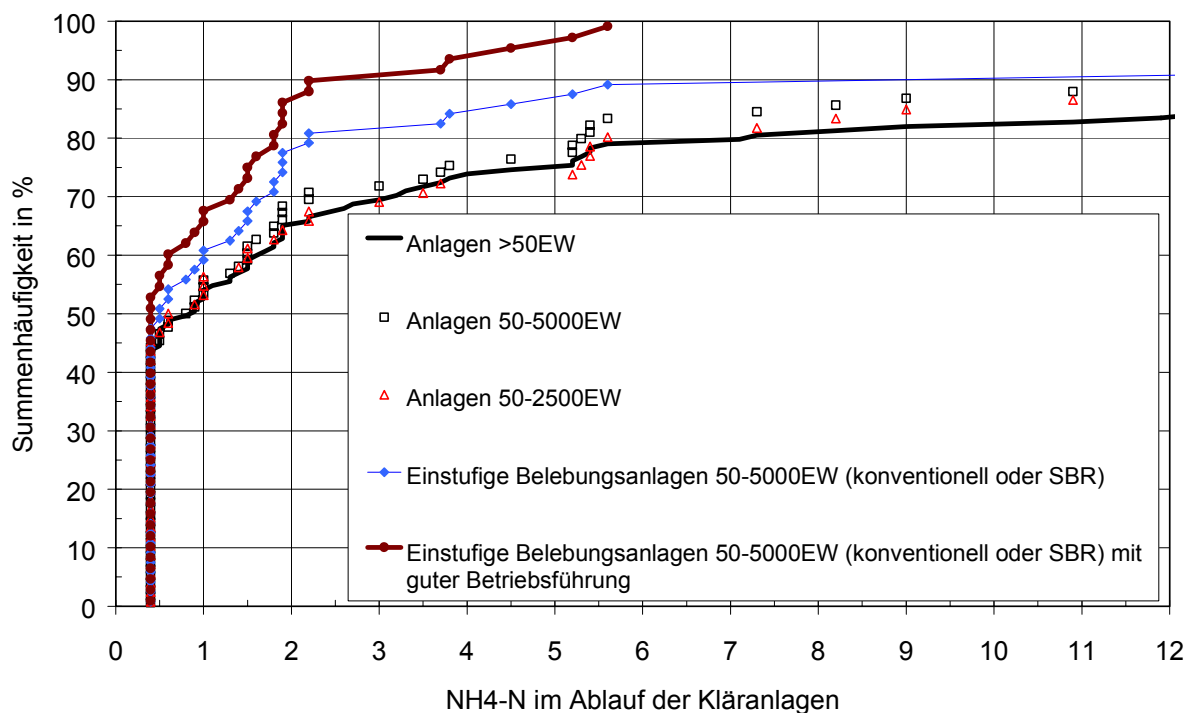


Abbildung 6: Ammoniumkonzentrationen im Ablauf der Kläranlagen >50EW – Ergebnisse der Fremdüberwachung der NUA, Jahr 2000

Unter Einbindung der größeren Anlagen in die Auswertung zeigt sich erfahrungsgemäß eine etwas bessere Reinigungsleistung, die Anlagen >50EW bzw. 50-2500EW bzw. 50-5000EW zeigen aber dennoch ein relativ einheitliches Bild. Gesondert wurden die einstufigen Belebungsanlagen 50EW-

5000EW (konventionelle oder SBR-Anlagen) ohne Vorklärung herausgehoben und zwischen der Gesamtheit dieses Anlagentyps und den Anlagen mit „guter Betriebsführung“ unterschieden. Auch wenn das vorhandene Datenmaterial aufgrund seines beschränkten Umfanges keine besonderen statistischen Auswertungen ermöglicht, so ist doch tendenziell der Faktor „Einfluss der guten Betriebsführung“ erkennbar. Dies zeigt sich für den Praktiker nicht zur Verwunderung unabhängig von den anderen Einflussfaktoren wie der Größe der Anlage, dem Alter der Anlage, einem möglichen Fremdwasserproblem, mangelndem Regenrückhalt oder der Belastung der Anlage.

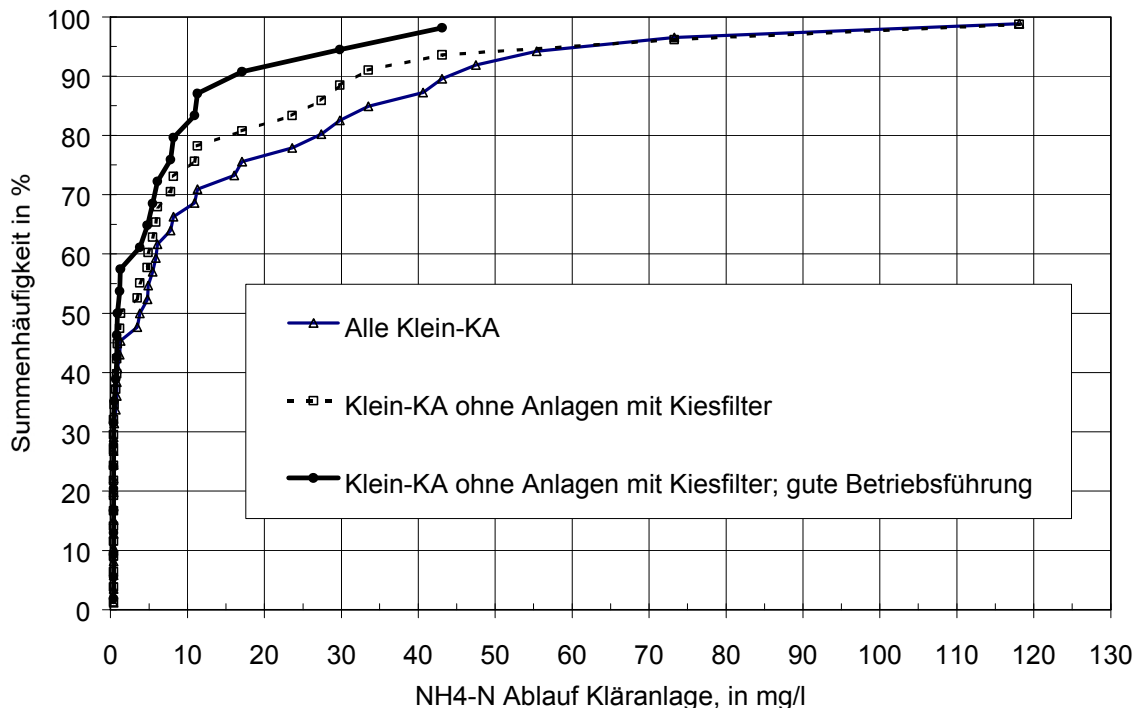


Abbildung 7: Ammoniumkonzentrationen im Ablauf der Kläranlagen <50EW – Ergebnisse der Fremdüberwachung der NUA, Jahr 2000

Ein ähnliches Bild zeigt der Vergleich der Ammoniumkonzentrationen im Ablauf der untersuchten Kleinkläranlagen <50EW durch die NUA im Jahr 2000 (Abbildung 7). Der Vergleich aller untersuchten Anlagen, sowie unter Weglassung der Kiesfilteranlagen, die eigentlich kaum eine nennenswerte Reinigung erreichen, und der Anlagen mit „guter Betriebsführung“. Auch hierbei zeigt sich der entscheidende Einfluss von Wartung, Instandhaltung und Prozessführung sowie deren Überwachung.

Die Ammoniumkonzentrationen $>11\text{mg/l}$ im Ablauf der Anlagen mit „guter Betriebsführung“ traten bei zwei Pflanzenkläranlagen bei Temperaturen von 3° bzw. 7°C Ablauftemperatur auf, sowie bei einer Tauchkörperanlage mit Schönungsteich, wobei in dem vorgeschalteten Anaerobfilter vermutlich erhebliche Schwefelwasserstoffkonzentrationen auftraten, die zu einer Beeinträchtigung der Nitrifikation führten.

4.3 Überlegungen zum Personalbedarf

Das vorrangige Ziel des Kläranlagenbetriebes muss es sein, die Anlagen mit bestmöglicher Reinigungsleistung und möglichst geringen Kosten zu betreiben. Diese Zielsetzung kann nur dann umgesetzt werden, wenn qualifiziertes Personal in ausreichendem Umfang zur Verfügung steht, um die erforderlichen Wartungs- und Instandhaltungsarbeiten, die Prozessführung und deren analytische Überwachung ordnungsgemäß durchführen zu können. Die Erfordernisse für diesen Bereich wurden von SPAZIERER (1996) ausführlich dargestellt.

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit wird danach getrachtet eine Überbesetzung zu vermeiden, eine ständige Unterbesetzung stellt jedoch eine falsche „Sparmaßnahme“ dar, weil hierdurch letztlich die Abwasserreinigung und Schlammbehandlung infolge einer schlechten Betriebsführung oder erhöhter Instandsetzungen unnötig teuer werden.

Auch die strafrechtlichen Konsequenzen sollen nicht unerwähnt bleiben, wenn als Folge einer personellen Unterbesetzung Betriebsstörungen auftreten und der Konsens überschritten wird.

Gelegentlich wird auch durch eine gewisse Automatisierung der Prozesse (Prozessleitsystem, online-Messungen, usw.) eine Zeitminderung für den Aufwand vermutet bzw. behauptet, da der dadurch entstehende erhöhte Wartungsaufwand in der Regel nicht oder nur ungenügend berücksichtigt wird. Ebenso ist bekannt, dass gelegentlich versucht wird, eine Verfahrens- oder Projektvariante dahingehend zu favorisieren, indem mit dieser ein geringerer Wartungsaufwand gegenüber den anderen Varianten glaubhaft gemacht wird.

Vor allem im Bereich der Kleinkläranlagen aber auch kleinen Kläranlagen wird vereinzelt von nahezu „wartungsfreien“ Konzepten und Anlagentypen

gesprächen. Zitat aus einem Prospekt einer abwassertechnischen Firma für Anlagen von 100 bis ca. 10.000EW:*Schließlich der vollautomatische Anlagenbetrieb, der manuelle Bedienereingriffe praktisch überflüssig macht....Die Vorteile liegen auf der Hand:....keine hohen Ansprüche an das Betreuungspersonal.* Die Begeisterung kommunaler Entscheidungsträger bei der Wahl dieses Systems laufende Personalkosten und damit Belastungen für die Bürger einsparen zu können, liegt klar auf der Hand.

Umfrageergebnisse von 36 Kleinkläranlagenbetreibern im Landkreis Niedersachsen ergaben einen aufgewendeten Wartungsaufwand von 0,1-5 Stunden pro Monat, mit einem durchschnittlichen Wert von 0,5 Stunden im Monat (FELDE et al., 2000). Obwohl diese Umfrageergebnisse sicherlich nicht repräsentativ sind, bestätigen sie aber den Eindruck aus Gesprächen mit Kleinkläranlagenbetreibern, dass die Durchführung der Eigenkontrollen durch den Kleinkläranlagenbetreiber nicht oder häufig unzureichend durchgeführt werden. Bei der Betrachtung der Praxis ist leider festzustellen, dass eine mangelnde Überwachung des Betriebes seitens der Behörde dies noch weiter verstärkt.

Besonders hervorgehoben werden muss, dass neben der Wartung im Sinne von Anlagenpflege und –reinigung, Wartung der maschinellen Anlagenteile sowie analytische Eigenüberwachung auch die Beseitigung von baulichen und maschinellen Schäden notwendig ist, die für die Aufrechterhaltung der Betriebsfähigkeit und Betriebssicherheit notwendig ist.

So ist in einem Wasserrechtsbescheid einer 375EW Anlage aus 1994 zu lesen, mit den Reinigungserfordernissen Kohlenstoffentfernung, $\text{NH}_4\text{-N} < 5\text{mg/l}$ ($> 5^\circ\text{C}$), $\text{NO}_3\text{-N} < 20\text{mg/l}$, $\text{Ges-P} < 1\text{mg/l}$ der an sich gut gemeinte Hinweis „*Die Kläranlage ist zumindest einmal täglich für Routinearbeiten wie Schlammvolumen, Überschussschlammabzug,... zu besuchen (ca.1h)*“ Gut gemeint deshalb, da in der Regel keinerlei Zeitangaben oder Abschätzungen für zu verrichtende Tätigkeiten angeführt werden, andererseits aber wohl nicht wirklich davon ausgegangen werden kann, dass eine Betreuung der Anlage mit einem Umfang von 5h pro Woche ausreichend ist. Laut Angaben des Betriebspersonals ist ein tatsächlicher Aufwand von rd. 3h pro Tag (Mo bis Fr) für die laufende Wartung erforderlich, allerdings ohne Reparaturtätigkeiten oder größere Reinigungstätigkeiten sowie Fahrzeit. Anzumerken ist dabei, dass

dieser Klärwärter zwei weitere Anlagen zu betreuen hat und nach Überprüfung der Anlage im Rahmen der Fremdüberwachung davon ausgegangen werden kann, dass eine zufriedenstellende Fachkenntnis für die Erfüllung der Erfordernisse des Betriebes vorhanden ist.

Hieraus wird deutlich, dass alleine der Begriff und der Umfang der Wartung nicht eindeutig definiert bzw. gebraucht wird, denn für die Aufrechterhaltung eines ordnungsgemäßen Kläranlagenbetriebes sind auf jeden Fall auch die Tätigkeiten der Instandsetzung erforderlich.

Aus den Auswertungen von 200 Kläranlagenzustandsberichten im Rahmen der Kläranlagennachbarschaften ist zu ersehen, dass für Anlagen bis rd. 5000EW lediglich eine Arbeitskraft für sämtliche Arbeiten zur Verfügung gestellt wird (SPATZIERER, 2000). Im Arbeitsblatt A-126 (ATV, 1993) wird für Belebungsanlagen von 500EW bis 5000EW allerdings ohne Nebenanlagen (z.B. Pumpwerke oder Regenbecken im Kanalnetz, ...) etwa acht Stunden je Werktag als Zeitaufwand für Bedienung, Wartung und Eigenkontrolle veranschlagt. Bei Anlagen im unteren Größenbereich (500EW) wird mit einem durchschnittlichen werktäglichen Zeitaufwand von drei Stunden gerechnet.

Der Personalbedarf auf Kläranlagen kann sich aber nicht nur an der Bemessungsgröße orientieren, sondern hat sich nach dem individuellen Charakter bzw. der technischen Ausrüstung der Anlage zu richten, wie dies bereits 1994 vom ATV-Fachausschuss 2.12. vorgeschlagen wurde (ATV, 1994 sowie ATV-M 271, 1998). Eng damit verbunden ist auch der Personalbedarf für den Betrieb von Abwasserpumpenanlagen (ATV, 1998).

Die Erfahrungen der Praxis in Niederösterreich zeigen:

- Man muss leider bis dato zur Kenntnis nehmen, dass derzeit keine bindenden Vorgaben vorhanden sind, die eine Erfüllung der Auflagen des Wasserrechtsbescheides durch einen ausreichend zur Verfügung gestellten Personalstand und zeitlichen Wartungsumfang gewährleisten würden. Dieser Mangel geht auch zu Lasten der Sicherheit der Arbeiter bei der Verrichtung potentiell gefährlicher Tätigkeiten. Die Einführung von Befahrungserlaubnisscheinen z.B. im Bereich Kanal kann höchstens als ein Beginn dafür angesehen werden.

- Aus eigenen Erfahrungen des Autors im Rahmen der Fremdüberwachung kleiner Kläranlagen 50EW-5000EW ist festzustellen, dass der Gemeindefacharbeiter mit „Klärwärterfunktion“ häufig keine tatsächliche Vertretung hat. Dies wird auch dann evident, wenn Untersuchungstermine der Fremdüberwachung verschoben werden müssen, da der Klärwärter zu Arbeiten im Gemeindegebiet abgezogen wird oder sich im Urlaub oder Krankenstand befindet. Betreuungszeiten von unter 8-Stunden pro Woche sind dabei häufig, wenn nicht sogar die Regel. Eine werktägliche Kontrolle der Anlage und der Betriebsfähigkeit der einzelnen Aggregate entfällt oftmals.
- Art und Umfang der Betreuungsmängel werden nur bei einer vollständigen und dokumentierten Auswertung des Betriebstagebuches im Rahmen der Fremdüberwachung evident.
- Als Anregung des Autors wäre eine Konkretisierung der Begriffe Wartung, Instandhaltung, Prozessführung und analytische Überwachung sowie eine Vorschreibung des Personalstandes und der erforderliche Zeitaufwand im Wasserrechtsbescheid für sämtliche Anlagen nicht nur zweckmäßig – sondern auch erforderlich. Eine diesbezügliche periodische Überprüfung – auch der laufenden Arbeitsplatzevaluierungen - z.B. im Rahmen der jährlichen Fremdüberwachung könnte einen laufenden Überblick darüber geben. Nicht der Ruf nach einer zusätzlichen belastenden Reglementierung sondern nach einer bis dato fehlenden Hilfestellung wird dabei laut.
- Eine verpflichtende Teilnahme an den Kläranlagennachbarschaften beim Betrieb einer Kläranlage würde auch jenen Klärwärtlern eine Teilnahme an dieser Fortbildung ermöglichen, denen dies bis dato seitens der Gemeinden aus Zeitgründen oder finanziellen Gründen nicht ermöglicht wurde.
- Auch bei kleinen technischen Anlagen (>50EW) sollte im Hinblick auf die Kosten und den Wert dieser Anlagen und die damit verbundene Verantwortung die Klärfacharbeiterprüfung generell nachzuweisen sein. Der für Kleinkläranlagen (<50EW) derzeit angebotene Kurs des ÖWAV kann für Besitzer von Hauskläranlagen einen orientierenden Überblick über die Funktionsprinzipien der verschiedenen Kleinkläranlagentypen, die Wartung und den Betrieb vermitteln, wobei dies zweifelsohne nur in Verbindung mit

einem Wartungsvertrag mit der Herstellerfirma oder einer Fachfirma eine gleichbleibende und effiziente Reinigungsleistung gewährleisten kann.

Die Ausführungen von HUSMANN aus 1969 befinden sich damit bedauerlicher Weise in Übereinstimmung mit einem durchaus häufig anzutreffenden Kläranlagenalltag heute: *„Eine mustergültige und vorbildliche Kläranlage soll einen freundlichen Eindruck machen. Leider wird gerade in dieser Hinsicht noch viel gesündigt, und manche Stadtverwaltung betrachtet ihr Abwasserreinigungsanlage, die ja nur Abfallstoffe verarbeiten soll und Geld kostet, als ein Stiefkind, dem man möglichst wenig Pflege angedeihen lässt. Das regelmäßige Reinigen aller über Wasser befindlichen Teile, Erneuerung des Anstrichs, Instandhaltung der Bedienungsstege usw. ist ebenso wichtig wie das Putzen der Maschinen, Abwasserverteilstellvorrichtungen usw.“*

4.4 Kompetenzverteilung

Die Qualität der Wartung ist direkt abhängig von der Fachkunde des Betriebspersonals von Kläranlagen. Zum Erwerb der Qualifikation für das Betriebspersonal von Kläranlagen werden dafür die Aus- und Weiterbildungskurse des ÖWAV angeboten.

Ungeachtet der dabei erworbenen Kenntnisse über Verfahrenstechnik und Betrieb von Abwasserreinigungsanlagen zeigt sich nicht nur in Einzelfällen, dass die Umsetzung dieser Kenntnisse in der Praxis oftmals an organisatorischen Schwierigkeiten und fehlender Kompetenz der Klärwärter gegenüber den Entscheidungsträgern der Gemeinden oder Verbände scheitert.

Nach Ansicht des Autors entsteht zeitweilig sogar der Eindruck, dass gelegentlich nicht entsprechend dem vorhandenen Fachwissen gehandelt werden kann, da betriebstechnische Notwendigkeiten mit der Abhängigkeit durch das Dienstverhältnis im Widerspruch stehen.

Es ist nicht möglich einen umfassenden Überblick im Rahmen dieser Ausführungen zu geben, die angesprochene Problematik soll aber beispielhaft an folgenden Punkten aufgezeigt werden:

- Zu geringe Häufigkeit der Schlammabfuhr bei mobiler Schlammwässerung. Überhöhte Schlammgehalte und Schlammabtrieb sind die Folge. Probleme bei der ordnungsgemäßen Reststoffentsorgung.
- Mangelnde oder fehlende Laborausstattung sowie Probenahmegeräte zur Durchführung einer ordnungsgemäßen Eigenüberwachung. Besonders problematisch ist, dass vor allem Altanlagen zumeist keine Durchflussmessung, keine Probenahmegeräte für die Beprobung von Zulauf und Ablauf, keine Laborausstattung und damit absolut keine Eigenüberwachung aufweisen – mit der Begründung, dass dies alles nach Errichtung der neuen Kläranlage durchgeführt werden wird. Damit fehlt jegliche Datengrundlage, anhand derer beurteilt werden könnte, ob die Anlage bei ordnungsgemäßer Wartung die Reinigungsleistung noch erbringen könnte, oder ein Sanierungsbedarf besteht, oder welche Belastungsverhältnisse bei einem Neubau einer Anlage berücksichtigt werden müssten.
- Fehlende Hilfestellung für das Betriebspersonal bei Planungs- und Baumängeln der Anlage bzw. der maschinellen Ausrüstung, diese Mängel zu beheben bzw. beheben zu lassen. Nur eine ausführliche und dokumentierte Bestandsaufnahme im Rahmen der Fremdüberwachung wie im ÖWAV-Regelblatt 6 Teil 2 angeführt, könnte Verbesserungen erbringen.
- Eine unzureichende Informationsweiterleitung an die Klärwärter durch die Gemeindeverwaltung im Bereich der Betriebskostenaufstellung. Damit entfällt der für einen wirtschaftlichen Betrieb der Anlage notwendige Rückfluss an Information.
- In vielen Fällen erfolgt die Durchführung gefährlicher Arbeiten nicht durch mindestens zwei Arbeitskräfte mit einer vollständigen Sicherheitsausrüstung. Demzufolge werden oftmals Reinigungs- und Instandhaltungsarbeiten z.B. an Pumpen möglichst hinausgezögert.

Zur Gewährleistung eines ordnungsgemäßen Betriebes einer Kläranlage steht außer Zweifel, dass nicht nur der Erwerb des Fachwissens und die kontinuierliche Weiterbildung für das Betriebspersonal erforderlich ist, sondern auch die Umsetzbarkeit des erworbenen Wissens ermöglicht werden muss. Es ist nicht zu tolerieren, dass das Betriebspersonal rechtlich wohl für den

ordnungsgemäßen Betrieb und die Einhaltung der Grenzwerte verpflichtet wird, dies de facto aber in einigen Fällen nicht umsetzen kann.

Zur Behebung oben genannter Probleme werden folgende Lösungsmöglichkeiten vorgeschlagen.

- Eine Bestandsaufnahme der oben genannten Punkte kann nur aus einer vollständigen und dokumentierten Auswertung der Aufzeichnungen des Betriebstagebuches durch eine unabhängige Stelle wie im Rahmen der jährlichen Fremdüberwachung erfolgen.
- Das Betriebspersonal von Kläranlagen trägt die Verantwortung für den konsensgemäßen Betrieb und die Erhaltung der Kläranlagen. Diese Vorgaben und Forderungen ohne vermehrte Hilfestellung und vor allem Kontrolle stellen nach Ansicht des Autors einen der wesentlichsten Gründe für eine mangelnde Reinigungsleistung von Kläranlagen dar.

4.5 Schmutzwassermenge, Fremdwasser

Im Zuge der durchgeführten Fremdüberwachungen durch die Niederösterreichische Umweltschutzanstalt im Jahr 2000 wurde aus dem Abwasseranfall im Untersuchungszeitraum über 24-Stunden und der ermittelten CSB-Fracht im Zulauf unter Ansatz einer einwohnerspezifischen Schmutzfracht von 120gCSB/EW/d der Abwasseranfall in l/EW/d ermittelt.

Wie in Abbildung 8 dargestellt ist, zeigen mehr als die Hälfte der Anlagen an den Untersuchungstagen einen Abwasseranfall von zum Teil deutlich über 200l/EW/d.

Wie die Erfahrung aus der Praxis zeigt, stellen sowohl das Fremdwasser als auch der zum Teil ungenügende Regenrückhalt im Mischwasserfall die Anlagen oftmals vor erhebliche hydraulische Probleme, während dessen die organische Belastung noch weit unter der Bemessungsbelastung liegt.

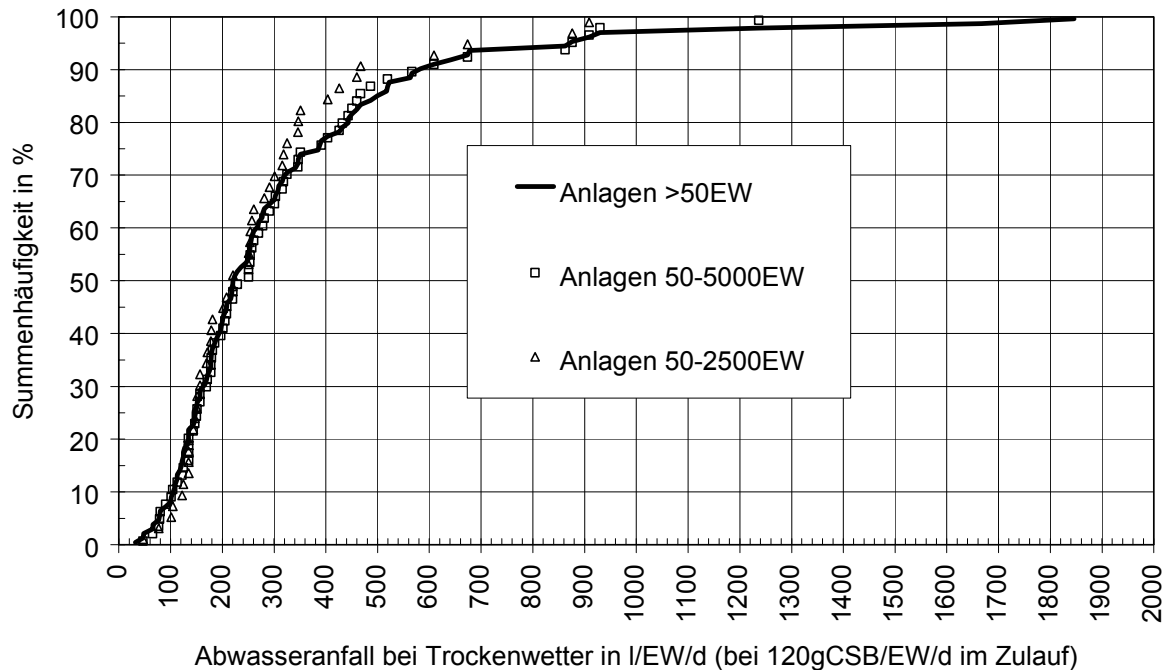


Abbildung 8: Einwohnerspezifische Abwasseranfall der Kläranlagen >50EW, auf Basis der CSB-Fracht im Zulauf und 120gCSB/EW/d – Ergebnisse der Fremdüberwachung der NUA, Jahr 2000

4.6 Überwachung von Betrieb und Anlagenzustand

Ein durchaus erwähnenswertes Problem stellt der Umstand dar, dass die Kläranlagenbetreiber selbst, seien es Gemeinden oder Verbände, für die Beauftragung der Fremdüberwachung verpflichtet und verantwortlich ist. Dieser Umstand kann gegebenenfalls ein unerwünschtes Regulativ allzu kritischer Betrachtungsweisen darstellen. Ähnliches Problem trifft auch auf die Indirekteinleiterüberwachung zu.

Weiters könnte eine strikte Trennung zwischen Planung/Bauaufsicht und der jährlichen Fremdüberwachung ein weiterer Schritt zur Objektivierung darstellen.

Eine Vorgangsweise im Rahmen der Fremdüberwachung ähnlich dem „Rauchfangkehrerprinzip“ könnte nach Ansicht des Autors nicht nur zur Entlastung der zuständigen Behörden und Aufsichtsorgane beitragen, sondern ließe auch Verbesserungen für den Kläranlagenbetrieb und damit für den Gewässerschutz erhoffen. Ähnliches schlägt auch OTTO (2000) für die Überwachung von Kleinkläranlagen vor.

4.7 Wartung und Instandhaltung von kleinen Kläranlagen

Mit abnehmender Anlagengröße steigen die Vorteile der personellen Anbindung der Betreuung kleiner Kläranlagen an größere benachbarte Kläranlagen. Das bessere Fachwissen und die größere Erfahrung der Klärwärter größerer Anlagen ermöglicht einen vorausschauenden Betrieb, Kostenreduzierung durch gemeinsame Instandhaltungsarbeiten, Ersatzteilbevorratung, Laborausstattung (Eigenüberwachung), bedarfsgerechte Schlammabfuhr und Reststoffentsorgung. Dieses Personal steht auch dann zur Verfügung, wenn Arbeiten auszuführen sind, für die z.B. aus Gründen der Unfallverhütung mindestens zwei Personen erforderlich sind.

Als sehr positives Beispiel sei eine Anlage mit 40.000EW im Waldviertel genannt, deren Betriebspersonal weitere sechs Kläranlagen der umliegenden Katastralgemeinden betreut. Sämtliche Anlagen werden aufgrund der großen Erfahrung und Sachkenntnis gut betrieben, und Verschlechterungen der Reinigungsleistung treten höchstens durch einen unvorhergesehenen Ausfall eines z.B. Aggregates auf.

Ein Alarmierungssystem, das über das Versenden von sms-Nachrichten an Mobiltelefone das Betriebspersonal über den Zeitpunkt und die Art der Störungen informieren, stellt eine wichtige Voraussetzung dar, um rasch auf Störungen reagieren zu können und vorbeugend größere Schäden an der Anlage und der Umwelt vermeiden zu können. Dazu zählen Pumpenstörung, Stromausfall, Ausfall von Gebläsen, Rührwerken und automatischen Schiebern, Pumpenstationen usw.. Es sei aber darauf hingewiesen, dass diese Alarmierungssysteme weder die Wartungsarbeiten selbst, noch die tägliche und routinemäßige Kontrolle der Anlage ersetzen können.

Hinsichtlich der Betreuung von Kleinkläranlagen sei kurz angemerkt, dass eine einheitlich geregelte Verpflichtung zum Abschluss von Wartungsverträgen durch die Fachfirmen in den einzelnen Wasserrechtsbescheiden sowohl für die Betreiber mehr Transparenz, als auch für den Gewässerschutz erhebliche Vorteile erbringen würde. Nicht jedoch sollten diese Wartungsverträge als ein Ersatz für die jährliche Fremdüberwachung gesehen werden.

5 Bau- und betriebstechnische Empfehlungen bei kleinen technischen Kläranlagen

5.1 Besonderheiten kleiner technischer Anlagen

Da kleine Kläranlagen wegen der größeren Belastungsschwankungen und in der Regel geringeren Betreuung grundsätzlich „betriebsempfindlicher“ sind als große Anlagen, haben eine

1. einfache bauliche Gestaltung und eine
2. robuste maschinelle- und elektrotechnische Ausstattung sowie die
3. leichte Zugänglichkeit zu allen Anlagenteilen und damit ein
4. einfacher Betrieb

Vorrang vor nicht in der Praxis bewährten und damit zumeist „betreuungsbedürftigen“ Verfahrenstechnologien oder Bauausführungen.

Vereinzelte, aber dennoch immer wiederkehrende unausgereifte Verfahrenskonzepte und Anlagenausführungen lassen aus der Sicht des Praktikers auch für kleine Kläranlagen eine Prüfung ähnlich der Typenprüfung von Kleinkläranlagen gemäß DIN4261-2 (bis zu einem Anschlusswert von 50EW) wünschenswert erscheinen. Erfahrungen bei der Prüfung von Kleinkläranlagen sind durchaus z.B. aus Deutschland (KÜHN, MÜLLER, 1997) und Norwegen bekannt (PAULSRUD, HARALDSEN, 1993). Es ist zwar auch damit keine hundertprozentige Sicherheit gegeben, es ließe allerdings hoffen, dass damit bewährte Lösungen für grundlegende Aufgabenstellungen wie die Aufteilung von Wassermengen oder der Verstopfungsfreiheit von Verbindungsleitungen leichter Anwendung finden.

Es ist im Rahmen dieser Ausführungen unmöglich eine vollständige Aufreihung der planungs-, bau- und betriebstechnischen Besonderheiten kleiner technischer Abwasserreinigungsanlagen darzustellen. Es sollen jedoch nachfolgend jene Punkte angeführt werden, die nach eigenen Erfahrung die häufigsten Ursachen für Betriebsprobleme sind bzw. die Ursachen für einen erhöhten Betreuungsaufwand darstellen.

5.2 Hydraulische Belastung und Mengenausgleich

Der Abwasserzufluss weist bei kleineren Einzugsgebieten größere Schmutzfrachtstöße und höhere hydraulische Spitzen auf als bei großen Entwässerungsnetzen. Pufferung und Ausgleich des Abwasserzuflusses sind deshalb wichtiger als hochtechnisierte Behandlungsstufen. Kleine Kläranlagen dürfen nicht als nur verkleinerte Kopien großer Anlagen ausgebildet werden. Obwohl kleinere Anlagen oftmals im Trennsystem ausgelegt werden um die damit verbundenen Vorteile geringerer Volumina und Oberflächen der einzelnen Anlagenteile nutzen zu können, sollte berücksichtigt werden, dass erfahrungsgemäß viele sogenannte Trennsysteme einen mit unter erheblichen „Mischsystemcharakter“ aufweisen. In Verbindung mit den, durch das kleinere Einzugsgebiet bedingten höheren hydraulischen Spitzen führt dies oftmals zu extremen Belastungen.

Auch für kleine Anlagen wird ausdrücklich betont, dass einerseits überzogene Zukunftsreserven und aber auch falsch eingeschätzte Belastungsverhältnisse die Kosten unverhältnismäßig anwachsen lassen und dennoch nicht die gewünschten Reinigungsleistungen erzielt werden können. Eine fachkundige Grundlagenerhebung aus den Daten der Eigenüberwachung und ein stufenweiser, an die tatsächliche Belastung angepasster Ausbau würde die Effizienz von Gewässerschutzmaßnahmen erheblich steigern.

5.3 Mechanische Reinigung

Die Notwendigkeit einer Grobstoffentfernung (Rechen- bzw. Siebanlage) richtet sich zwar nach dem vorgesehenen Reinigungsverfahren, der Abwasserzusammensetzung und der Art der Schlammbehandlung. Es erweist sich jedoch immer wieder – mangels vorhandener Einsicht und Disziplin der Einleiter – dass ein Verzicht auf eine effiziente Grobstoffentfernung (Siebschnecke, ...) und Fettabscheidevorrichtung immer zu einem erhöhten Betreuungsaufwand zur Reinigung der biologischen Stufe führt. Im Zweifelsfalle sind bauliche Vorkehrungen zu treffen, damit ein späterer Einbau möglich ist. Schneidradpumpen stellen nur bedingt eine Alternative dar, da eine Zerkleinerung der Feststoffe nicht jedoch eine Entfernung aus dem Abwasser erfolgt.

5.4 Sauerstoffzufuhr

Die Trennung der Luftzufuhr bzw. –aufteilung (bei Belebungsanlagen) von Belüftung und Drucklufthebern zur periodischen Rückführung des Rücklaufschlammes ist empfehlenswert. Gerade im Bereich der damit oftmals gekoppelten Rücklaufschlammförderung kommt es immer wieder zu Verstopfungen und dem damit verbundenen Ausbleiben einer ordnungsgemäßen Rückführung des Belebtschlammes in das Belebungsbecken und einem Schlammabtrieb.

Die Anpassung der Betriebsweise (z.B. Flexibilität der Belüftung) an die Belastung und die jahreszeitlichen Gegebenheiten durch Eingriffsmöglichkeiten des Klärwärters in die SPS – und nicht nur durch die Herstellerfirma – sind unerlässlich, wie dies bei STEININGER (1997) bereits umfangreich anhand einer 300EW-Einbeckenanlage aufgezeigt wurde.

Die Automatisierungstechnik ist so zu gestalten, dass bei Störung ein „Betrieb von Hand“ von Pumpen und Belüftungsaggregaten leicht möglich ist.

5.5 Beeinträchtigung der Nitrifikation

Eine betrieblich gewünschte Denitrifikation ist auch bei kleinen Kläranlagen zum „Schutz“ der Nitrifikation (Vermeidung von pH-Abfall) und zur Vermeidung von allzu starken Schwimmschlammproblemen vorzusehen. Im Hinblick auf die Forderung nach Einfachheit in baulicher Gestaltung, Ausrüstung und Betrieb erfolgt die Stickstoffentfernung zweckmäßiger Weise simultan.

Bei einigen Belebtschlammmanlagen in Gebieten mit geringer Härte des Trinkwassers wurde seitens der Planung der Einsatz saure Fällmittel zur Phosphorentfernung und die gleichzeitige Natronlaugezugabe vorgesehen. Bei ausreichender Stickstoffentfernung und dem Einsatz alkalischer Fällmittel könnte dieser Mehraufwand in der Errichtung der Tanks, Zuleitungen und pH- und Mengenregelung sowie dem dafür erforderlichen zeitlichen Mehraufwand in der Betreuung eingespart werden.

Um eine Beeinträchtigung der Nitrifikation durch Schwefelwasserstoff (H_2S) zu vermeiden, sollte auf Umwälzeinrichtungen (Rührwerk, Pumpe) oder ggf.

grobblasige Belüftungseinrichtungen von Ausgleichsbehältern für Rohabwasser nicht verzichtet werden. Besonders erwähnenswert ist das bei SBR-Anlagen. Dies trifft jedoch auf jede Maßnahme zur sinnvollen Dämpfung der Zulaufspitzen bzw. Stapelbehälter bei Einbeckenanlagen oder Stauraumkanälen zu.

5.6 Messtechnik, Probenahme

Die Messung, Aufzeichnung und Dokumentation der Zulauf- bzw. Ablaufmenge als Tagesmengen mit Zulaufspitzen (l/sec, m³/h) und im Verlauf sowie der Abwassertemperatur in der biologischen Stufe und des Energieverbrauches der Anlage stellen die Grundlage jeder Anlagen- und Betriebsbeurteilung dar und fehlen in vielen Fällen; dies leider nicht nur bei Altanlagen oder Anlagen mit sehr geringer Ausbaugröße. Diese Daten müssen vom Klärwärter abrufbar und direkt einsehbar sein. Stationäre Durchflussmesseinrichtungen im Ablauf bringen wegen der verminderten Verstopfungsgefahr Vorteile.

Ein sicherer und problemloser Zugang zur Messstelle der stationären Durchflußmesseinrichtung muss zwecks Wartungsmöglichkeit, Kontrolle und Überprüfung gewährleistet sein.

Bereits bei der Planung ist zu berücksichtigen, dass spätere und routinemäßige Überprüfungen der Anlage nur so weit sinnvolle Informationen über den Anlagenzustand hervorbringen können, wie die baulichen Gegebenheiten einen Einsatz einer mobilen Durchflussmessung und automatischer Probenahmegeräte zulassen. Die Erfahrungen aus der Fremdüberwachung zeigen, dass in vielen Fällen eine gute Messstelle oder Vergleichsmessstrecke zur Überprüfung der stationären Durchflusseinrichtung bei der Planung nicht berücksichtigt wurde. Dieser Fehler kann bei der Überprüfung der Anlage auch durch ein noch so „genaues“ Vergleichsmessgerät nicht ausgeglichen werden. Es sei hier eigens darauf hingewiesen, dass nach wie vor Neuanlagen in Betrieb gehen, bei denen eine bescheidgemäße Probenahme und Untersuchung im Rahmen der Fremdüberwachung nicht möglich ist.

5.7 Schlammbehandlung

Ein „bedarfsgerechter“ Überschussschlammabzug, d.h. entsprechend der Belastung und den Schlammeigenschaften, sowie die Schlammentsorgung stellen eine Grundvoraussetzung für den ordnungsgemäßen Betrieb einer Kläranlage dar. Wie bereits darauf hingewiesen wurde, kommt es durch die dabei entstehenden finanziellen Belastungen der Betreiber oftmals zum Aufschub und zu erheblichen Versäumnissen bei der Schlammabfuhr. Eine Verschlechterung der Reinigungsleistung durch zumeist Schlammabtrieb geht damit zwangsläufig einher.

Bei der mobilen Schlammmentwässerung und der dabei notwendigen Zwischenspeicherung des Überschussschlammes wird neben den Feststoffen auch Ammonium im Schlammsilo gespeichert, das bei der Entwässerung zu erheblichen Rückbelastungen und damit erhöhten Ablaufkonzentrationen beim Ammonium führen kann. Ist eine Belüftung des Schlammspeichers mit Nitrifikation und Denitrifikation nicht vorgesehen, so wäre ein Speicherbehälter für das Schlammwasser aus der mobilen Entwässerung vorzusehen, wie dies auch von SVARDAL (1999) dargestellt wurde. Aus den Erfahrungen im Bereich der Fremdüberwachungen ist dem Autor jedoch keine kleine Kläranlagen mit einem eigens dafür vorgesehenen Presswasserspeicherbehälter bekannt. Lediglich einige Anlagen, wo Anlagenteile (Belebungs-, oder Nachklärbecken, Stabilisierungsbecken,...) nicht in Betrieb sind, können bzw. könnten diese Becken als Speicherbecken verwendet werden. Da die erforderlichen Leitungsführungen zur Rückführung des Schlammwassers in die biologische Stufe jedoch fehlen und daher mit erhöhtem Zeitaufwand provisorische Leitungen und Pumpen zum Einsatz gebracht werden müßten, wird von einer derartigen Vorgangsweise der zeitlich verteilten Presswasserzugabe in der Regel Abstand genommen.

Wie die Praxis zeigt, ist Überschussschlamm aus Anlagen mit „gleichzeitiger aerober Schlammstabilisierung“ geringer stabilisiert, als getrennt aerob oder anaerob stabilisierter Schlamm. Werden diese Schwachlastbelebungsanlagen hinsichtlich weitgehender Stickstoffentfernung betrieben, so ist dieser Überschussschlamm - kalt gestapelt - noch weitgehend biologisch aktiv. Aufsteigen und Absinken des Schlammes im Stapelbehälter wechseln einander ab und dies führt dazu, dass der Schlammspeicher nicht als statischer Eindicker

verwendet werden kann. Besonders nachteilig wirkt sich aus, wenn die Trübwasserabzugsvorrichtung „starr“ und nicht in der Tiefe variabel bzw. verstellbar ausgeführt ist. Eine Reduktion der Schlammengen durch Eindickung oder Entwässerung entschärft das Problem der zumeist knapp bemessenen Schlamm Speichervolumina.

Da biologisch unzureichend stabilisierte Schlämme meist auch mäßig gute Entwässerungseigenschaften aufweisen, wird unter dem Kosten- und Zeitdruck der mobilen Schlamm entwässerung zumeist das Presswasser ohne Mengenausgleich der biologischen Stufe direkt und in kurzer Zeit zugeführt. Da die Verfahren zu einer guten Schlammstabilisierung auf aerobem oder ananerobem Weg einen nicht unbeträchtlichen verfahrenstechnischen Aufwand erfordern, ist es sinnvoll, Schlämme aus kleinen Anlagen entweder der landwirtschaftlichen Verwertung direkt zuzuführen oder – wenn dies aus Gründen mangelnder gesellschaftlicher Akzeptanz nicht möglich ist - so weit wie möglich zu sammeln und einer zentralen Stabilisierungsanlage zuzuführen.

5.8 Hinweise zu einzelnen Verfahrenstypen und Reinigungsstufen

Belebungsanlagen mit gemeinsamer Schlammstabilisierung zeigen in vielen Fällen das beste Reinigungsergebnis, insbesondere wenn ein „dichtes“ Trennsystem besteht.

Tropfkörperanlagen und Tauchkörperanlagen regenerieren sich bei eventuellen Schädigungen des biologischen Rasens ohne wesentliche betrieblichen Eingriffe nach kurzer Zeit, die Reinigungsleistung, v.a. im Hinblick auf die Stickstoffentfernung, ist jedoch unvergleichlich geringer als bei Belebtschlammanlagen. In der Regel tiefere Abwassertemperaturen durch die Auskühlung und die damit verbundene verminderte biologische Aktivität der Organismen, verfahrensbedingter vermehrter Feststoffabtrieb und oftmals fehlende Rückspülmöglichkeiten der Biofilmtträger sowie Probleme durch das Überwachsen des Nitrifikationsfilmes durch heterotrophe Bakterien nach Stoßbelastungen oder Schlammübertritten aus der Vorklärung vermindern die Leistungsfähigkeit dieser Systeme.

Abschließend seien noch einige Hinweise zu Nachreinigungsstufen von technischen Anlagen angeführt.

Der Vorteil von Schönungsteichen als nachgeschaltete letzte Reinigungsstufe kann in der Funktion als möglicher Belebtschlamm-speicher („Notbremse“) bei hydraulischer Überlastung oder fehlendem Überschussschlammabzug durch mangelhafte Betreuung gesehen werden. Eine bedeutende Verminderung der Ablaufkonzentrationen von wesentlichen Schmutzstoffparametern ist beim Einsatz von Schönungsteichen nicht zu erwarten (Tabelle 1). Im günstigsten Fall bleiben die Ablaufkonzentrationen weitgehend unverändert. Ein einmal erfolgter Schlammabtrieb führt in der Regel zu Faulprozessen des organischen Materials an der Sohle des Schönungsteiches, zum Aufsteigen von faulenden Schlammfladen und in letzter Konsequenz zu einer merkbaren Erhöhung der Ablaufkonzentrationen. Wie die Erfahrung zeigt, kann auch bei nachfolgender Räumung des abgelagerten Schlammes aus dem Schönungsteich, das Problem meist nur unzureichend behoben werden.

Bei längerer Verweilzeit des gereinigten Abwassers im Schönungsteich kommt es auch bei ausreichendem Schwebstoffrückhalt durch die Nachklärung ausnahmslos zu starken Eutrophierungserscheinungen im Sommer durch den Eintrag der Nährstoffe und die Sonneneinstrahlung, verbunden mit einem Anstieg der Ablaufkonzentrationen bei den Summenparametern (CSB, Ges-P,..) sowie beim Ammonium. Entgegen den Ansichten von SCHLEYPEN (1995) hält der Autor einen Schönungsteich als „Mengenausgleichsbehälter“ (hydraulischer Puffer) für einen gedrosselten Abfluss bei kleinen bzw. sensiblen Vorflutern für ungeeignet.

Tabelle 1: Vergleich der Ablaufkonzentrationen in Tagesmischproben bzw. 2h-Mischproben von Belebungsanlagen (Nachklärung od. Ablaufschacht) mit den Konzentrationen im Ablauf der Schönungssteiche.

Klär- anlage	EW60 bem.	Inbetrieb- nahme	mg/l	30.-31.10.2000		11.-12.10.99		7.-8.10.98		5.-6.10.98		5.-6.10.98	
				SBR	Teich	SBR	Teich	SBR	Teich	SBR	Teich		
H	6000	1997	SS	<10	<10	26	<10	-	<10	<10	<10		
			CSB	<15	35	38	27	20	24	27	25		
			NH4-N	1,5	2,4	<0,4	0,5	<0,4	<0,4	<0,4	0,6		
			NO3-N	<0,5	<0,5	<0,2	0,3	1,0	0,8	1,4	<0,5		
			PO4-P	0,5	1,4	<0,1	0,2	0,3	0,6	0,3	<0,1		
			Ges-N	<4,5	<6,5	<2,2	2,3	-	3,3	3,5	<2,5		
			Ges-P	0,7	1,4	0,3	0,3	-	0,9	0,4	0,3		

Klär- anlage	EW60 bem.	Inbetrieb- nahme	mg/l	17.-18.5.2000		26.-27.5.99		7.-8.9.98		7.-8.9.98	
				NKB	Teich	NKB	Teich	NKB	Teich		
G	1600	1995	SS	11	-	<10	<10	<10	<10		
			CSB	29	21	15	<15	15	<15		
			NH4-N	<0,4	2,2	0,6	1,7	0,6	1,7		
			NO3-N	1,0	<0,2	0,9	0,6	0,9	0,6		
			PO4-P	0,6	1,1	0,2	1,3	0,2	1,3		
			Ges-N	3,0	3,3	<2,9	<2,5	<2,9	<2,5		
			Ges-P	1,2	1,4	0,5	1,4	0,5	1,4		

Klär- anlage	EW60 bem.	Inbetrieb- nahme	mg/l	27.-28.3.2000		14.-15.4.99		24.-25.6.98		24.-25.6.98		16.-17.6.97		16.-17.6.97	
				NKB	Teich	NKB	Teich	NKB	Teich	NKB	Teich				
Eu	1000	1993	SS	<10	<10	<10	<10	<10	<10	<10	<10	12	12		
			CSB	19	18	17	19	47	25	21	16				
			NH4-N	<0,4	0,9	1,1	1,2	2,0	5,0	0,5	1,2				
			NO3-N	2,8	2,1	4,7	3,4	0,7	0,6	2,2	2,8				
			PO4-P	0,4	0,5	0,4	0,3	0,8	1,1	0,4	0,4				
			Ges-N	4,9	4,2	7,3	6,4	4,7	7,6	6,6	7,0				
			Ges-P	0,5	0,7	0,4	0,5	1,0	1,3	0,5	0,5				

Klär- anlage	EW60 bem.	Inbetrieb- nahme	mg/l	16.-17.8.2000		28.-29.6.99		7.-8.10.98		7.-8.10.98		11.-12.12.97		11.-12.12.97	
				NKB	Teich	NKB	Teich	NKB	Teich	NKB	Teich				
O	2000	1992	SS	<10	23	<10	<10	<10	<10	<10	<10	<10	<10		
			CSB	23	34	19	22	25	<15	18	19				
			NH4-N	<0,4	<0,4	<0,4	<0,4	<0,4	<0,4	0,5	0,7				
			NO3-N	6,1	4,2	6,4	3,6	1,1	1,3	2,3	3,5				
			PO4-P	0,5	<0,1	0,3	0,2	0,4	0,3	<0,1	<0,1				
			Ges-N	-	9,3	<8,4	<5,6	3,5	3,8	6,4	<5,5				
			Ges-P	-	0,3	0,4	0,2	0,7	0,5	0,1	0,1				

Klär- anlage	EW60 bem.	Inbetrieb- nahme	mg/l	26.-27.7.99		21.-22.9.98		21.-22.9.98	
				NKB	Teich	NKB	Teich		
Ec	1820	1998	SS	<10	<10	<10	<10		
			CSB	<15	<15	30	35		
			NH4-N	<0,4	2,8	<0,4	0,9		
			NO3-N	8,9	1,9	5,4	5,3		
			PO4-P	0,5	0,8	0,3	0,3		
			Ges-N	<10,9	6,4	8,1	7,9		
			Ges-P	0,6	1,0	0,8	0,8		

Ist ein Mengenausgleich unbedingt vorzusehen, so sollte dies ausschließlich durch vollständig entleerende Ausgleichsbehälter erfolgen. Eine gut befestigter Sohle bei diesen Behältern erleichtert die Reinigung und verhindert die Bildung von störenden Ablagerung.

Fortsetzung von Tabelle 1: Vergleich der Ablaufkonzentrationen in Tagesmischproben bzw. 2h-Mischproben von Belebungsanlagen (Nachklärung od. Ablaufschacht) mit den Konzentrationen im Ablauf der Schönungsteiche.

Klär- anlage	EW60 bem.	Inbetrieb- nahme	mg/l	9.-10.10.00	9.-10.10.00	13.-14.12.99	13.-14.12.99	18.-19.11.98	18.-19.11.98
				NKB	Teich	NKB	Teich	NKB	Teich
WW	15000	1999	SS	21	19	<10	<10	<10	<10
			CSB	35	21	35	21	26	<15
			NH4-N	0,6	<0,4	0,6	<0,4	2,8	0,4
			NO3-N	4,0	1,8	0,8	2,6	<0,5	1,7
			PO4-P	0,1	0,4	0,4	0,3	0,4	0,2
			Ges-N	6,0	3,9	3,8	4,6	5,5	<3,7
			Ges-P	0,5	0,6	0,7	0,4	0,85	0,3

Klär- anlage	EW60 bem.	Inbetrieb- nahme	mg/l	17.-18.5.2000	17.-18.5.2000	30.8.-31.8.99	30.8.-31.8.99	7.-8.9.98	7.-8.9.98	24.-25.11.97	24.-25.11.97
				NKB	Teich	NKB	Teich	NKB	Teich	NKB	Teich
Sb	2000	1991	SS	11	<10	<10	<10	<10	<10	<10	<10
			CSB	29	16	16	19	<15	<15	17	<15
			NH4-N	<0,4	<0,4	<0,4	<0,4	<0,4	<0,4	2,2	1,0
			NO3-N	<0,2	<0,2	<0,5	<0,5	0,9	0,5	3,8	4,6
			PO4-P	0,8	0,9	0,5	0,7	0,5	0,7	0,2	0,2
			Ges-N	<2,2	<2,2	<2,6	<2,8	<2,9	<2,9	7,3	<6,6
			Ges-P	1,2	1,0	0,7	0,8	0,5	0,7	0,2	0,3

Klär- anlage	EW60 bem.	Inbetrieb- nahme	mg/l	20.11.00	20.11.00
				SBR-Ablaufschacht	Teich
Ss	490	1997	SS	<10	16
			CSB	33	52
			NH4-N	0,4	0,4
			NO3-N	1,2	1,0
			PO4-P	0,3	0,2
			Ges-N	<3,2	<3
			Ges-P	0,45	0,6

Klär- anlage	EW60 bem.	Inbetrieb- nahme	mg/l	20.11.00	20.11.00
				SBR-Ablaufschacht	Teich
L	375	1998	SS	<10	<10
			CSB	33	33
			NH4-N	1,4	<0,4
			NO3-N	10,9	4,7
			PO4-P	0,3	0,1
			Ges-N	14,1	6,8
			Ges-P	0,4	0,3

Klär- anlage	EW60 bem.	Inbetrieb- nahme	mg/l	4.-5.12.2000	4.-5.12.2000	24.-25.11.99	24.-25.11.99	2.-3.12.98	2.-3.12.98
				NKB	Teich	NKB	Teich	NKB	Teich
Gr	4000	1980	SS	<10	<10	17	<10	<10	<10
			CSB	23	23	37	33	<15	15
			NH4-N	5,8	3,8	0,8	<0,4	0,6	0,5
			NO3-N	<0,5	<0,5	<0,2	0,9	8,0	6,6
			PO4-P	0,6	0,6	0,2	0,2	1,1	1,1
			Ges-N	<7,5	<6,5	<3,2	2,9	10,3	<8,6
			Ges-P	0,7	0,7	0,5	0,3	1,2	1,2

Im Vergleich zum Schönungsteich ist den bepflanzten Bodenfiltern als Nachreinigungsstufe eindeutig der Vorzug zu geben. Der in der Regel bessere Feststoffrückhalt und die Vermeidung der Folgen der Eutrophierung führen in der Regel zu einer Verbesserung der Ablaufqualität. In der Regel tritt eine Verminderung der Konzentrationen bei den Summenparametern sowie bei den abfiltrierbaren Stoffen, beim Ammonium und gegebenenfalls beim Nitrat und zeitlich begrenzt auch beim Phosphat ein.

Ist eine Nachreinigungsstufe zum Zweck der z.B. Restnitrifikation vorzusehen, so ist dabei unbedingt auf einen gesicherten Feststoffrückhalt der Nachklärung Bedacht zu nehmen. Die Erfahrung zeigt, dass Schlammabtrieb durch hydraulische Überlastung oder durch unzureichenden Überschussschlammabzug zur einem Verstopfen der Filteroberfläche führt. In der Regel erlangt der Bodenfilter trotz der vorhandenen Mineralisierungsprozesse nicht mehr von selbst seine Durchlässigkeit, weshalb zur Wiedererlangung seiner Funktion das Material zumindest teilweise abgetragen oder geräumt und neu geschüttet werden muss.

Da diese meist als „Restnitrifikationsstufen“ eingesetzten bepflanzten Bodenfilter vorzugsweise bei kleineren Anlagen eingesetzt werden, wo die Nachklärbecken oftmals der Einfachheit wegen als Dortmundbecken ausgeführt sind, ist zu berücksichtigen, dass bei fehlender oder unzureichender Schwimmschlammräumung bzw. unzureichender Rücklaufschlammförderung (z.B. bei zu schwach ausgelegten Drucklufthebern), ein dadurch verursachter Schlammabtrieb ebenso die Funktion des Bodenfilters beeinträchtigen kann.

Auf die möglichst gleichmäßige Verteilung des Abwassers auf den bepflanzten Bodenfilter sei nur kurz verwiesen. Setzungen der Verbindungsleitungen und Ausläufe sowie nicht stabile Rohrverbindungen führen zu erheblichen Beeinträchtigungen der Funktion dieser bepflanzten Bodenfilter.

6 Schlussbemerkungen

Erfahrungen aus der Fremdüberwachung über die Leistungsfähigkeit von kleinen Kläranlagen im Bereich von 50-5000EW in Niederösterreich zeigen, dass einstufige Belebungsanlagen die derzeitigen Anforderungen an die Reinigungsleistung gesichert, ohne besondere Betriebsprobleme mit im Verhältnis niedrigem Energieeinsatz und günstigen Betriebskosten erfüllen. Sie sind leistungsfähig und stabil zu betreiben. Diese Feststellung ist vor allem unter dem Aspekt zu sehen, dass in Österreich vom Gesetzgeber (1.EVO,1996 und 2.EVO-Entwurf, 1995) bereits an Klein(e)Kläranlagen sehr hohe Mindest-Anforderungen hinsichtlich der Kohlenstoffentfernung, Nitrifikation (<10mg/l NH₄-N) sowie ab 1000EW auch der Phosphorentfernung gestellt werden, die im Einzelfall von der Behörde verschärft werden können.

Neben der Belüftung ist auch die Umwälzung zur Denitrifikation aus betrieblichen Gründen vorzunehmen. Dies vor allem in Hinblick auf die Erhaltung der Säurekapazität für die Nitrifikation, aus Energieeinsparungsgründen und zur verminderten Schwimmschlamm Bildung.

Tropfkörperanlagen oder Tauchkörperanlagen sind für kleine Anschlussgrößen bewährt und im Betrieb in der Regel unproblematisch, sofern eine praktikable Schlammbehandlung (z.B. unbeheizte Faulung) möglich ist. Statik und Maschinenteknik zeigen manchmal firmenspezifische Probleme. Vor allem im Winterbetrieb oder beim Überwachsen des Nitrifikationsbiofilms durch heterotrophe Bakterien nach Stoßbelastungen zeigten die untersuchten Anlagen jedoch erhebliche Einbußen in der Nitrifikationsleistung.

Bei Kläranlagen in sehr kompakter Bauweise oder Containerbauweise sind immer wieder Wartungsprobleme und Schwierigkeiten nach Stoßbelastungen festzustellen. Vor allem bei unzureichender Denitrifikation, Fettproblemen und hoch konzentriertem Abwasser erweisen sich kompakte Nachklärbeckenkonstruktionen mit Parallelplattenabscheidern als sehr wartungsintensiv. Hierbei und in der Zugänglichkeit zu den Anlagenteilen sind im allgemeinen noch erhebliche Verbesserungen erforderlich.

Nachreinigungsstufen eignen sich nicht, die „Unzulänglichkeiten“ vorangehender Reinigungsstufen auszugleichen. Es zeigt sich jedoch, dass bepflanzte Bodenfilter Verbesserungen der Ablaufqualität erbringen können und in jedem Fall einem Schönungsteich vorzuziehen sind.

Kläranlagen werden für eine geplante Reinigungsleistung bemessen; die Leistung des Betriebspersonals, das auf Kläranlagen arbeitet, wird vorher nicht nach tatsächlichem Aufwand bemessen. Das Personal hat einen großen – aus den Erfahrungen des Autors sogar den größten – Einfluss auf die Wirksamkeit und Wirtschaftlichkeit der Anlage. Das Betriebspersonal benötigt eine gute Ausbildung, ständige Fortbildung, Anerkennung und angemessene Arbeitsbedingungen. Deshalb ist es auch unverständlich, wenn kommunale Interessensvertretungen insbesondere aus falsch verstandenen Wirtschaftlichkeitsgründen den Umfang der Wartung, Instandhaltung sowie Eigen- und Fremdüberwachung stetig vermindern möchten.

Letzt genannter Punkt macht es den Gemeinden bzw. deren Vertretern wiederum außergewöhnlich schwierig, bei Neuplanungen bzw. Anpassungen die sichere Entscheidung für ein bewährtes Reinigungsverfahren zu treffen.

7 Verwendete Literatur

- ATV-Arbeitsgruppe 1.74, Arbeitsbericht "Betrieb und Unterhalt von Abwasserpumpenanlagen", Korrespondenz Abwasser, (45), Nr.5, S.967-970, (1998).
- ATV-Fachausschuß 2.12., Arbeitsbericht "Betrieb von Kläranlagen": Personalbedarf für den Betrieb kommunaler Anlagen, Korrespondenz Abwasser, (41), Nr.6, S. 973-982, (1994).
- ATV A-126: Grundsätze für die Abwasserbehandlung in Kläranlagen nach dem Belebungsverfahren mit gemeinsamer Schlammstabilisierung bei Anschlußwerten zwischen 500 und 5000 Einwohnerwerten. Regelwerk der ATV, (Dezember, 1993).
- ATV-M 271: Merkblatt, Personalbedarf für den Betrieb kommunaler Kläranlagen, Regelwert der ATV, (September 1998).
- Bmfluf: Die kommunalen Kläranlagen und die großen biologischen Kläranlagen der Industrie in Österreich, Stanf 1995, Wasserwirtschaftskataster.
- FELDE von, Karin, BURMESTER M., VOLLMER J.: Wartung von Kleinkläranlagen. KA-Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall, 47, Nr. 12, S. 1807-1812, 2000.
- FRANZ, A: Untersuchungsberichte, nicht veröffentlicht, (2000)
- HUSMANN, W.: Praxis der Abwasserreinigung, Springer Verlag, (1969).
- KÜHN, V., MÜLLER, V.: Prüfung von Kleinkläranlagen, Dresdner Berichte, Band 11, S.123-145, (1997)
- MOSER, D.: Emissions- und Immissionskontrolle in NÖ – Kritische Analyse und Ausblicke Teil 1: Kläranlage, Wiener Mitteilungen, Band 147, S.447-483, (1998).
- OTTO, Ulrich: Entwicklungen beim Einsatz von Kleinkläranlagen; Gewässerschutz-Wasser-Abwasser, Aachen, ISSN 0342-6068, (2000)
- PAULSRUD, B., HARALDSEN, S.: Experiences with the Norwegian Approval System for small wastewater treatment plants. Wat. Sci. Tech., Vol. 28, No.10, pp. 25-32, (1993).
- SCHLEYPEN, P.: Trends und Entwicklungen in der Abwassertechnik, ATV-Kongreß '95, ATV-Landesgruppen Tagung Bayern, Berichte der ATV, Heft 45, S.277-296, (1995)
- SPATZIERER, G.: Betrieb, Wartung, Überwachung, Betriebsorganisation von Kläranlagen-Kläranlagennachbarschaften, Wiener Mitteilungen, Bd. 130, S.393-418, (1996).
- SPATZIERER, G.: Betriebserfahrungen und –ergebnisse von Klein- und kleinen Kläranlagen in Österreich, Dresdner Berichte, Bd. 12, S. 123-143, (1998)
- SPATZIERER, G.: Personalbedarf auf Kläranlagen, Kläranlagennachbarschaften Folge 8, ÖWAV, S.133-142, (2000).

- STEININGER, R.: Funktionsweise, Reinigungsleistung und Betriebsalltag einer SBR-Kläranlage im ländlichen Raum, Diplomarbeit, TU-Wien, (1997).
- SVARDAL, K.: Erfahrungen mit der mobilen Klärschlammwässerung, Kläranlagennachbarschaften Folge 7, ÖWAV, S.193-203, (1999).
- WA2: Abwasserreinigung in Niederösterreich – Leitfaden für Niederösterreich, Amt der NÖ-Landesregierung, (1995).

Verfasser

Mag. Dr. Andreas FRANZ
Niederösterreichische Umweltschutzanstalt
Abteilung für Abfall- und Abwasseranalytik,
Bereich Abwasseranalytik

Südstadtzentrum 4
A-2344 Maria Enzersdorf

Tel: 02236/44541-902
Fax: 02236/44541-220
Email: ab@nua.at

Einsatzmöglichkeiten von bepflanzten Bodenfiltern

Johannes Laber & Raimund Haberl

Universität für Bodenkultur, Institut für Wasserversorge

Kurzfassung: Vertikal durchströmte bepflanzte Bodenfilter mit intermittierender Beschickung und sandigem Substrat eignen sich sehr gut als Hauptreinigungsstufe für Anlagen der Größenklasse I (<500 EW) und können die diesbezüglichen Anforderungen der 1. AEV erfüllen. Einstufige, vertikal durchströmte und intermittierend beschickte Anlagen können gemäß ÖNORM B 2505 dimensioniert werden. Ebenfalls Stand der Technik ist der Einsatz als Restnitrifikationsstufe mit Ablaufwerten von <1 mg/l NH₄-N. Derartige Anlagen zeigen auch eine gute Pufferwirkung gegenüber Ammoniumstoßbelastungen, wie sie z.B. bei Ausfall eines Belüfterstranges der vorgeschalteten Belebung auftreten können. Restnitrifikationsanlagen sollten mit maximal 500 mm/d beschickt werden und eine Hauptschichtstärke von 50 cm nicht unterschreiten. Für eine weitergehende Denitrifikation und P-Elimination eignen sich derart gestaltete Anlagen allerdings nicht. Bei der Anpassung von Kläranlagen zur Erreichung der Qualitätsziele gemäß 1. AEV könnten bepflanzte Bodenfilter eventuell als Nitrifikationsstufe nach einer auf C-Abbau dimensionierten Belebungs- oder Tropfkörperanlage eingesetzt werden. Voraussetzung ist der ausreichende Grobstoffrückhalt in den vorgeschalteten Stufen (Zwischenklärbecken). Die Einsetzbarkeit beschränkt sich weiters wohl auf Anlagen der Größenklassen I und II. Ein diesbezüglicher Einsatz eines Bodenfilters ist bislang in Österreich nicht erprobt worden, verspricht aber durchaus eine kostengünstige Alternative zum Ausbau der Belebung respektive zum Bau langer Pumpleitungen zur nächsten ARA. Der Wartungsaufwand ist bei nachgeschalteten Bodenfiltern als gering einzustufen und beschränkt sich im wesentlichen auf die Kontrolle der Beschickungseinrichtung und auf eine herbstliche Kontrolle und Spülung des Verteilnetzes. Dadurch sind die Betriebskosten extrem nieder (verglichen z.B. mit biologisch aktivierten Filtern), verbrauchen aber natürlich im Gegensatz zu diesen viel mehr Platz.

Keywords: Bepflanzter Bodenfilter, Nachreinigung, Nitrifikation, Pflanzenkläranlage, Substratwahl, Wartung

1 Bisherige Systementwicklung

Gerade die Sandfiltertechnologie zeigt große Ähnlichkeiten mit vielen Designs von bepflanzten Bodenfiltern, was sich nicht zuletzt darin äußert, dass ähnliche Probleme auftreten können, wie die richtige Substratwahl (Kornverteilung) oder die Kolmation von vertikal durchströmten Sandfiltern (Otis, 1985; Siegrist et al., 1991; Amerson et al., 1991; Miller et al., 1994). Die eigentliche Entwicklung von Pflanzenkläranlagen kann in zwei Komponenten differenziert werden. Die pflanzenphysiologische Komponente entwickelte sich aus der Grundlagenforschung zur Selbstreinigung der Gewässer. Die zweite Komponente der Entwicklung umfasst die Verfahrenstechnik. Diese Komponente entwickelte sich allerdings anfangs zu einer Anhäufung von Verfahrensnamen, dessen Abgrenzung immer feinsinniger wurde und somit eher zur Verwirrung beitrug. Hier sollen nur das Krefelder System nach Seidel, die Wurzelraumentorgung nach Kickuth, die Schilf-Binsen-Anlage nach Haider und Rausch, der bewachsene Bodenfilter nach Geller und Lenz oder das Phyto-Filt-System nach Löffler genannt werden (siehe hierzu auch Pauly, 1992). 1974 ging in Othfresen die erste Großanlage nach Kickuth in Betrieb. Seither zeigte sich eine stetige Forschungsentwicklung, die sich weniger - wie oft behauptet - durch die Durchströmungsrichtung charakterisieren lässt, sondern vielmehr durch eine Gewichtung der maßgeblichen Eliminationsprozesse. Wurde ursprünglich der pflanzenphysiologische Ansatz verfolgt (maßgeblicher Sauerstoffeintrag durch die Wurzeln, Verbesserung der Durchlässigkeit des Bodensubstrates, große Nährstoffaufnahme), erkannte man später die enorme Bedeutung des Biofilmes, welcher an der inneren Oberfläche des Substratkörpers wächst. Das sehr hohe Schlammalter des Biofilmes einer Pflanzenkläranlage ermöglicht eine weitgehende Mineralisation und die Entwicklung von Bakteriengemeinschaften, denen auch Species mit geringer Wachstumsrate (Nitrifikanten) angehören. Enzymatisch katalysierte Redoxreaktionen führen bei ausreichender Sauerstoffversorgung zu einer weitgehenden Reduktion organischer Verbindungen und einer vollständigen Nitrifikation.

Die anfänglich gebauten horizontal durchströmten Anlagen wurden mit kontinuierlicher Beschickung betrieben (Haberl & Perfler, 1989; Wissing, 1995; Cooper et al., 1996; Vymazal et al., 1998). Die Anlagen zeigten zwar eine gute CSB- und BSB₅ -Elimination aber nur eine relativ geringe Nitrifikation (z.B.

Schierup et al., 1990; Haberl & Perfler, 1991; Börner, 1992; Pauly, 1992). Dies war auf die limitierte Sauerstoffversorgung zurückzuführen, da durch Diffusion über die Grenzfläche Substrat/Atmosphäre zu wenig Sauerstoff in das System eingetragen wird, wie eine Untersuchung von Brix (1998) zeigt.

Aufgrund der Forderung nach Nitrifikation auch in kleinen Verhältnissen, wurden in Europa seit Ende der 80iger Jahre Systeme entwickelt, die den Sauerstoffeintrag in das Substrat optimieren. Diese intermittierend beschickten Vertikalanlagen mit Sand als Substrat stellen heute z.B. in Österreich den Stand der Technik dar (Laber et al., 1998a), der auch 1997 in das Normenwerk Einzug gehalten hat (ÖNORM B 2505). Zur Erreichung eines vollständig nitrifizierten Ablaufes bei der Reinigung von kommunalem Abwasser ist stets eine derartige Vertikalstufe einzuplanen (Laber et al., 1998b).

Pflanzenkläranlagen werden heute keineswegs mehr nur für kommunales Abwasser gebaut, sondern auch für Regenabflüsse, Abwässer aus der landwirtschaftlichen Produktion, von Schlachthöfen, aus dem Bergbau u.a. mehr. Die größten Anlagen in Europa haben eine Ausbaugröße von einigen tausend EW (z.B. Lallaing in Frankreich für 15000 EW; Cadelli et al., 1998).

Generell zeigte sich in den 90iger Jahren eine neue Polarisierung in der Verfahrenstechnik. Zum einen werden Systeme entwickelt, die vor dem Hintergrund hoher Grundkosten und strenger Vorschriften durch die Behörden, hinsichtlich Nährstoffelimination und geringem spezifischem Flächenbedarf optimiert werden, und andererseits werden vor allem in den USA extrem extensive Systeme (surface flow wetlands) gebaut, die versuchen, natürliche Feuchtgebiete zu imitieren und neben den eigentlichen Reinigungsfunktionen auch andere Ziele (Habitat für Wildtiere, etc.) verfolgen.

2 Bepflanzte Bodenfilter als Hauptreinigungsstufe

Im Juni 1997 erschien die ÖNORM B 2505 "Bepflanzte Bodenfilter (Pflanzenkläranlagen) Anwendung, Bemessung, Bau und Betrieb" in Österreich. Diese Vornorm bezieht sich auf Anlagen, die als alleinige Hauptstufe für die Reinigung von häuslichem Abwasser geplant sind. Sie umfaßt demnach nicht Anlagen zur Nachreinigung oder zur Reinigung von

gewerblichem Abwasser. Ebenso gehen aus der Norm keine Bemessungsempfehlungen für Kombinationsanlagen hervor. Die ÖNORM B 2505 eignet sich daher nur zur Dimensionierung von einstufigen Anlagen.

Erfahrungsgemäß kann mit horizontal durchströmten bepflanzten Bodenfiltern zwar ein ausreichender Abbau von Kohlenstoffverbindungen (BSB₅, CSB, TOC) erzielt werden, eine wirksame Nitrifikation ist jedoch nur durch Einsatz einer intermittierend beschickten vertikal durchströmten Stufe sichergestellt. Um die Anforderungen der Emissionsverordnung zu erfüllen, ist somit im allgemeinen der Einsatz von Vertikalfiltern bzw. einer Horizontalfilter-Vertikalfilter-Kombination erforderlich. Für die Behandlung von Abwasser mit niedrigen Stickstoffgehalten (zB Grauwasser) bzw. in Anwendungsfällen, wo eine Nitrifikation nicht erforderlich ist, ist auch der ausschließliche Einsatz von Horizontalfilteranlagen möglich.

2.1 Konstruktionshinweise

Allgemein kann festgehalten werden, dass dem Pflanzenbeet eine mechanische Vorreinigung vorzuschalten ist. Dies kann in Form einer Dreikammer-Absetzgrube oder in Form eines Rottebehälters geschehen. Bei größeren Anlagen empfiehlt sich ein Emscherbrunnen.

2.1.1 Flächenbedarf & Beschickung

Die erforderliche Beetfläche beträgt bei einstufigen Anlagen mindestens 5 m²/EW. Für die Intervallbeschickung des Bodenfilters ist eine Zwischenspeicherung des mechanisch vorgereinigten Abwassers notwendig. Zur Sicherstellung einer möglichst schwallartigen Beschickung sowie einer gleichmäßigen Verteilung an der Beetoberfläche ist eine Obergrenze der in einem Becken ausgeführten Beetfläche von ca. 400 m² zu empfehlen. Größere Anlagen sind demnach modulartig aus mehreren Parallelbeeten auszuführen.

Die Sauerstoffversorgung im Bodenkörper wird durch die intermittierende Zulaufbeschickung sichergestellt. Die Länge der Beschickungspause ist von der Durchlässigkeit des Bodenmaterials abhängig. Bei einer Durchlässigkeit von etwa $k = 10^{-4}$ m/s sollte das Beschickungsintervall 3 Stunden nicht unterschreiten. Die Beschickungsdauer soll 15 Minuten nicht überschreiten.

Die Zulaufverteilung ist so zu gestalten, dass das mechanisch gereinigte Abwasser gleichmäßig auf die Beetoberfläche verteilt wird. Dazu ist die Verteilung über Druckleitungen (mindestens DN 50) sinnvoll, die mit einzelnen Auslässen oder als gelochte Leitung (Bohrungsdurchmesser zweckmäßig 8 mm) ausgeführt werden können. Die Ausbringungsöffnungen sind möglichst gleichmäßig über die Beetfläche zu verteilen. Bei oberflächiger Beschickung soll die Einflussfläche je Ausbringungsöffnung 4 m² nicht überschreiten. Bei unterirdischer Beschickung ist ein entsprechend kleinerer Abstand der Ausbringungsöffnungen erforderlich. Gegen Verstopfungen und Erosionen im Austrittsbereich ist das Rohr zB. durch Ummantelung mit Grobkorn 16/32 zu schützen.

2.1.2 Beetaufbau

Den prinzipiellen Aufbau einer einstufigen, vertikal durchströmten Anlage zeigt Abbildung 1.

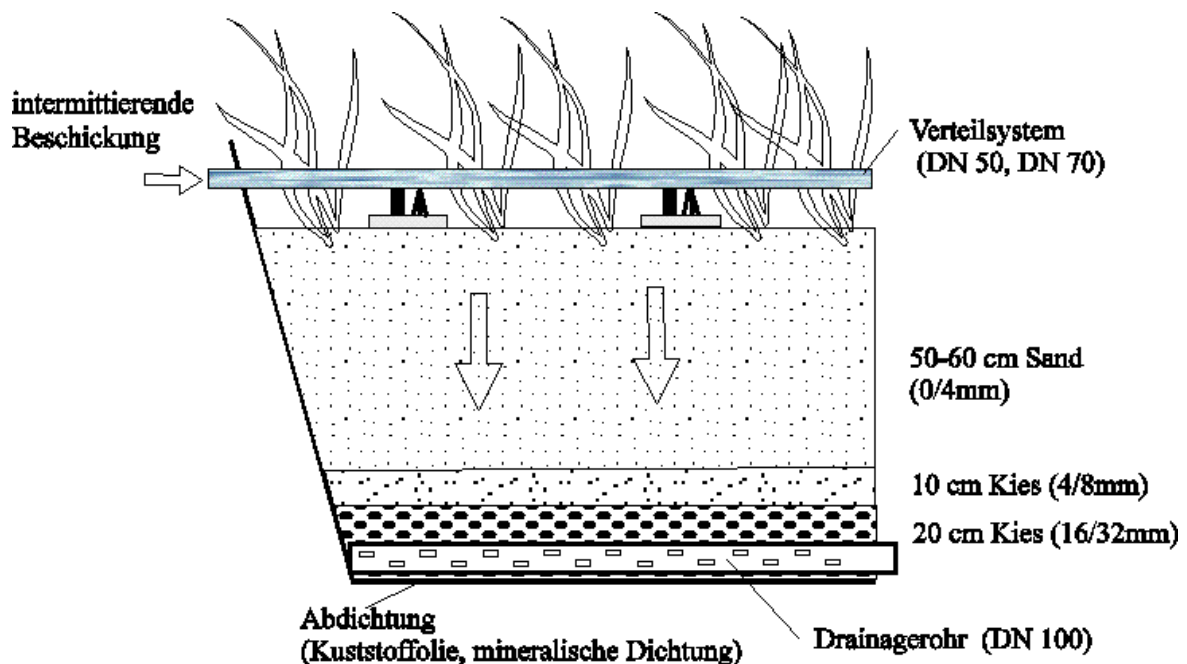


Abbildung 1: Typischer Aufbau eines Vertikalbeetes

Die Beetoberfläche ist eben und horizontal herzustellen. Eine grobkörnige Deckschicht (5-10 cm Stärke) dient allenfalls dazu, Verschlämmungs- und Erosionserscheinungen - bedingt durch die Verteilung des Abwassers an der Oberfläche - zu verhindern. Sie kann auf den Bereich um die Auslassstellen beschränkt werden.

2.1.3 Substratwahl

Als Substrat für die Hauptschicht empfehlen sich enggestufte (Ungleichförmigkeitszahl $U < 4$), gewaschene ($d_{10} > 0,2$ mm), rundkörnige Sande mit einem Durchlässigkeitsbeiwert k_f von etwa 10^{-4} m/s. Gewaschene Sande von 0,06 – 4 mm Korndurchmesser haben sich diesbezüglich als geeignet erwiesen. Abbildung 2 zeigt exemplarisch die Körnungskurven einiger geeigneter Sande. Als Drainagematerial können grobe Schotter verwendet werden. Als Zwischenschicht zwischen Drainage und Hauptschicht sollte gemäß den Filtergesetzen eine etwa 10 cm starke Kiesschicht (etwa 4/8 mm) eingebracht werden.

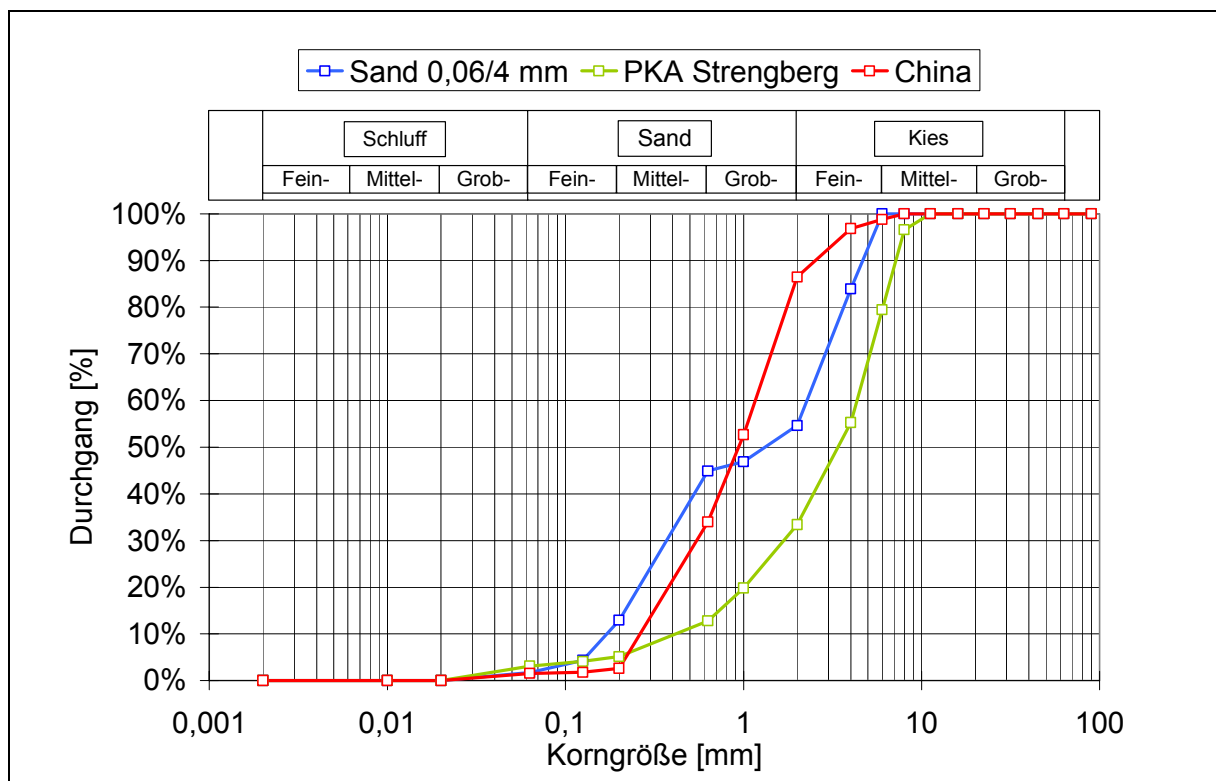


Abbildung 2: Sieblinien verschiedener Sande zur Verwendung als Hauptschicht

2.2 Reinigungsleistung

Im Zuge eines neunjährigen Forschungsprojektes an bepflanzten Bodenfiltern in Oberösterreich mit Ausbaugrößen von 10 – 230 EW zeigte sich, dass derartige, nach ÖNORM dimensionierte Anlagen geeignet sind, ganzjährig die Anforderungen der 1. AEV für kommunales Abwasser für die Größenklasse I einzuhalten und damit dem Stand der Technik entsprechen. Die Anlagen

zeichnen sich durch eine sehr gute Kohlenstoffelimination und Nitrifikation aus. Die Gesamtstickstoffentfernung beträgt bei einstufigen Anlagen ohne Rezirkulation etwa 30-50%. Die Elimination von Phosphor hängt vor allem von den Adsorptionseigenschaften des Substrates ab, nimmt aber jedenfalls mit der Zeit ab, da die Adsorptionsplätze beschränkt sind. Typisch sind daher Eliminationsleistungen von 90% im ersten Betriebsjahr und etwa 50% nach drei Jahren. Abbildung 3 zeigt ein Schema der größten untersuchten Anlage in Oberösterreich (Hörbach - 230 EW). Tabelle 1 zeigt die statistischen Kennzahlen der Zu- und Ablaufkonzentrationen bei Regelbetrieb der Jahre 1996-1999 an der Anlage Hörbach.

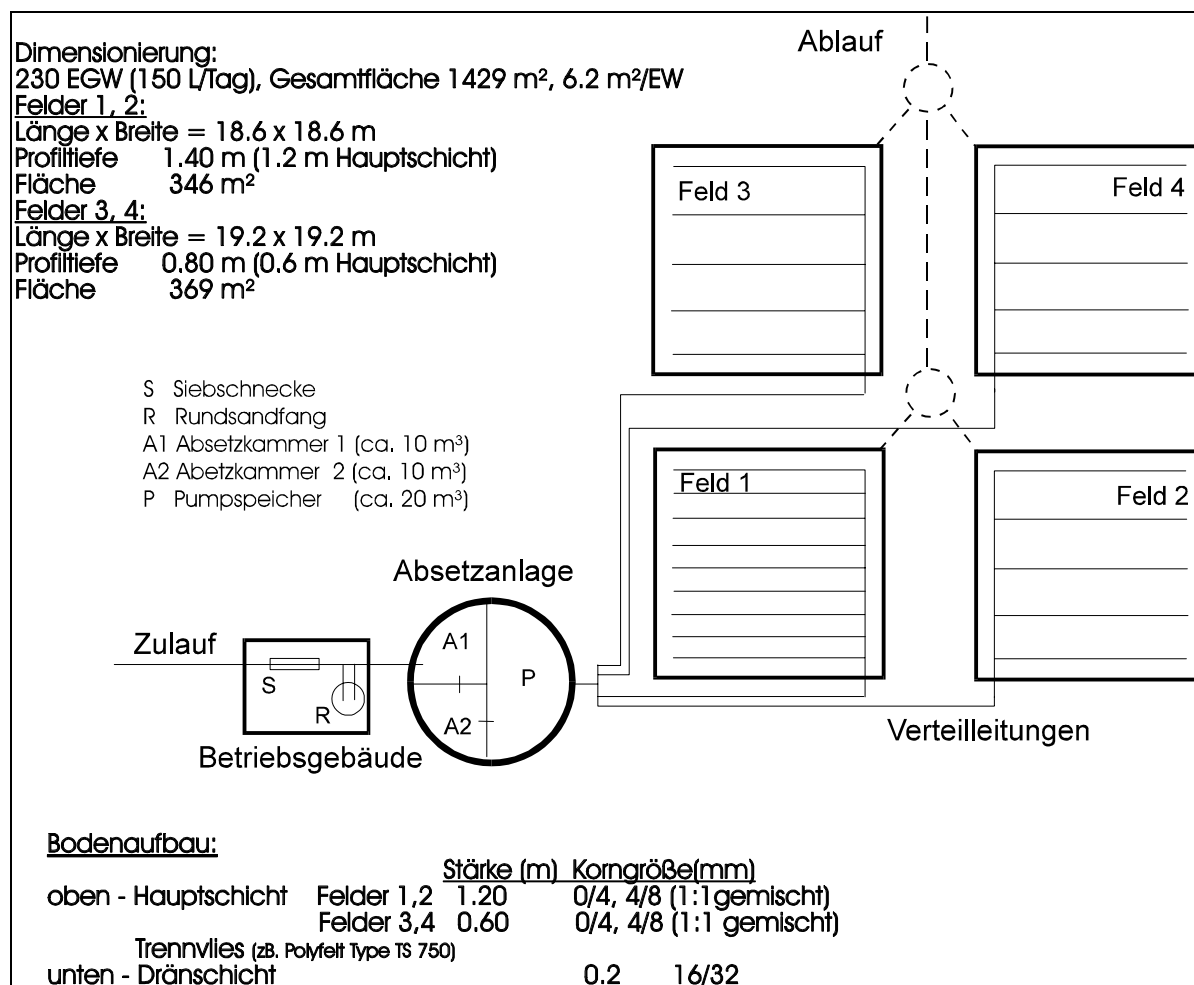


Abbildung 3: Anlagenschema und Dimensionierungswerte der PKA Hörbach

Tabelle 1: Zusammenfassung der Zu- und Ablaufkonzentrationen der PKA Hörbach im Regelbetrieb der Jahre 1996-1999 (Werte in mg/l)

	CSB		BSB5		TOC		TSS		NH4-N		Nges		Pges	
	zu	ab	zu	ab	zu	ab	zu	ab	zu	ab	zu	ab	zu	ab
Werte	31	31	31	31	31	31	31	31	31	31	26	26	31	31
Mittelwert	487	33	256	3,7	187	10,6	167	10	46	4,9	64	32	9	3,9
Median	483	31	215	2	170	8	136	8	47	2,6	64	32	9	3,5
Std.abw.	178	16,2	92	7,2	93	7,5	127	10	11	5,7	24	12	3	1,7

3 Bepflanzte Bodenfilter als Nachreinigungsstufe

Das Erfordernis einer über das Maß der Abwasseremissionsverordnungen hinausgehenden Reinigungsleistung von Kläranlagen wird zumeist aus Immissionsgründen bei leistungsschwachen Vorflutern abgeleitet. Demnach sind zur wasserrechtlichen Bewilligung anstehende Einwirkungen auf Gewässer nicht nur hinsichtlich der Einhaltung des Standes der Reinhaltetechnik, sondern auch auf ihre Verträglichkeit mit Anforderungen an den Gewässerzustand zu beurteilen. Die wesentlichste Forderung zur Erhaltung der ökologischen Qualität von Gewässern besteht im Begriff der ökologischen Funktionsfähigkeit seitens des Wasserrechtes (Seidel, 1996).

In der Regel ergeben sich aus den obigen Betrachtungen Anforderungen zur weitergehenden Nitrifikation oder sogar zur weitergehenden N-Entfernung oder Phosphorelimination. Derartige dritte Reinigungsstufen sind zumeist Filtrationsverfahren (biologisch aktivierte, spülbare Filter) zur Restnitrifikation. Eine weitere Kohlenstoffentfernung derartiger Stufen auf das Niveau einer schwer abbaubaren Hintergrundbelastung ergibt sich dabei meist aufgrund des guten Suspensa-Rückhaltes (Partikelabtrieb aus der Nachklärung) der Filterstufen. Eine Ergänzung dieses Spektrums der dritten Reinigungsstufen stellen bepflanzte Bodenfilter dar.

3.1 Konstruktionshinweise

Im folgenden soll lediglich auf Anlagen eingegangen werden, die für das Reinigungsziel "Restnitrifikation" (Einhaltung eines $\text{NH}_4\text{-N}$ Ablaufgrenzwertes von 1 mg/l) geplant sind. Da der Sauerstoffeintrag über Diffusion bei horizontal durchströmten Anlagen nicht ausreicht, um den erforderlichen Sauerstoffbedarf

bei einer geringen spezifischen Flächengröße abzudecken, kommen für Anlagen mit dem Reinigungsziel der Restnitrifikation nur vertikal durchströmte Anlagen mit intermittierender Beschickung in Frage.

Derartig nachgeschaltete Anlagen werden zumeist als Nachreinigung konventioneller Belebungsanlagen (mit getrennter Belegung und Nachklärung) oder von SBR-Anlagen eingesetzt. Als wichtigste Voraussetzung für einen problemlosen Betrieb des bepflanzten Bodenfilters ist die ausreichende Schlammabsetzwirkung der Nachklärung anzusehen, da bei vermehrtem Schlammabtrieb mittelfristig mit Kolmation der obersten Substratschicht zu rechnen ist. Eine derartige Kolmation verhindert den ausreichenden Sauerstoffeintrag mittels Konvektion und Diffusion und beeinträchtigt somit die Nitrifikation.

3.1.1 Flächenbedarf & Beschickung

Um bei einer durchschnittlichen Zulaufbelastung von 4-5 mg/l $\text{NH}_4\text{-N}$ einen Ablaufgrenzwert von <1 mg/l einzuhalten, sollte die hydraulische Belastung maximal 500 mm/d betragen (entspricht daher einer stofflichen Belastung von maximal 2,5 g $\text{NH}_4\text{-N}/\text{m}^2/\text{d}$). Zur Vergleichbarkeit umgerechnet, entsprechen diese Werte einem spezifischen Flächenbedarf von 0,3 $\text{m}^2/\text{EW}_{150}$ bzw. 0,4 $\text{m}^2/\text{EW}_{200}$. Dies gilt, wie bereits erwähnt, bei Betriebswerten der konventionellen, biologischen Stufe (z.B. Belegung) von etwa 5 bis max. 10 mg/l $\text{NH}_4\text{-N}$ im Ablauf der Nachklärung.

Zwischen den einzelnen Beschickungen kann die minimale Pausenzeit auf etwa 2 Stunden reduziert werden. Messungen haben gezeigt, dass mit etwa 20-40 g $\text{O}_2/\text{m}^2/\text{d}$ Sauerstoffeintrag ins Beet über Konvektion und Diffusion gerechnet werden kann (Cooper, 1999). Bei derartigen Angaben ist allerdings Vorsicht geboten, da die Werte stark vom Porenaufbau/ Porengrößenverteilung etc. und somit vom Substrat abhängig sind. Eine dritte Möglichkeit der Beschickung ist die direkte Beschickung aus einem SBR-Becken, wobei das dekantierte Wasser direkt ins Verteilnetz des bepflanzten Bodenfilters geleitet wird. Hierzu ist allerdings zu bemerken, dass dies nur bei Zykluszeiten von z.B. 6 Stunden zu einer sinnvollen Beschickungsfrequenz führt, da bei besonders langen Zyklen (etwa 12 Stunden) sehr große Mengen auf einmal ausgetauscht und somit auf das Pflanzenbeet geleitet werden, was zu einer Überlastung des Filters mit dementsprechend schlechteren Ablaufwerten führt. Hier wäre die Installation

eines Zwischenspeicherschachtes vorteilhaft, aus dem z.B. dann alle drei Stunden beschickt wird.

3.1.2 Beetaufbau

Der Beetaufbau kann ebenso erfolgen wie bei Anlagen als Hauptreinigungsstufe. Eine Mächtigkeit der Hauptschicht von 50 cm ist nicht zu unterschreiten.

3.1.3 Substratwahl

Auch die Substratwahl ist prinzipiell gleich wie bei Anlagen zur biologischen Hauptreinigung. Allerdings können bei Nachreinigungsanlagen auch Sande mit einem geringeren Feinkornanteil sinnvoll sein, etwa Sande der Körnung 1/3 mm oder 1/4 mm.

3.2 Reinigungsleistung

Das Ergebnis eines zweijährigen Forschungsprojektes (1995-1997) an dem bepflanzten Bodenfilter Strengberg/NÖ zeigt, dass die um 10 mg/l stark schwankende $\text{NH}_4\text{-N}$ - Zulaufkonzentration zu >95% nitrifiziert werden konnte und der Ablauf nie über 1 mg/l $\text{NH}_4\text{-N}$ stieg (Schönerklee et al., 1997). Diese hohe Nitrifikationsrate von 95% konnte in mehreren Versuchsläufen bestätigt werden. Neben der guten Nitrifikation kam es auch zu einem weiteren Abbau des CSB von durchschnittlich 45 mg/l auf eine Hintergrundbelastung von 30 mg/l (30% Eliminationsleistung). Ein weiterer CSB-Abbau scheint unrealistisch und wohl auch irrelevant. Zu einem statistisch signifikanten Phosphorrückhalt kam es bei diesen Belastungseinstellungen (500 mm/d) nicht mehr.

Ein besonders interessantes Ergebnis ist in Abbildung 4 dargestellt. Hier wurde im Februar 1997 bei einer Abwassertemperatur von 5-7 °C am Bodenfilter Strengberg eine Ammoniumstossbelastung simuliert (durch Dosierung von Ammoniumchlorid im Zulauf) - wie sie z.B. durch Ausfall der Belüftung in der vorgeschalteten Belebungsanlage entstehen kann - und das Abbauverhalten des mit 400 mm/d beschickten Pflanzenbeetes gemessen.

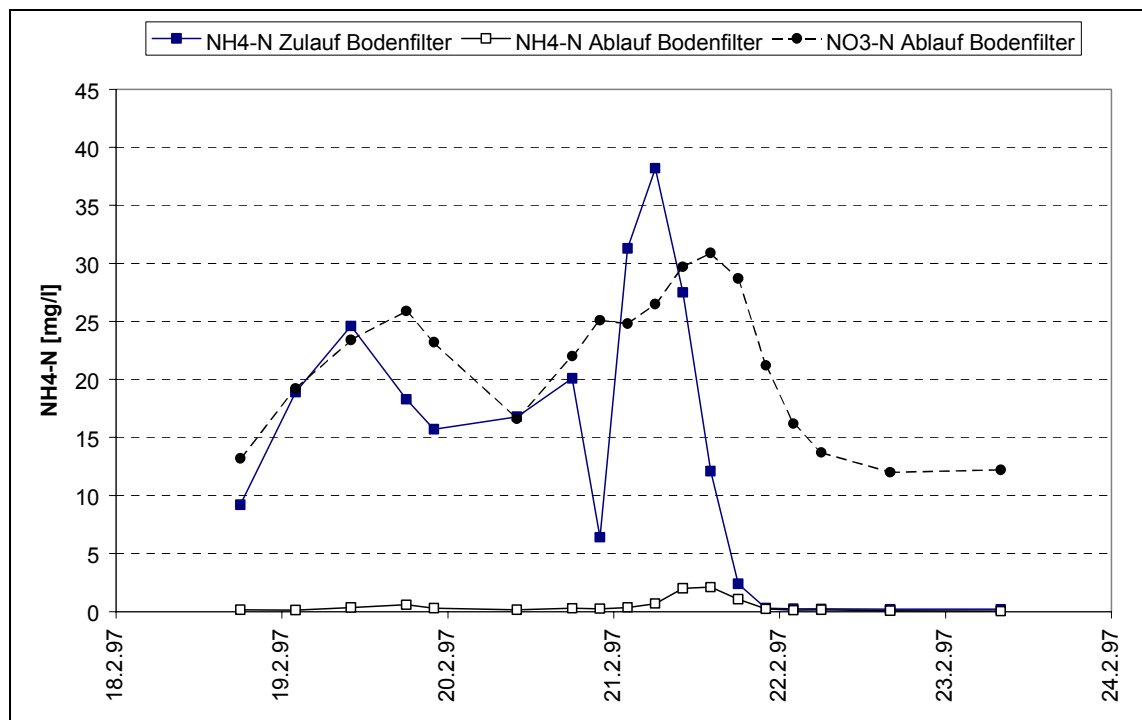


Abbildung 4: Ergebnis des $\text{NH}_4\text{-N}$ - Stoßbelastungsversuches am bepflanzten Bodenfilter Strengberg bei einer Abwassertemperatur von 5-7 °C

Das Ergebnis zeigte deutlich, dass ein bepflanzter Bodenfilter eine kurzfristig auftretende Ammoniumspitze abpuffern kann und es nur zu geringen Erhöhungen des Ablaufwertes kommt (im gezeigten Fall von etwa 0,3 mg/l auf maximal 2,1 mg/l $\text{NH}_4\text{-N}$). Ein völliger Ausgleich ist nicht möglich, da hierfür aufgrund von Substratmangel im Normalbetrieb die Nitrifikantenpopulation zu gering ist. Die trotzdem so hohe Abbaurrate ist aufgrund von kurzfristiger Adsorption im Biofilm mit anschließendem Abbau möglich.

4 Anpassung überlasteter Kläranlagen mittels bepflanzter Bodenfilter – Möglichkeiten und Restriktionen

Für die oben ausgeführten Einsatzfälle für bepflanzte Bodenfilter (Hauptreinigung für ARAs der Größenklasse I und Nachreinigung konventioneller Belebungsanlagen) liegen umfangreiche Betriebsergebnisse von einer Vielzahl von Anlagen aus ganz Europa vor. Bepflanzte Bodenfilter können für diese Einsatzzwecke mittlerweile als Stand der Technik angesehen werden.

Keine Erfahrung liegt in Österreich mit bepflanzten Bodenfiltern vor, die zur Anpassung überlasteter Kläranlagen an die Reinigungserfordernisse der 1. AEV für kommunales Abwasser eingesetzt werden. Trotzdem sollen im folgenden die Möglichkeiten und Restriktionen eines derartigen Einsatzgebietes diskutiert werden. Dies insbesondere deswegen, weil eine derartige Anpassung durchaus eine kostengünstige Variante darstellen kann. Aufgrund des Flächenbedarfes, der mit der Fläche annähernd linear ansteigenden Kosten und den bekannten Stärken des Systems hinsichtlich Nitrifikation werden die Überlegungen auf die Anpassung von Kläranlagen der Größenklasse I und II (<5000 EW) beschränkt.

4.1 Anpassungsszenarien

Eine Überlastung einer bestehenden Kläranlage kann mehrere Ursachen haben und der Grad der Anpassungsnotwendigkeit kann sehr unterschiedlich ausfallen. Beispielhaft werden zwei Anpassungsszenarien angeführt und die Möglichkeiten des Einsatzes von bepflanzten Bodenfiltern diskutiert.

4.1.1 ARA nur auf C-Entfernung dimensioniert

Bei Anlagen der Größenklasse I und II ist gemäß AEV neben einer Phosphorelimination ab 1000 EW, die mittels Fällung in der bestehenden Belebungsanlage durchgeführt werden kann, vor allem die Nitrifikation erforderlich. Wie schon in Punkt 3 ausgeführt, eignen sich bepflanzte Bodenfilter prinzipiell sehr gut zur Nitrifikation.

Bezüglich der erforderlichen, spezifischen Fläche einer derartigen, nachgeschalteten Nitrifikationsstufe liegen lediglich Erfahrungen von einer Anlage in Nepal vor. Dort wird ein vertikal durchströmtes Beet als Nitrifikationsstufe für einen weitgehend CSB freien Ablauf (50 mg/l) verwendet (Ausbaugröße: 130 EW). Das Beet wird mit 170 mm/d intermittierend beschickt (Laber et al., 1999). Der spezifische Flächenbedarf beträgt somit etwa 1 m²/EW. Die Zulaufbelastung zur Nitrifikationsstufe beträgt durchschnittlich 30 mg/l, die Flächenbelastung für das Pflanzenbeet beträgt somit 5,1 g NH₄-N/m².

Bei typisch österreichischen Verhältnissen ist beim Trennsystem und kleinen Anschlußgrößen (<5000 EW) durchaus mit 50-60 mg/l NH₄-N zu rechnen. Unter Berücksichtigung dieser Konzentrationen und der oben genannten Flächenbelastung ergibt sich ein empfohlener Flächenbedarf von 2 m²/EW,

wobei hier aufgrund der geringen Erfahrungen noch Bedarf an Überprüfung im Großversuch besteht.

4.1.2 ARA hydraulisch überlastet

Bei älteren Anlagen in Gebieten mit in der Vergangenheit starkem Zuwachs an Einleitern ergibt sich neben dem Problem der Nitrifikation vor allem auch das Problem der hydraulischen Überlastung und hier vor allem der Nachklärung. Ein bepflanzter Bodenfilter eignet sich für einen derartigen Einsatzfall nicht, da bei Schlammabtrieb die Gefahr der Kolmation der Filteroberfläche besteht. Im Gegensatz zu biologisch aktivierten Filtern werden bepflanzte Bodenfilter nicht rückgespült. Es besteht also nicht die Möglichkeit, die akkumulierten Suspensa mittels Luft-Wasserspülung wieder auszuspülen. Es werden zwar beim bepflanzten Bodenfilter die eingetragenen organischen Stoffe und der Überschussschlamm der heterotrophen Bakterien bis zu einem gewissen Grad mineralisiert und somit abgebaut, doch übersteigt der Schlammabtrieb aus einer überlasteten Nachklärung wohl diese Abbaurate.

5 Hinweise zur Wartung von bepflanzten Bodenfiltern

Es ist ein Wartungsbuch zu führen, in welches die im folgenden beschriebenen Wartungsarbeiten vermerkt werden und notwendige Bemerkungen eingetragen werden können. Folgende minimal durchzuführende Wartungsarbeiten sind die Voraussetzung für einen problemlosen Betrieb und eine stabile Reinigungsleistung der Anlage:

5.1 Wöchentliche Arbeiten

- Kontrolle der Beschickungseinrichtung (Pumpe, Heber, Schwenkrohr)
- optische Kontrolle des Ablaufschachtes
- Kontrolle der Pflanzenbeetoberfläche auf allfällige Pfützenbildung durch Kolmation der Infiltrationsfläche; Überschreitet die permanente Pfützenbildung 20% der Beetoberfläche, so ist die Nachklärung auf Schlammabtrieb zu kontrollieren und ein derartiger Abtrieb zu verhindern.
- Eintragung ins Wartungsbuch

5.2 Einmal jährlich (Herbst) durchzuführende Arbeiten ("Herbstservice")

- Spülung des Verteilsystems
- Kontrolle des Gefälles des Verteilsystems, ev. nachjustieren

5.3 Alle 2-3 Jahre durchzuführende Arbeiten

- Schilfschnitt etwa 20 cm über Beetoberkante und mit anderem Grünschnitt kompostieren

6 Literatur

- Amerson R. S., Tyler E. J. & Converse J. C. (1991). Infiltration as affected by compaction, fines and contact area of gravel. On-site wastewater treatment. Conference Proceedings, Chicago, USA, ASAE Publication 10-91, 243-247.
- Börner T. (1992). Einflußfaktoren für die Leistungsfähigkeit von Pflanzenkläranlagen. Schriftenreihe Wasserversorgung, Abwasserbeseitigung und Raumplanung, TH Darmstadt, 58.
- Brix H. (1998). Constructed wetlands in Denmark. In: Constructed Wetlands for Wastewater Treatment in Europe, J. Vymazal, H. Brix, P. F. Cooper, M. B. Green & R. Haberl (Eds.), Backhuys Publishers, Leiden, 123-152.
- Cadelli D., Radoux M. & M. Nemcova (1998). Constructed wetlands in Belgium. In: Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe, Vymazal J., Brix H., Cooper P. F., Green M. B. and Haberl R. (Eds), Backhuys Publishers, Leiden.
- Cooper P. F. (1999). A review of the design and performance of vertical-flow and hybrid reedbed treatment systems. Wat. Sci. Tech. 40/3, 1-10.
- Cooper P.F., Job G.D., Green M.B. & Shutes R.B.E. (1996). Reed beds and Constructed Wetlands for Wastewater Treatment. WRc Publications, Medmenham, Marlow, UK.
- Haberl R. & R. Perfler (1989). Rootzone System Mannersdorf - New Results. In: Constructed Wetlands for Wastewater Treatment, D. A. Hammer (Ed.), Lewis Publishers, 606-621.
- Haberl R. & R. Perfler (1991). Nutrient removal in a reed bed system. Wat. Sci. Tech. 23, 729-734.
- Laber J., Haberl R. & R. Perfler (1998a). Advanced Nitrogen Elimination in Vertical Flow Constructed Wetlands in Cold Climates. Proceedings of the 7th International Congress of Ecology, Florence - Italy.
- Laber J., Perfler R. & R. Haberl (1998b). Bemessung von Pflanzenkläranlagen in Österreich nach ÖNORM B 2505. Dresdner Berichte 12, Dresden 1998.

- Laber J., Haberl R. & R. Shresta (1999). Two Stage Constructed Wetland for Treating Hospital Wastewater in Nepal. *Wat. Sci. Tech.* 40/3, 317-324.
- Miller D. A., Sack W. A., Dix S. P., Faredoon K. M. & Lambert M. E. (1994). Solids accumulation in recirculating sand filters. On-site wastewater treatment. Conference Proceedings, Atlanta, USA, ASAE Publication 18-94, 301-309.
- Otis R. J. (1985). Soil clogging: mechanisms and control. On-site wastewater treatment. Conference Proceedings, New Orleans, USA, ASAE Publication 07-85, 238-250.
- Pauly U. (1992). Ausstattung, Entwicklung, Leistung und Verhalten einer Wurzelraumanlage mit integrierter Schlammbehandlung. Dissertation an der Gesamthochschule Kassel.
- Schierup H-H., Brix H. & Lorenzen B. (1990). Wastewater treatment in constructed reed beds in Denmark - state of the art. In: *Constructed wetlands in water pollution control*, P. F. Cooper & B. C. Findlater (Ed.), Pergamon Press, Oxford, UK, 495-504.
- Schönerklee M., Koch F., Laber J., Perfler R. & R. Haberl (1997). Pflanzenkläranlage Strengberg – Endbericht, Herausgeber: Amt der NÖ Landesreg., Abt. WA 2, St. Pölten.
- Seidel B. (1996). Wissenschaftliche Beiträge für die gesamtökologische Beurteilung zur Abwasserreinigung im ländlichen Raum. Herausgeber: Amt der NÖ Landesreg., Abt. B/9, Wien.
- Siegrist R. L., Smed-Hildmann R., Filip Z. K. & Jenssen P. D. (1991). Humic substance formation during wastewater infiltration. In: *On-site wastewater treatment. Conference Proceedings*, Chicago, USA, ASAE Publication 10-91, 223-232.
- Vymazal J., Brix H., Cooper P. F., Green M. B. and Haberl R. (Eds, 1998). *Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe*. Backhuys Publishers, Leiden.
- Wissing F. (1995). *Wasserreinigung mit Pflanzen*. Ulmer Verlag, Stuttgart.

Ao. Univ. Prof. DI Dr. Raimund Haberl
Dipl. Ing. Dr. Johannes Laber

Institut für Wasserversorgung, Gewässerökologie und Abfallwirtschaft
Abteilung für Siedlungswasserbau, Industriewasserwirtschaft und Gewässerschutz
Universität für Bodenkultur Wien

Muthgasse 18
1190 Wien

Tel.: 01 / 36006 – 5803
Fax: 01 / 368 99 49
E-mail: Laber@iwga-sig.boku.ac.at

Beispiele der Abwasserreinigung bei fehlendem Vorfluter

Birgit Vogel & Matthias Zessner

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU Wien

Kurzfassung: Dieser Beitrag präsentiert erste Zwischenergebnisse eines Forschungsprojektes, welches am Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft (TU Wien), am Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft (TU Wien) und am Institut für Wassergüte der Bundesanstalt für Wasserwirtschaft bearbeitet wird. Untersucht werden drei Kläranlagen, deren Ablauf auf Grund des Fehlens eines Vorfluters in den Untergrund versickert wird. Anhand der Parameter TOC, Stickstoff und Phosphor werden die Reinigungsleistungen der drei Kläranlagen (A, B und C) beschrieben, wobei ein Schwerpunkt auf die unterschiedlichen Nachreinigungsstufen von zwei Anlagen (A und C) gelegt wird. Neben der Effizienz der Nachreinigung werden auch anfallende Kosten vergleichend dargestellt. In Hinblick auf hygienische Fragestellungen wird die Reduktion von abwasserbürtigen Mikroorganismen während aller Reinigungsstufen erläutert. Der Einfluss des versickerten, gereinigten Abwassers auf die Grundwasserqualität wird anhand vorläufiger Ergebnisse von Untersuchungen des Umgebungsbereiches der Kläranlage A ausschnittsweise dokumentiert. Grundwassersonden wurden dort im Rahmen eines regelmäßigen Programms (Mai 1999 - Jänner 2001) beprobt und hinsichtlich chemisch-physikalischer sowie mikrobiologischer Parameter untersucht, um so den Einfluss des versickerten Kläranlagenablaufs auf das Grundwasser zu erheben.

1 Einleitung

Grundsätzlich kann Versickerung von gereinigtem Abwasser in den Untergrund aus mehreren Gründen als Bestandteil eines Abwasserreinigungskonzeptes angestrebt werden. Einerseits kann durch den Versickerungsprozess Grundwasser in Regionen mit Wasserknappheit angereichert werden. Andererseits wird der Ablauf von Kläranlagen in den Boden infiltriert, wenn ein entsprechender Vorfluter zur Aufnahme des gereinigten Abwassers fehlt und

eine Ableitung zu einem weit entfernten Fließgewässer wirtschaftlich nicht sinnvoll ist. Die Infiltration von gereinigtem Abwasser kann die Qualität von Grundwasser in Abhängigkeit von den dotierten Abwassermengen sowohl in chemisch-physikalischer als auch hygienischer Hinsicht beeinflussen. In Österreich wird auf Grund der strengen Vorgaben des Wasserrechtsgesetzes (BGBl.Nr. 215/1959; zuletzt geändert durch BGBl. I Nr. 90/2000) und einiger ungelöster Fragestellungen, eine derartige Vorgangsweise zumeist äußerst restriktiv behandelt.

Im Rahmen eines Forschungsprojektes, dessen Durchführung durch das Bundesministerium für Bildung, Wissenschaft und Kultur, die Landesregierung Burgenland, das Bundesministerium für Arbeit und Wirtschaft und die Österreichische Kommunal Kredit ermöglicht wird, werden im Osten Österreichs drei Kläranlagen, bei denen gereinigtes Abwasser versickert wird, und deren umgebender Grundwasserkörper untersucht. Ziel ist es, die Beeinflussung des Grundwassers durch den versickerten Kläranlagenablauf zu erfassen. Das Projekt wurde im Mai 1999 gestartet und wird planmäßig Ende des Jahres 2001 abgeschlossen. Über einen Zeitraum von zwei Jahren wurden neben der regelmäßigen Beprobung der Kläranlagen eine Reihe installierter Grundwassersonden im Einflussbereich der Infiltration beprobt, um das Ausmaß des Einflusses von gereinigtem Abwassers auf die Grundwasserqualität festzustellen.

Untersuchungen bestimmter chemisch-physikalischer Parameter sollen ein klärendes Wissen über Konzentrationen, Frachten und Verhalten bestimmter Substanzen sowohl in den Kläranlagen als auch während der Untergrundpassage liefern. Zusätzlich werden abwasserbürtige Mikroorganismen als qualitative Indikatoren herangezogen und deren Reduktion während der Abwasserreinigung und der Untergrundpassage dokumentiert. Hydrologische und hydraulische Erhebungen werden für das Erstellen eines mathematischen Grundwassertransportmodelles verwendet. Dieses Modell soll zukünftig, in Abstimmung mit lokalen Gegebenheiten, Prognosen über die Ausbreitung von gereinigtem Abwasser im Untergrund und dessen Einfluss auf die Grundwasserqualität über den direkten Untersuchungsbereich hinaus ermöglichen.

Diese Publikation reflektiert erste Ergebnisse zur Charakterisierung der drei Untersuchungsstandorte, präsentiert nach der Beschreibung der Anlagen sowohl ihre Reinigungsleistung als auch die Bakterienreduktion innerhalb der verschiedenen Reinigungsstufen und geht auf die Beeinflussung der Ablaufversickerung auf das Grundwasser ein. Der Schwerpunkt der Darstellungen in Bezug auf die Kläranlagen wird auf die unterschiedlich ausgelegten Nachreinigungsstufen der Anlagen A und C gelegt. Zusätzlich wird der Kostenaufwand für die Nachreinigungsstufen dokumentiert. Der Einfluss des infiltrierten gereinigten Abwassers auf die Grundwasserqualität wird anhand von Untersuchungserkenntnissen des Umgebungsbereiches der Kläranlage A beispielhaft für ausgewählte Parameter detailliert dargestellt. Es handelt sich um vorläufige Ergebnisse, da das Projekt erst mit Ende des Jahres 2001 abgeschlossen wird und abschließende Interpretationen somit noch ausstehen.

2 Beschreibung des Untersuchungsgebietes

Das Untersuchungsgebiet ist geographisch im Osten Österreichs situiert. Die Siedlungsstruktur ist ländlich geprägt, wobei sich der wirtschaftliche Schwerpunkt der Region vornehmlich auf Landwirtschaft und Weinbau konzentriert. Auch der Tourismus hat für die Region eine gewisse wirtschaftliche Bedeutung.

Das geo-morphologische Bild der untersuchten Region ist im Wesentlichen von eiszeitlichen Sedimentablagerungen geprägt, die dem stark verzweigten Flusssystem der Donau dieser Zeit zugeordnet werden können (TAUBER, 1959). Rasche Sedimenttransport- und Umlagerungsvorgänge in diesem ständig im Umbau begriffenen System verhinderten zeitlich und räumlich anhaltende Kornsortierungsvorgänge, sodass es nicht zur Bildung ausgedehnter homogener Sedimentkörper kommen konnte. Der Sedimentaufbau der Region wird daher durch einen sehr heterogenen Schotterkörper mit einem hohen Sandanteil geprägt. Der Stauer dieses grundwasserführenden Schotterkörpers besteht aus Sanden und Süßwassermergeln. Wie in Tabelle 1 ersichtlich, variiert die Mächtigkeit des Grundwasseraquifers zwischen 4 m bis 14,5 m. Die Größe des mittleren Flurabstands der Untersuchungsregion kann zwischen 0,5 m und 6 m eingeordnet werden (Sauerzopf, 1959; Tauber, 1959; Haas et al., 1992; TU, 1999).

Die Region wird durch subozeanisches Klima mit einem mittleren Jahresniederschlag von ca. 550 mm charakterisiert. Die aus Niederschlägen resultierende Grundwasserneubildung ist gering, da im Sommer die Evapotranspiration häufig über den Niederschlagsmengen liegt (Borovicény et al., 1992). Deshalb und auf Grund der Nutzung von Grundwasser für die landwirtschaftliche Bewässerung ergeben sich die niedrigsten Grundwasserstände während der Sommermonate und im Frühherbst. Die höchsten Grundwasserstände werden gleichermaßen im Spätherbst als auch im Winter registriert.

Tabelle 1: Charakteristische Aquiferparameter im Bereich der Kläranlagen A, B und C.

	Mittlerer Flurabstand (m)	Mächtigkeit Aquifer (m)	Durchlässigkeit (m)
Untersuchungsgebiet im Bereich der Kläranlage A			
Haas et al. (1992)	>4	<6 - <11	$1,6 \cdot 10^{-3} - 9,0 \cdot 10^{-5}$
TU, (1999)	5-6	4-10	--
Untersuchungsgebiet im Bereich der Kläranlage B			
Haas et al. (1992)	2-4	6-13	$1,6 \cdot 10^{-2} - 9,0 \cdot 10^{-5}$
TU, (1999)	0,5 - 2	8 – 14,5	--
Untersuchungsgebiet im Bereich der Kläranlage C			
Haas et al. (1992)	2 - 4	6 - >13	$1,6 \cdot 10^{-4} - 9,0 \cdot 10^{-6}$
TU, (1999)	1-2	5-11	--

3 Beschreibung der Kläranlagen

3.1 Bemessungsparameter und Betriebsdaten

Kläranlage A

Die im Trennsystem erfassten Abwässer werden über Druckleitungen und Pumpwerke zu der etwa 2 km vom Ortszentrum entfernten Kläranlage A geleitet. Diese ist als vollbiologische, schwach belastete Anlage für Stickstoff- und Kohlenstoffentfernung bei gleichzeitiger Schlammstabilisierung für eine Belastung von 7000 Einwohnerwerten (EW) konzipiert. Die tatsächliche mittlere Auslastung der Anlage liegt bei ca. 2450 EW (1 EW = 120 g CSB/d),

wobei die Maximalauslastung im Zweiwochenmittel 4300 EW beträgt. Die Phosphorentfernung erfolgt über Zudosierung eines Fällmittels (Eisenchlorid, ca. 20 l/d). Die Kläranlage A ist seit dem Jahre 1997 in Betrieb.

Vom Hauptpumpwerk gelangen die Abwässer über eine Mengenmessung in die mechanische Reinigungsstufe mit automatischem, zweistraßigem Siebrechen und Rundsandfang. Nach dem Rundsandfang durchläuft das Abwasser die biologische Reinigungsstufe, welche aus zwei parallel betriebenen Belebungsbecken, zwei Nachklärbecken (wovon eines derzeit als Ausweichvolumen für den Überschussschlammabzug genutzt wird) und einem Rücklaufschlammumpwerk besteht. Eine entsprechende Steuerung der Sauerstoffzufuhr über Tiefenbelüfter mit Drehkolbengebläse im Belebungsbecken bewirkt sowohl belüftete als auch unbelüftete Zonen und gewährleistet so Kohlenstoffabbau, Nitrifikation und Denitrifikation. Die intermittierende Nitrifikation/Denitrifikation wird über den Sauerstoffgehalt gesteuert. Bei Belüftungszeiten von etwa 30 Minuten kommt es zu Zeiten geringerer Belastung (Nacht) zu Belüftungspausen von bis zu 2 Stunden. Tagsüber betragen die Belüftungspausen, je nach Belastung der Anlage, etwa 30 bis 50 Minuten. Für die Bewegung und Durchmischung des Abwasserstromes kommen zusätzlich Tauchpropellerrührwerke zum Einsatz.

Der Überschussschlamm wird in den Schlamm-speicher geleitet, der auch als Eindicker dient. Der eingedickte Schlamm wird in der Landwirtschaft verwertet und das Trübwasser (TW) in gewissen Abständen aus dem Eindicker in das Belebungsbecken zurückgeleitet.

Der Ablauf des Nachklärbeckens passiert anschließend die Nachreinigungsstufen, welche aus einem Schönungsteich, einem Kiesfilterkörper und Sickerteichen (Sickerbiotopen) bestehen. Das gereinigte Abwasser wird direkt aus den Sickerteichen in den Untergrund infiltriert.

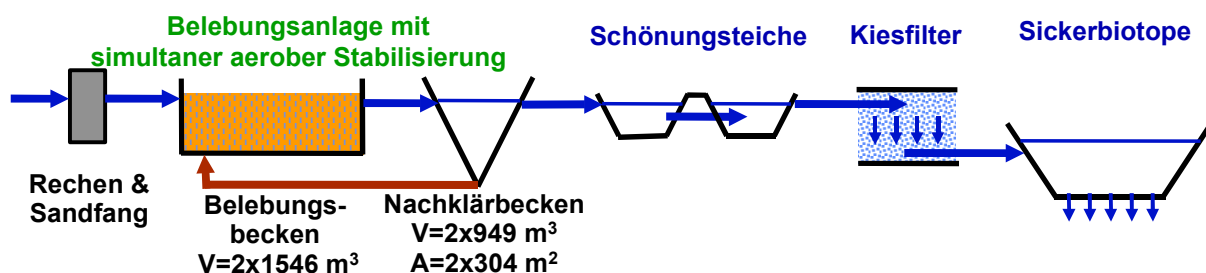


Abbildung 1: Schema der Kläranlage A.

Kläranlage B

Die Kläranlage B ist seit 1990 in Betrieb. Die Abwasserableitung zur Kläranlage erfolgt über ein Mischsystem. Neben dem anfallenden Schmutzwasser wird auch das gesamte Regenwasser in einem Fangbecken gesammelt und der Kläranlage zugeleitet. Die Kläranlage ist auf 7250 Einwohnerwerte (EW) ausgelegt und wird mit weitgehender Nitrifikation/Denitrifikation und Phosphorfällung (Einsatz von Eisensulfat) betrieben. Die tatsächliche Auslastung der Anlage beträgt zur Zeit 2860 EW wobei die maximale Fracht, als Mittelwert von zwei Wochen, bei 4700 EW liegt. Das Belebungsbecken der Kläranlage ist als Umlaufbecken ausgeführt und wird über Mammutrotoren belüftet. Die Steuerung der Belüftung für eine intermittierende Nitrifikation/Denitrifikation erfolgt über den Sauerstoffgehalt. Auf diese Weise werden Belüftungszeiten von etwa 30 bis 50 Minuten erzielt, während die Pausenzeiten der Belüftung je nach Belastung (Tag bzw. Nacht) zwischen 40 Minuten und 2 Stunden liegen. Der Ablauf des Nachklärbeckens wird über Staurieselbeete versickert. Der Überschussschlamm der Kläranlage wird in einem Eindicker, welcher zusätzlich als Schlamm Speicher dient eingedickt. Fallweise, wenn eine Verwertung des Schlammes nicht möglich ist und der Eindicker ausgelastet ist, werden auch die vorhandenen Trockenbeete mit Schlamm beschickt.

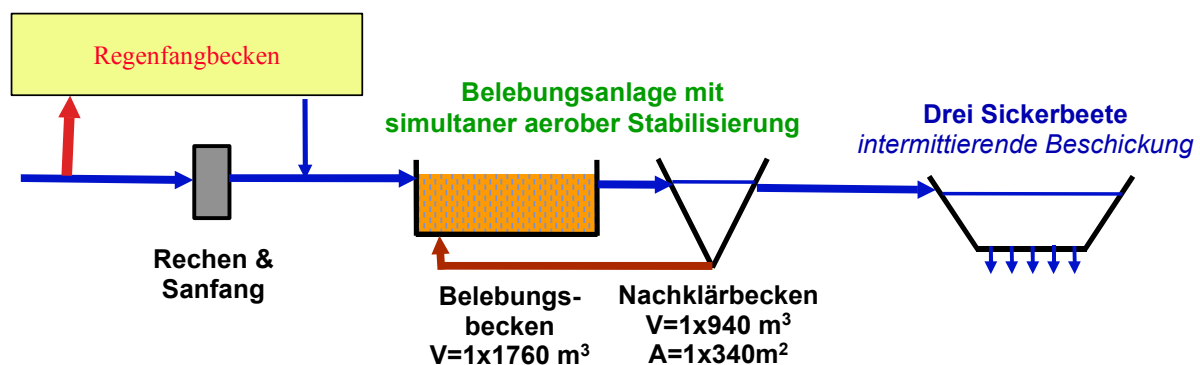


Abbildung 2: Schema der Kläranlage B.

Kläranlage C

Die Kläranlage C ging im Jahre 1997 in Betrieb und wird mit Abwasser aus einem Trennsystem beschickt. Die Auslegung erfolgte auf Nitrifikation/teilweise Denitrifikation und Phosphorentfernung für 3000 EW. Die aktuelle mittlere Auslastung liegt bei 1200 EW und die maximalen Fracht,

gerechnet als zwei Wochen Mittel, bei ungefähr 2000 EW. Dazu ist anzumerken, dass die Wassermengenerhebung dieser Kläranlage mangelhaft ist und es damit zu verzerrten Frachtauswertungen kommt. Die Nitrifikation/Denitrifikation erfolgt zeitgesteuert. Die Phosphorfällung erfolgt mit Hilfe von Eisen(III)chlorid. Die Nachreinigungsstufen bestehen aus einer technischen Filtrationsanlage (System „Dyna“) und einer nachgeschalteten UV-Entkeimung. Das gereinigte Abwasser wird in einen Entwässerungskanal eingeleitet, aus dem es in Abhängigkeit von Jahreszeit, Abflussmenge und Grundwasserstand in den Untergrund versickert.

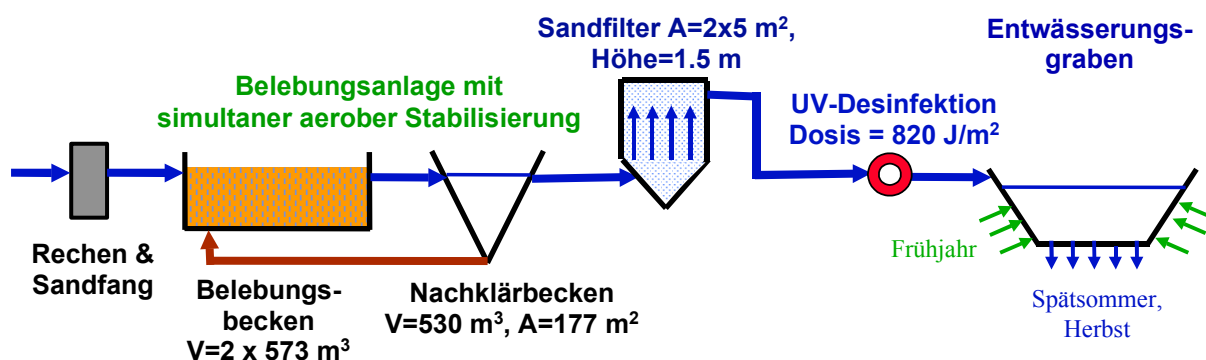


Abbildung 3: Schema der Kläranlage C.

3.2 Reinigungsleistung

Bei allen drei Kläranlagen wird zumeist ein Schlammalter von 50 Tagen überschritten. Dieser Wert kann einerseits auf eine geringe Auslastung der Kläranlagen und andererseits auf die im Vergleich zu Bemessungswerten hohen TS Gehalte in den Belebungsbecken zurückgeführt werden. Die minimalen Temperaturen des Ablaufes der drei Kläranlagen liegen zwischen 3°C und 6°C .

In Abbildung 4 wird die Belastung der Kläranlage A im Jahresgang als 2 Wochen Mittel dargestellt. Der Anstieg der Belastung während der Monate September/Oktober sowohl im Jahr 1999 als auch 2000 lässt sich, sowie das im Vergleich mit einem typischen kommunalen Abwasser in Richtung CSB verschobene CSB:N:P Verhältnis, aus einem Einfluss durch den lokalen Weinbau erklären.

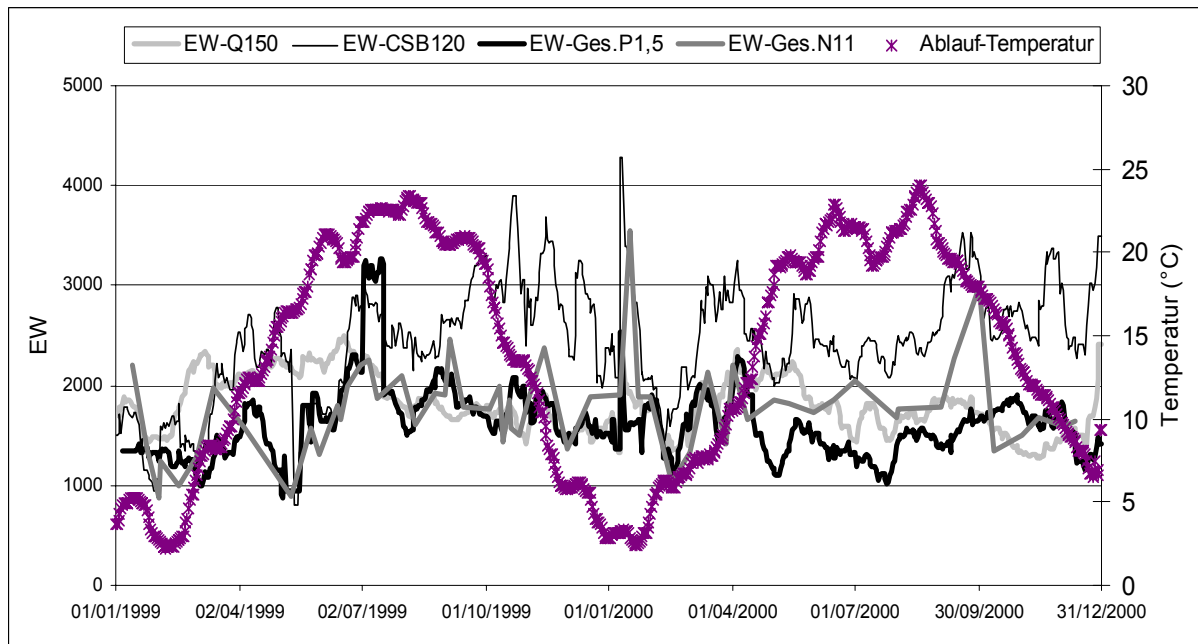


Abbildung 4: Kläranlage A – 2-Wochenmittel der Abwassermenge, CSB-, P- und N-Zulauffrachten und Temperatur (1EW-Q₁₅₀=150 l/d, 1 EW-CSB₁₂₀=120 g CSB/d, 1 EW-Ges.P_{1,5}=1,5 g P/d, 1 EW-Ges.N₁₁=11 g N/d).

Für Kläranlage B (Tabelle 2) ist hinsichtlich der Auslastung ein extrem hoher Abwasseranfall vor allem im Winter und im Frühjahr typisch. Dies hängt einerseits damit zusammen, dass das gesamte, von befestigten Bodenflächen abfließende Regenwasser über die Mischkanalisation der Kläranlage zugeleitet wird. Andererseits ist der extrem hohe Abwasseranfall auf massiv in den Kanal eindringendes Grundwasser (Fremdwasser) zu Zeiten hoher Grundwasserstände zurückzuführen. Diese Tatsache bewirkt saisonal eine starke Verdünnung des Zulaufs. Das CSB:N:P Verhältnis der Kläranlagen B und C deutet auf ein typisch kommunales bzw. häusliches Abwasser hin (Tabelle 2). Eine ungenügende Aufzeichnung des Abwasseranfalls für die Kläranlage C erschwert eine genaue Frachtberechnung.

Tabelle 2: Mittlerer Abwasseranfall der drei Kläranlagen A, B und C (für die Jahre 1999 und 2000).

		Mittlere Zulaufwerte			Einwohnerwerte (EW)		
		Anlage A	Anlage B	Anlage C	Anlage A	Anlage B	Anlage C
Q	m ³ /d	271	1091	(245)	1800	7273	(1633)
CSB	kg/d	293	338	(144)	2440	2817	(1200)
Ges. P	kg/d	19,5	25,7	(13,9)	1773	2570	(1263)
Ges. N	kg/d	2,4	3,4	(1,5)	1600	2267	(1000)

ANNAHME			
Q	CSB	Ges. N	Ges. P
1 EW=150 l/d	1EW=120 g CSB/d	1 EW=11 g N/d	1 EW=1,5 g P/d

In den Tabellen 3 und 4 wird die Reinigungsleistung der drei Kläranlagen hinsichtlich der Parameter TOC, Stickstoff und Phosphor für den Zeitraum Jänner 1999 bis Dezember 2000 zusammenfassend dargestellt. Für die Kläranlagen A und C wird zusätzlich die Leistung der Nachreinigungsstufen angegeben. Die Auswertungen der Anlagen A und B beruhen auf Daten von fünf Messungen pro Woche, während Anlage C zwei Mal pro Woche beprobt wird. Gesamtstickstoff wird bei allen Anlagen nur alle zwei Wochen analysiert.

Tabelle 3: Reinigungsleistung der unterschiedlichen Reinigungsstufen der Kläranlagen A, B und C. Die Prozentwerte beziehen sich auf die jeweiligen Zulaufmengen der Gesamtanlagen (Mittelwerte der Jahre 1999 und 2000).

		Anlage A			Anlage B	Anlage C	
		Belebungs- anlage	Schönungs- teich	Kiesfilter	Belebungs- anlage	Belebungs- anlage	Sandfilter
TOC	%	98,0	0,2	0,2	95,5	96,0	0,0
N	%	97,6	0,7	0,0	89,0	95,3*	(0,2)*
P	%	95,7	0,5	0,1	93,5	94,9	0,0

* Daten ausschließlich des Jahres 2000

Tabelle 4: Ablaufwerte der unterschiedlichen Reinigungsstufen der Kläranlagen A, B und C (Mittelwerte und 95 % Werte der Jahre 1999 und 2000). BA=Belebungsanlage, SCHAT=Schönungsteich, KF=Kiesfilter, SF=Sandfilter

		Anlage A			Anlage B	Anlage C	
		BA	SCHAT	KF	BA	BA	SF
TOC (Mittelwert)	mg/l	7,5	6,5	5,8	5,6	7,7	7,6
TOC 95 % Wert	mg/l	9,6	9,1	9,0	7,8	10,7	10,7
NH ₄ -N (Mittelwert)	mg/l	0,41	0,29	0,28	0,38	0,46	0,45
NH ₄ -N 95 % Wert	mg/l	1,29	0,70	0,70	0,86	1,41	1,38
NO ₃ -N (Mittelwert)	mg/l	0,74	0,57	0,60	1,63	0,79*	0,69*
NO ₃ -N 95 % Wert	mg/l	1,90	1,31	1,13	4,49	2,15*	1,61*
TN (Mittelwert)	mg/l	1,82	1,31	1,38	3,65	2,62*	2,48*
TN 95 % Wert	mg/l	3,80	2,73	3,09	9,68	8,4*	8,3*
TP (Mittelwert)	mg/l	0,40	0,35	0,34	0,26	0,31	0,3
TP 95 % Wert	mg/l	0,70	0,63	0,61	0,45	0,52	0,55

* Daten ausschließlich des Jahres 2000

In den Belebungsstufen der Kläranlagen A, B und C kann sowohl für Kohlenstoff (TOC) als auch für die Nährstoffparameter Stickstoff und Phosphor eine weitgehende Entfernung erzielt werden. Hinsichtlich TOC und Phosphor weist Kläranlage C zwar eine mit den anderen Anlagen vergleichbare Reinigungsleistung auf, die Ergebnisse der Stickstoffentfernung für das Jahr 1999 sind allerdings mit rund 66% deutlich geringer. Durch eine optimierte Belüftung konnte die Reinigungsleistung für Stickstoff im Jahr 2000 jedoch deutlich verbessert werden.

Betrachtet man die Nachreinigungsstufen, so kann für Kläranlage A, bezogen auf die Belastung des Zulaufs, ein geringer Beitrag von Schönungsteich und Kiesfilter zur Reinigungsleistung bei den Parametern TOC, N sowie P festgestellt werden (Tabelle 4). TOC wird im Jahresdurchschnitt in diesen Reinigungsstufen zu 1,7 mg/l entfernt. Dies entspricht einer Verringerung der Sauerstoffzehrung im Grundwasser von 5 mg O₂/l. Vermutlich geht dieser Effekt jedoch durch Eutrophierungsprozesse in den Sickerbiotopen (C-Fixierung durch autotrophe Organismen) wieder verloren. Betrachtet man die Effizienz der Nachreinigungsstufen von Kläranlage C, so kann in Bezug auf

TOC, Stickstoff und Phosphor keine messbare Entfernung im Ablauf erkannt werden (Hütter, 2000). Auf Grund der zeitweise geringen Probenahmefrequenz, ist allerdings nicht auszuschließen, dass Ereignisse, bei denen es zu Schlammabtrieb gekommen ist und für die der Sandfilter bezüglich der Reinigungsleistung effektiv sein kann, nicht erfasst wurden.

3.3 Bakterienreduktion

Im Falle der Infiltration von gereinigtem Abwasser in das Grundwasser dürfen bakteriologische Indikatoren aus hygienischer Relevanz nicht vernachlässigt werden. Bei den abwasserbürtigen Bakterien können pathogene Vertreter vorkommen, welche die hygienische Qualität des Grundwassers in weiterer Folge beeinträchtigen und einer Nutzung entgegenstehen können. Folgend ist eine Beurteilung der Reinigungsleistung der Kläranlagen A und C alleine in Hinblick auf die klassischen Abwasserparameter CSB (TOC), Stickstoff und Phosphor nicht sinnvoll, da den Nachreinigungsstufen der Anlagen A und C die Reduktion der Keimzahlen als wesentliche Funktion zugeordnet ist.

Abbildung 5 und Abbildung 6 zeigen einen Vergleich der Keimzahlreduktion auf den Kläranlagen A, B und C unter Berücksichtigung der Nachreinigungsstufen der Anlagen A und C beispielhaft für die Parameter gesamte koloniebildende Einheiten (KBE) bei 22°C und fäkalkoliforme Keime.

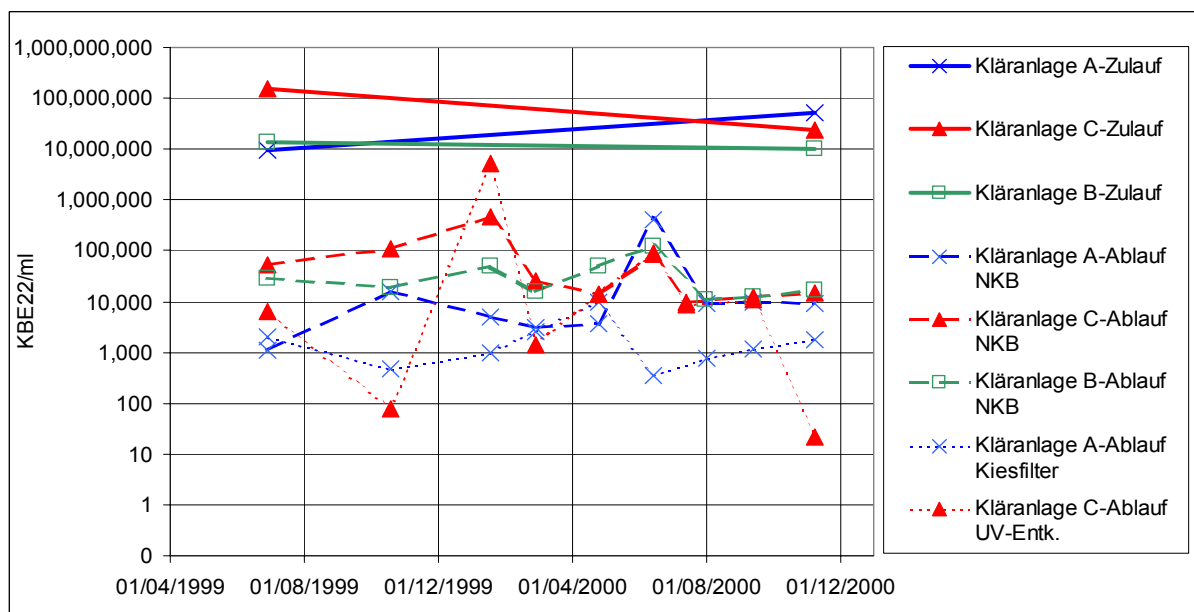


Abbildung 5: Reduktion der gesamten koloniebildenden Einheiten (KBE) bei 22°C (Saprophyten) für die Kläranlagen A, B und C.

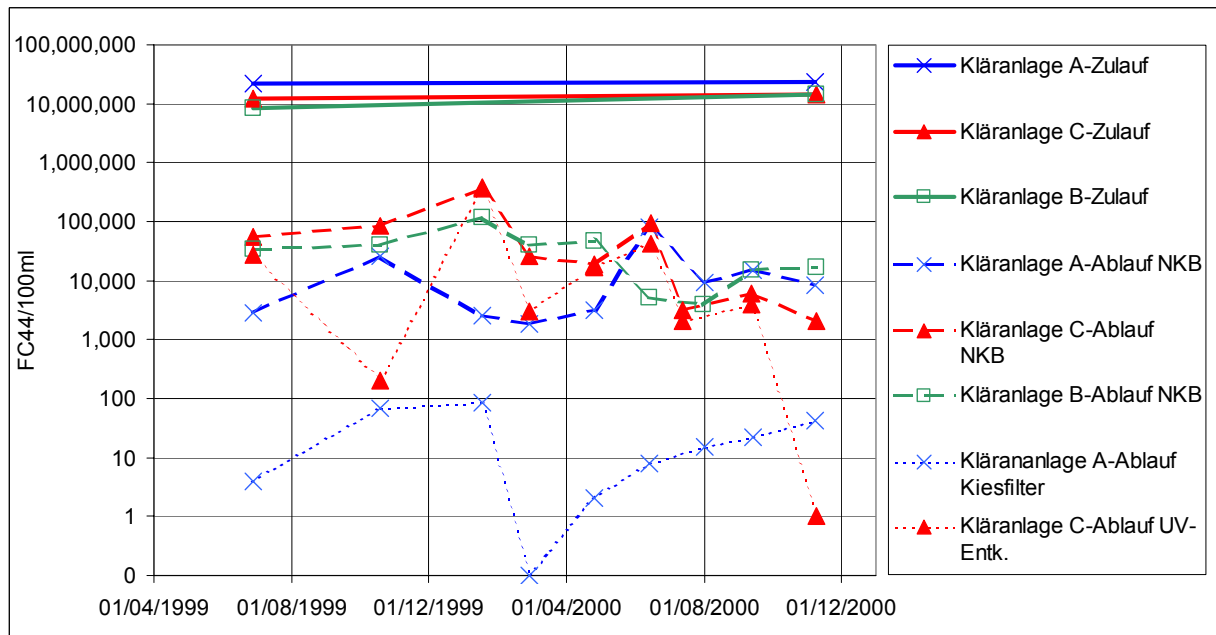


Abbildung 6: Reduktion fäkalcoliformer Bakterien für die Kläranlagen A, B und C.

Die Keimzahlreduktion im Ablauf der Nachklärung betrug für die drei Kläranlagen im Mittel etwa 3 Zehnerpotenzen bei der Anzahl der gesamten koloniebildenden Einheiten (KBE) bei 22°C und 2 – 3 Zehnerpotenzen bei den Fäkalkoliformen. Durch die Nachreinigung (Schönungsteich und Kiesfilter) konnte bei Anlage A eine weitere Reduktion bei den gesamten koloniebildenden Einheiten (KBE) um eine weitere Zehnerpotenz und bei den Fäkalkoliformen um 2 – 3 Zehnerpotenzen erreicht werden. Bei Kläranlage C konnte in der Nachreinigung (Sandfilter und UV-Entkeimung) nur fallweise deutliche Keimzahlreduktion erreicht werden. Dies lässt sich durch den teilweise unzureichenden Betrieb der Nachreinigung erklären. Nur an zwei Beprobungsterminen war ein entsprechender Betrieb gegeben (Oktober 1999 und November 2000). Im Jänner 2000 trat zudem Schlammabtrieb aus dem Nachklärbecken auf, welche die stark erhöhte Verkeimung im Ablauf der Nachklärung, aber vermehrt auch im Ablauf der Nachreinigung (der Schlamm hatte sich bei der Probenahme bereits in den Filter verlagert), erklären. Die Ergebnisse anderer bakteriologischer Parameter ähneln weitgehend jenen der hier angegebenen Parameter, wobei die Ergebnisse der gesamten KBE bei 37°C ähnlich jenen bei 22°C sind. Die Ergebnisse für totalcoliforme Bakterien und *Escherichia Coli* sind mit jenen der fäkalcoliformen Bakterien vergleichbar.

Abbildung 7 zeigt eine detaillierte Darstellung der Reduktion von *E. coli* in den Nachreinigungsstufen der Kläranlage A. Wieder zeigt sich die durchgehende Reduktion dieses Parameters um 2 – 3 Zehnerpotenzen in der Nachreinigung. Eine Keimzahlreduktion findet dabei sowohl im Schönungsteich als auch im Kiesfilter statt. Im Versickerungsbiotop kommt es jedoch zu einer deutlichen Nachverkeimung des Abwassers. Dieser Effekt ist bei allen untersuchten bakteriologischen Parametern erkennbar. Als Grund für diese erhöhten Keimzahlen kann die starke Trübung des Sickerbiotops durch Eutrophierung (Phytoplankton) und das Aufwühlen von verunreinigten Bodenschlamm durch Fische im Sickerbiotop betrachtet werden. Vorwiegend trägt aber die fäkale Verunreinigung durch eine beachtliche Entenpopulation, welche das Sickerbiotop als Lebensraum nutzt, zu dieser Wiederverkeimung bei. Die Keimzahlreduktion in Schönungsteich und Kiesfilter kann aber durchaus als Indiz für eine gute Reduktion von pathogenen Keimen interpretiert werden.

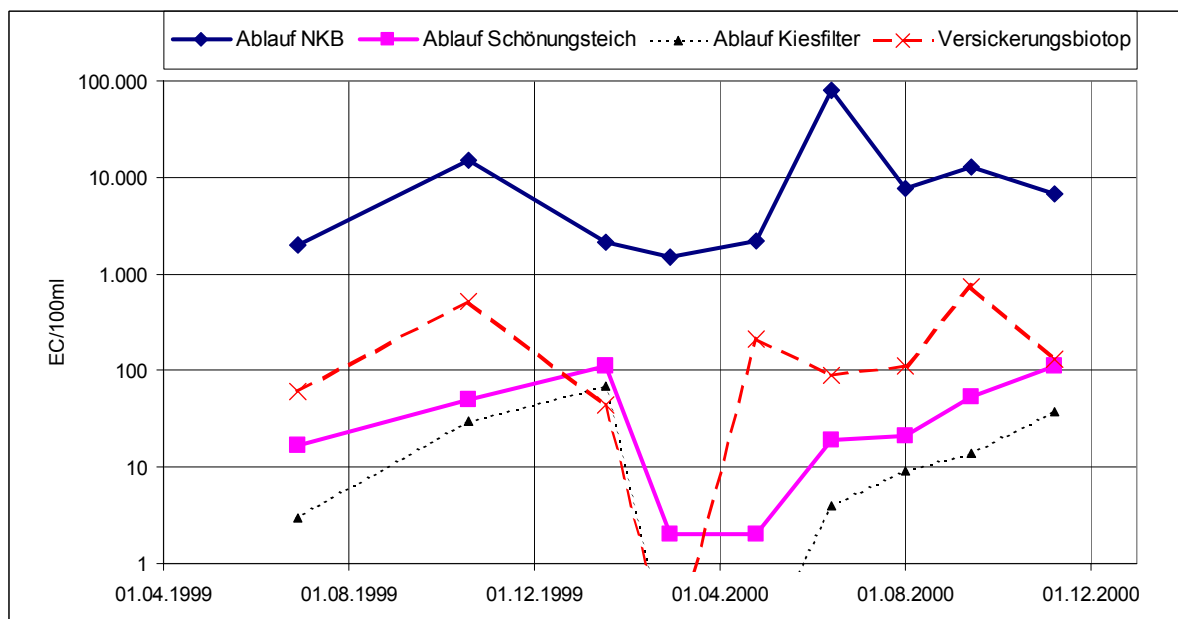


Abbildung 7: Reduktion von *E. coli* in der Nachreinigungsstufe der Kläranlage A.

Abbildung 8 illustriert die Keimzahlreduktion von *E. coli* in der Nachreinigungsstufe der Kläranlage C. Die Untersuchungsergebnisse des Beprobungstermines Jänner 2000, an dem Schlammabtrieb aus dem Nachklärbecken auftrat und der Sandfilter vom Schlamm ohne Reinigungseffekt passiert wurde, sind in der Darstellung nicht enthalten, um den „Normalbetrieb“ näher untersuchen zu können.

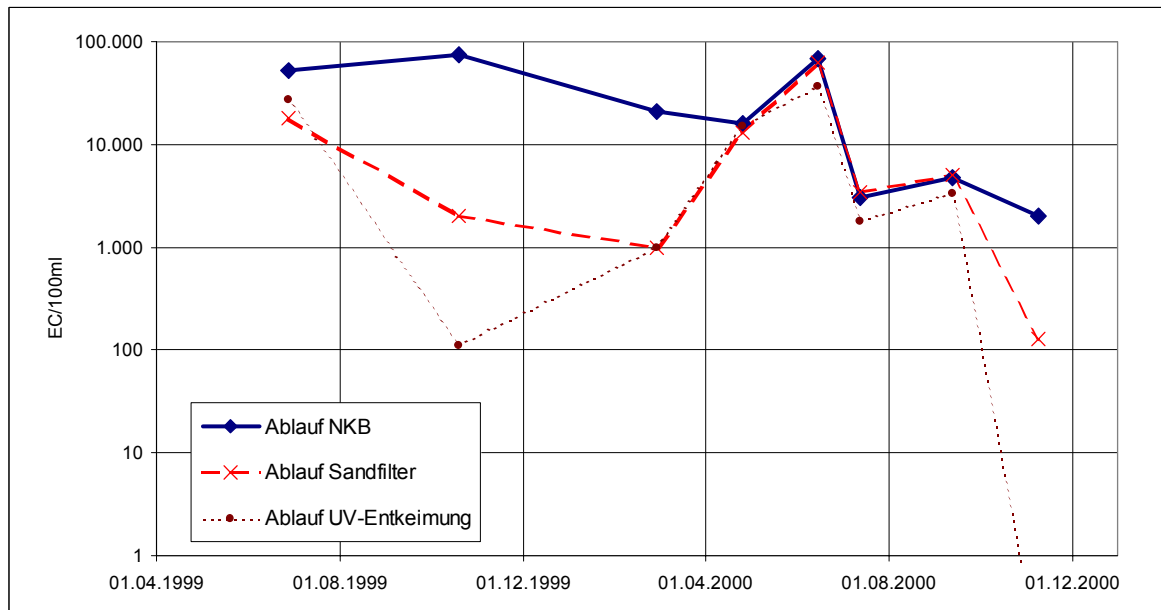


Abbildung 8: Reduktion von *E. coli* in der Nachreinigungsstufe der Kläranlage C.

Diese Betrachtung zeigt, dass die Sandfilteranlage bis in den Februar 2000 eine deutliche Keimzahlreduktion zeigte. In weiterer Folge geht die Keimzahlreduktion deutlich zurück. Erst nach einer Wartung des Sandfilters mit Beteiligung der Herstellerfirma im Oktober 2000 (die Rückspülleitung eines der beiden Filter war verstopft – wodurch die Reinigung des Filterkörpers verhindert wurde) konnte im November 2000 wieder eine deutliche Keimzahlreduktion im Filter festgestellt werden.

Die UV-Entkeimung zeigt nur im Oktober 1999 und im November 2000 eine deutliche Keimzahlreduktion. Im Juni 1999 und im Februar 2000 wurde die UV-Anlage zum Zeitpunkt der Beprobung nicht betrieben. Im Zeitraum März bis Oktober wurde die Anlage zwar betrieben, war jedoch nicht ordnungsgemäß gewartet. Erst im Oktober 2000 wurde eine Reinigung der UV-Entkeimungsanlage durchgeführt. Die Beprobung im November zeigte dann auch eine gute Wirkung der Entkeimungsanlage.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass mit den gewählten Verfahrensweisen der Kläranlagen A und C eine deutliche Keimzahlreduktion zu erreichen ist. Allerdings sind für das System bei Kläranlage C (Sandfilter und UV-Entkeimung) ein entsprechender Betrieb und Wartung besonders wichtig. Ist dies gewährleistet, kann voraussichtlich sogar eine effektivere Keimzahlenreduktion erreicht werden als im Fall der Kläranlage A. Die

Nachreinigung dieser Anlage (Schönungsteich und Kiesfilter) arbeitet weitgehend wartungsfrei und über den Betrachtungszeitraum auch problemlos. Der Nachteil dieses Systems ist, dass es nicht steuerbar ist. So hat sich die Charakteristik des Sickerbiotopes gänzlich anders entwickelt, als jene des Schönungsteiches. Hier kommt es im Gegensatz zum Schönungsteich zu einer Wiederverkeimung. Worin die unterschiedliche Entwicklung dieser beiden Teiche begründet liegt, konnte jedoch bisher nicht geklärt werden.

3.4 Überlegungen zu Kosten und Nutzen der Nachreinigungsstufen

Im Folgenden sollen die Kosten der Nachreinigungsstufen der Kläranlagen A und C im Vergleich zueinander und im Vergleich mit den Kosten der Gesamtanlagen betrachtet werden.

Eine detaillierte Kostenrechnung für die Nachreinigungsstufen ist nicht möglich, da die Betriebskosten vor allem in Bezug auf die Aufteilung der Personalkosten nicht getrennt erfasst werden. Auch ist es erforderlich, für die Gesamtkosten der Kläranlagen finanzielle Aufwände für Instandhaltung und Reparatur aus langjährigen Erfahrungen von anderen Kläranlagen abzuschätzen, da diese Kosten erst bei längerer Lebensdauer der Anlagen steigen werden.

Angaben von Investitionskosten wurden von den Planern der Anlagen zur Verfügung gestellt. Als Nachreinigungsstufen werden dabei der Schönungsteich, der Kiesfilter und das Sickerbiotop der Kläranlage A und sowohl der Sandfilter als auch die UV-Entkeimung der Kläranlage C bezeichnet. Die Investitionskosten wurden mit Ansatz eines Realzinssatzes von 3 % auf Jahreskosten umgerechnet. Dabei wurde für die Kläranlagen generell eine kalkulatorische Lebensdauer von 25 Jahren angesetzt. Für den Sandfilter und die UV-Entkeimung der Kläranlage C wurde die kalkulatorische Lebensdauer von nur 12,5 Jahren gewählt, da es sich im Wesentlichen um maschinelle Einrichtungen handelt. Eine einmalige Reinvestition im Kalkulationszeitraum von 25 Jahren ist daher erforderlich.

In die Betriebskosten der Gesamtanlagen geht der aktuelle Energie- und Fällmittelverbrauch ein. Personalkosten wurden für die Anlage A mit einem Beschäftigten und für Anlage C mit einem Halbtagsbeschäftigten gerechnet. Kosten für Schlamm Entsorgung, Reparatur und Instandhaltung wurden

abgeschätzt. Für die Betriebskosten der Anlage A wurde bei der Nachreinigung nur ein Personalaufwand für Wartung und zusätzliche Analysen mit 5 % der Personalkosten angesetzt. Bei der Nachreinigung der Kläranlage C wurde die Pumpenergie für den Sandfilter und der Energiebedarf für die UV-Entkeimung abgeschätzt und berücksichtigt. Darüber hinaus wurde ein Personalaufwand für die Betreuung der Nachreinigung von 15 % des gesamten Personalaufwandes angenommen.

Für die spezifischen Kosten (pro Einwohnerwert – EW) wurde als Bezugswert das maximale 2-Wochenmittel der Belastung herangezogen. Dieses betrug für die Kläranlage A, bei einer Auslegung auf 7000 EW und einer mittleren Belastung von 2450 EW, rund 4300 EW, für die Kläranlage C, bei einer Auslegung auf 3000 EW und einer mittleren Belastung von 1200 EW, ungefähr 2000 EW. Die Aufstellung in Tabelle 5 zeigt, dass die Kosten für die Nachreinigungsstufen der Kläranlagen A und C rund 15 % der Gesamtkosten betragen. Generell sind die Kosten für Anlage C etwas höher als für die Kläranlage A. Zum Teil lässt sich diese Tatsache damit erklären, dass einerseits spezifische Kosten in der Abwasserreinigung bei kleineren Anlagen tendenziell höher sind als bei Größeren. Zur Gänze kann der Kostenunterschied so jedoch nicht erklärt werden. Im direkten Vergleich der spezifischen Kosten der Nachreinigungsstufen schneidet die Lösung des Standortes A etwas besser ab als jene der Kläranlage C, wobei jedoch auch hier die generell bessere Kosteneffizienz bei größeren Anlagen zu berücksichtigen ist.

Tabelle 5: Kostenzusammenstellung der Kläranlagen A und C adaptiert nach Hütter (2000). Bezugsgröße für spezifische Kosten: maximales Zweiwochenmittel der Belastung; 1 EW=120 g CSB/d.

	Investition	Betrieb	Investition	Betrieb	Gesamt
	1.000 ATS	1.000 ATS/a	ATS/(EW.a)	ATS/(EW.a)	ATS/(EW.a)
Kläranlage A					
Gesamtkosten KA	50.000	882	660	203	863
Kosten Nachreinigung	10.000	21	132	5	137
Kläranlage C					
Gesamtkosten KA	35.000	534	1005	267	1272
Kosten Nachreinigung	3.000	60	146	30	176

4 Einfluss des infiltrierten Abwassers auf die Qualität des Grundwassers: Untersuchungsgebiet der Kläranlage A

Der Einfluss des infiltrierten gereinigten Abwassers auf die Grundwasserqualität wird in diesem Beitrag ausschließlich anhand des umgebenden Untersuchungsgebietes der Kläranlage A beschrieben, da dort die vorläufigen Erkenntnisse bezüglich hydrologischer, hydraulischer, physikalischer, chemischer und bakteriologischer Aspekte am besten fundiert sind.

4.1 Lokale Charakterisierung

Das Untersuchungsgebiet im Umgebungsbereich der Kläranlage A erstreckt sich über eine Fläche von 0,3 km². Der Ablauf der Kläranlage A wird, wie schon oben erwähnt, nach der Reinigung in der schwach belasteten biologischen Kläranlage mit Nachreinigung über Schönungsteich und Kiesfilter über drei Sickerteiche („Sickerbiotop“) in den Untergrund infiltriert. Abbildung 9 illustriert schematisch die Kläranlage, die generelle Grundwasserfließrichtung nach Südosten sowie das bestehende Beprobungsnetz der Grundwassersonden A1 bis A8. Die Grundwassersonde A1 befindet sich etwa 200 m entgegen der Grundwasserfließrichtung und wird nicht von der Versickerung aus der Kläranlage beeinflusst. Die Sonde A1 wird für projektsbezogene Auswertungen deshalb als abwasserunbeeinflusste Referenzsonde herangezogen. Die Sonde A3 liegt ebenfalls entgegen der Fließrichtung des Grundwassers und damit nicht im vollen Einflussbereich der Ablaufversickerung. Während sich die Grundwassersonden A2, A4 und A5 räumlich im direkten Einflussbereich der Versickerung befinden, sind die südöstlich gelegenen Sonden A6, A7 sowie A8 in einer weiter entfernten Beeinflussungszone des Sickerbiotopes situiert.

Hydrogeologisch lässt sich das Untersuchungsgebiet mit mittleren Flurabständen von 4 m bis 6 m und einer Aquifermächtigkeit bis zu 10 m beschreiben. Das Aquifer besteht aus einem schottrigen Sedimentkörper mit hohen Sandanteilen. Als Folge von Verwitterungsprozessen des Schotters gehören auch Tonminerale zu den Sedimentbestandteilen. Tonminerale sind für die Kationenadsorption und damit für die Reduktion diverser chemischer sowie bakteriologischer Parameter von Bedeutung.

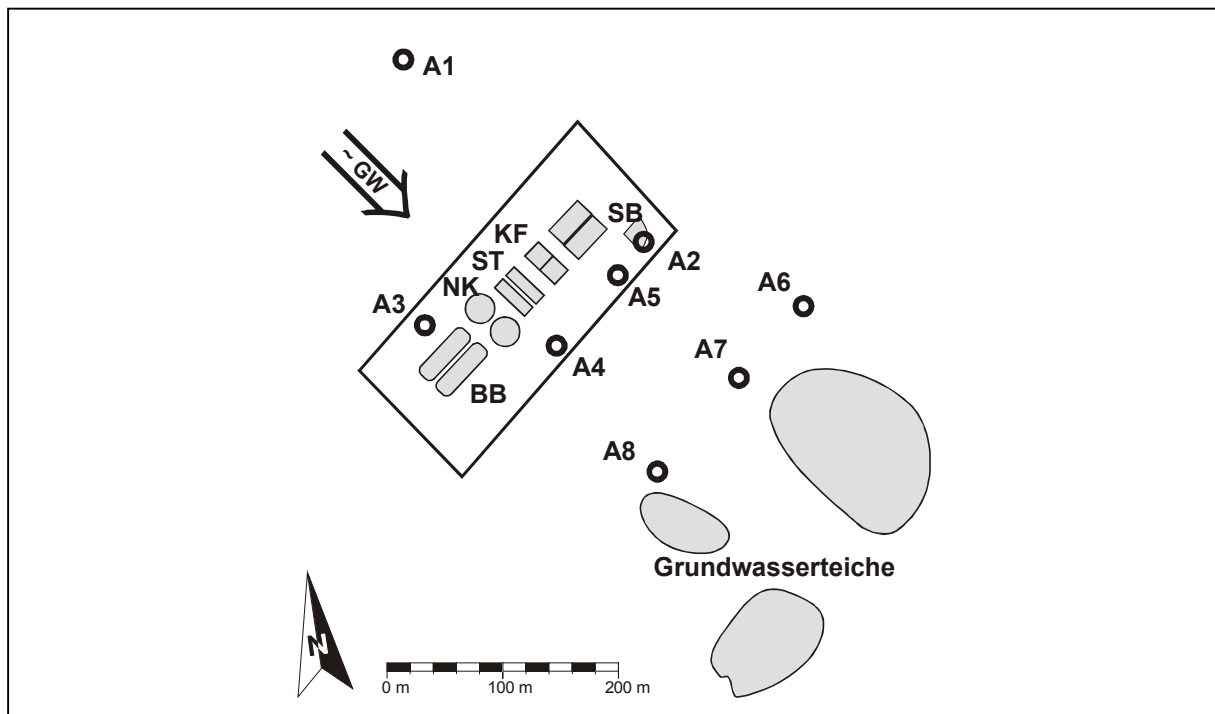


Abbildung 9: Lageplan des Untersuchungsgebietes A (Kläranlage A). A1-A8 = installierte Grundwassersonden, GW=Grundwasserfließrichtung, BB=Belebungsbecken, NK=Nachklärbecken, ST=Schönungsteich, KF=Kiesfilter, SB=Sickerteiche.

Über einen Zeitraum von 21 Monaten wurden die Abläufe aller Nachreinigungsstufen (Schönungsteich, Kiesfilter und Sickerteiche) und alle Grundwassersonden im Rahmen eines regelmäßigen Beprobungsprogramms 14 Mal beprobt. Im Zuge dieses Programms wurden die Parameter TOC, DOC, ges.P, $\text{PO}_4\text{-P}$, NO_3 , NO_2 , NH_4 , ges.N, Cl, SO_4 , HCO_3 , Ca, Mg, Na, K, Leitfähigkeit, B und UV-Absorption im Labor des Institutes für Wassergüte und Abfallwirtschaft (TU Wien) analysiert. Daneben wurden vor Ort O_2 -Gehalt, pH-Wert, Leitfähigkeit und Temperatur gemessen. Auf der Kläranlage A wurden zudem Temperatur und Sauerstoffgehalt im Ablauf des Kiesfilters und im Sickerbiotop etwa einmal pro Woche aufgenommen. Im Zuge der Kläranlagenüberwachung der Kläranlagen werden von der Gewässeraufsicht für ca. fünf Proben pro Woche TOC (CSB), die Stickstoff- und Phosphorparameter im Zu- und Ablauf sowie Cl und SO_4 im Ablauf der Kläranlagen bestimmt. Seit September 1999 werden ebenfalls K, Na, Mg sowie Ca analysiert.

4.2 Vorläufige Erkenntnisse

Unter der Annahme, dass sich gewisse Parameter hinsichtlich des biologischen Abbaus sowie der Adsorption im Untergrund konservativ verhalten, wurden für alle Grundwassersonden Mischungsverhältnisse des Abwassers mit dem Grundwasser berechnet. Es wurde also angenommen, dass eine Veränderung von Konzentrationen der ausgewählten Parameter ausschließlich aus dem Vermischen von Abwasser mit Grundwasser resultiert. Die Berechnung von Mischungsverhältnissen einzelner Parameter liefert Aussagen über den prozentualen Anteil des versickerten Kläranlagenablaufs in den Grundwassersonden. Auf Grund der spezifischen chemischen Beschaffenheit des Grundwassers im Untersuchungsgebiet unterscheiden sich viele untersuchte Parameter in ihrer Konzentration kaum von denen des Kläranlagenablaufs. Daher wurden für die Berechnung der Mischungsverhältnisse jene Parameter herangezogen, welche die größten Konzentrationsunterschiede zwischen Grundwasser und Ablauf aufwiesen. Chlorid, Natrium und Bor eigneten sich am besten als Tracer-Substanzen, wobei zweitgeriht auch Nitrat, Sulfat und Gesamthärte für die Berechnung von Mischungsverhältnissen herangezogen wurden. Für die Berechnungen diente die Sonde A1 als abwasserunbeeinflusste Referenz. Vorläufige Ergebnisse zeigen, dass die Grundwassersonden im direkten Einflussbereich der Versickerung einen Anteil von 100% an gereinigtem Abwasser aufweisen (Tabelle 6). Für die Sonden A6-A8, welche weiter entfernt vom Ort der Versickerung liegen, wurde ein prozentualer Abwasseranteil von 60% - 90% berechnet (Tabelle 6).

Tabelle 6: Entfernungen der einzelnen Grundwassersonden vom Ort der Ablaufversickerung (m), geschätzte Fließzeiten (d) der infiltrierten Abwassers von den Sickerteichen zu den einzelnen Sonden und prozentuale Abwasseranteile in den einzelnen Sonden.

	Grundwassersonden							
	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Entfernung vom Ort der Versickerung (m)	220	12	159	54	39	149	187	217
Geschätzte Fließzeit vom Sickerteich zu den einzelnen Grundwassersonden (Tage)				26-52	18-22	82-100	82-114	120-210
Berechneter Abwasseranteil in den einzelnen Grundwassersonden (%)	0	100	10	100	100	70-80	80-90	60-80

Für den Ablauf der Kläranlage A und für die durch gereinigtes Abwasser stark dotierten Grundwassersonden wurden mit Hilfe des Jahresganges verschiedener Parameter Fließzeiten im Untergrund abgeschätzt. Dabei wurde der Jahresgang ausgewählter Parameter mit charakteristischen Änderungen im Jahresverlauf im Ablauf der Kläranlage mit den Jahresgängen in den einzelnen Grundwassersonden verglichen. Verzögerungen im Jahresgang dienen dazu die Größenordnung der Fließzeiten im Untergrund zu ermitteln. Tabelle 6 zeigt den Jahresverlauf des Parameters Sulfat im versickerten Abwasser und in einigen den Sonden A5, A6, A7 sowie der Referenzsonde A1. Es ist deutlich zu erkennen, dass in der von der Versickerung nicht beeinflussten Sonde A1 eine relativ konstante Konzentration von Sulfat auftritt, während sich der Jahresgang der Versickerung zeitverzögert auch in den ablaufbeeinflussten Sonden (A5, A6, A7) wiederfindet.

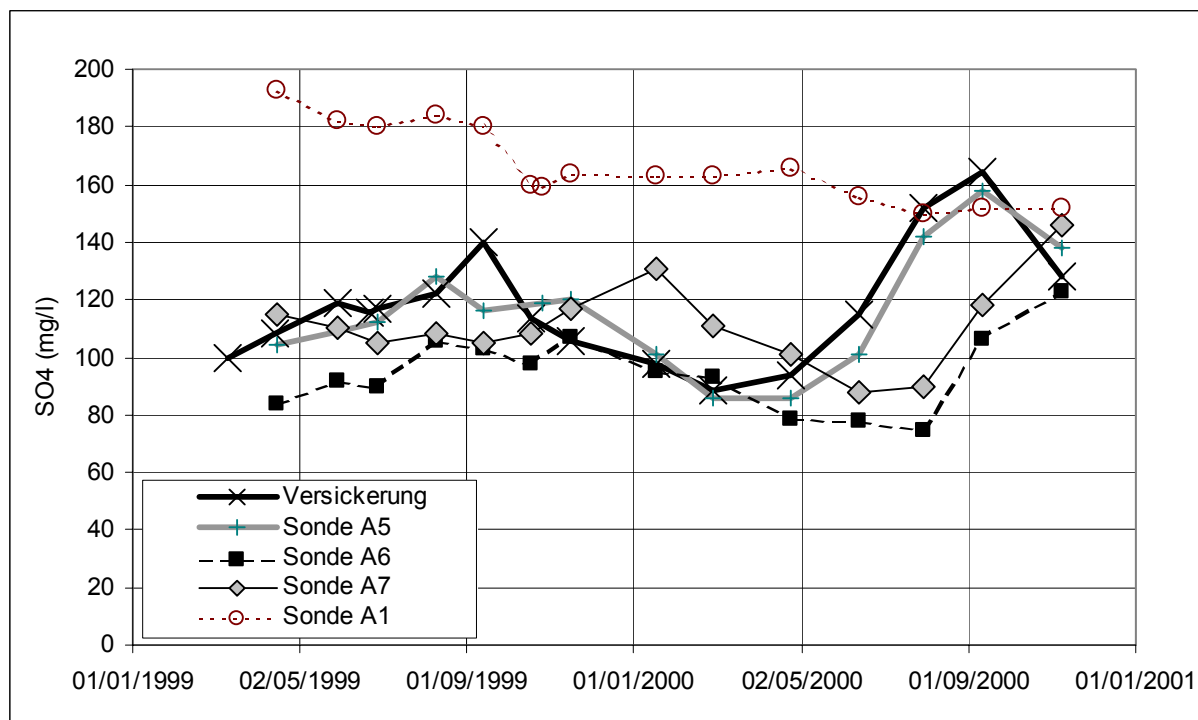


Abbildung 10: Jahresgang für Sulfat in versickernden Abwasser der Kläranlage A und in den Grundwassersonden A5, A6, A7 und A1.

Tabelle 6 beinhaltet die Ergebnisse der Auswertungen bezüglich der Fließzeiten. Die Fließgeschwindigkeiten, die sich von der Versickerung weg zu den Sonden hin aus dieser ersten Abschätzung ergeben würden, liegen zwischen 1 bis 2 m/d. Eine Verbesserung dieser geschätzten Aussagen über Fließzeiten

im Untersuchungsgebiet A kann durch Tracerversuche mit Bromid erwartet werden, welche derzeit durchgeführt werden. Anhand dieser präzisen Werte wird im Weiteren das Grundwassertransportmodell kalibriert.

Die Abnahme durch Abbau- bzw. Adsorptionsvorgänge von DOC, NH_4 und PO_4 des Ablaufes während der Untergrundpassage mit zunehmender Entfernung vom Ort der Versickerung wurde untersucht. Das Festlegen dieses Abbaus kann nicht durch einen direkten Vergleich der Konzentration im Ablauf mit den durch Ablaufversickerung beeinflussten Grundwassersonden vorgenommen werden, da die Konzentrationsänderung auch durch eine Vermischung mit dem Grundwasser gegeben ist. Für die Betrachtung des Abbaus bzw. der Adsorption von DOC, NH_4 und PO_4 des Kläranlagenablaufes im Untergrund wurde vorerst jene Konzentrationsänderung, die durch Vermischung bedingt ist, rechnerisch eliminiert. Resultat ist die theoretische Abwasserkonzentration in den einzelnen Grundwassersonden, die sich im Abwasser ergeben würde, wenn es nicht mit Grundwasser vermischt wäre.

Die DOC Konzentration nimmt in Grundwasserfließrichtung und mit zunehmender Entfernung vom Ort der Versickerung durch biologisch bedingte Abbauprozesse ab (Tabelle 7). Dasselbe Verhalten bezüglich der Konzentrationsabnahme kann für Phosphat, welches an das Korngerüst des Sedimentkörpers adsorbiert wird, festgestellt werden (Tabelle 7). Für NH_4 werden in Tabelle 7 dieselben Tendenzen der Abnahme dargestellt, dagegen kann in der Grundwassersonde A4 eine höhere Konzentration als im Ablauf der Kläranlage selbst registriert werden. Untersuchungen warum es gerade in dieser Sonde zu erhöhten Konzentrationen kommen kann, werden durchgeführt. Es besteht die Annahme, dass eine teilweise anaerobe Schlammschicht am Grund des Sickerbiotopes Rücklösungsprozesse bewirkt und die Ammonium Konzentration so erhöht wird. Vergleicht man die Konzentrationen von DOC, NH_4 und PO_4 mit denen des Kiesfilters, können für DOC ein höherer Wert und für Phosphat sowie Ammonium geringere Werte festgestellt werden. Im Vergleich der Konzentrationen dieser Parameter der Referenzsonde A1 mit denen der Sonden, welche weiter vom Ort der Versickerung entfernt sind, (A6, A7 und A8) können sehr ähnliche Werte festgestellt werden.

Tabelle 7: Berechnete theoretische Abwasserkonzentrationen für DOC, PO₄ und NH₄ in den einzelnen Grundwassersonden sortiert nach der zunehmenden Entfernung vom Ort der Versickerung.

	Sickerbiotop	A5	A4	A7	A6	A8	A1
DOC (mg/l)	7,2	4,5	4,5	3,1	3,1	3,1	2,3
PO ₄ -P (mg/l)	0,18	0,06	0,08	0,01	0,01	0,01	0,01
NH ₄ -N (mg/l)	0,28	0,14	0,39	0,02	0,02	0,06	0,01

Für Sauerstoff wird im Grundwasser eine markante Abnahme (zeitweise bis zu 0,1 mg/l) der Konzentration in den stark vom Abwasser beeinflussten Grundwassersonden (A2, A4 und A5) festgestellt. Der beachtliche Unterschied des Sauerstoffgehalts zwischen Sickerteich und Grundwasser von ca. 9 mg/l kann größtenteils anhand des Sauerstoffverbrauchs für den beobachteten Abbau von DOC (2,7 mg/l) erklärt werden. Zusätzlich finden Nitrifikationsprozesse statt, welche ebenfalls einen Teil des Sauerstoffs verbrauchen. In der weiteren Untergrundpassage wird die geringe Sauerstoffkonzentration durch die Vermischung mit abwasserunbeeinflusstem Grundwasser (mit entsprechend höheren Sauerstoffgehalt) aufgestockt und damit verbessert.

In Kapitel 3.3 wurde bereits die Bakterienreduktion in den Nachreinigungsstufen der Kläranlagen A und C detailliert erläutert. Folgender Abschnitt gibt einen Einblick über die vorläufigen Erkenntnisse der Reduktion hygienischer Parameter während der Untergrundpassage des Untersuchungsgebietes A. Nach einer effizienten Reduktion aller untersuchten bakteriologischen Parameter sowohl im Schönungsteich als auch im Kiesfilter, kommt es in den Sickerbiotopen zu einer markanten Wiederverkeimung. Abbildung 11 illustriert diese Entwicklung hinsichtlich der Parameter totalcoliforme Bakterien, fäkalkoliforme Bakterien und *Escherichia coli*, als eindeutigster Indikator für fäkale Verunreinigung. Wie schon erwähnt, tragen vermutlich sowohl das Aufwühlen von Bodenschlamm durch Fische als auch die Exkremente von Wasservögeln zum Anstieg der Keimzahlen im Sickerteich bei. Um die Herkunft der bakteriellen Belastung des Teiches und des Grundwassers besser einschätzen zu können, wird in laufenden Untersuchungen eine vergleichende Differenzierung von Bakterien, welche aus dem biologisch gereinigtem Abwasser und aus dem Grundwasser isolierten wurden, mittels ribosomaler DNA-Profile durchgeführt.

Nach der Infiltration des gereinigten Abwassers in den Untergrund wird die Funktion des Bodensediments als Filter zur Reduktion von Bakterien deutlich erkennbar (Abbildung 11). Während der Untergrundpassage des Ablaufes zu den Grundwassersonden kann eine Bakterienreduktion um 2-4 Potenzen festgestellt werden. Sogar in den Sonden A2, A4 und A5, welche sich im direkten Einfluss der Versickerung befinden, ist die bakterielle Belastung gering. Die Indikatorgruppen totalcoliforme Bakterien, fäkalcoliforme Bakterien und *E. coli* konnten nur vereinzelt registriert werden. In den von der Versickerung weiter entfernten Grundwassersonden A6, A7 und A8 konnten fallweise ausschließlich totalcoliforme Bakterien detektiert werden. In diesen Sonden konnte bei keinem der Beprobungstermine eine Belastung mit fäkalcoliformen Bakterien sowie mit *E. coli* festgestellt werden. Die Erkenntnisse bezüglich der Bakterienreduktion und der hygienischen Auswirkung der Abwasserinfiltration auf die Grundwasserqualität müssen als vorläufig betrachtet werden und sollen durch weiter Auswertungen fundiert werden.

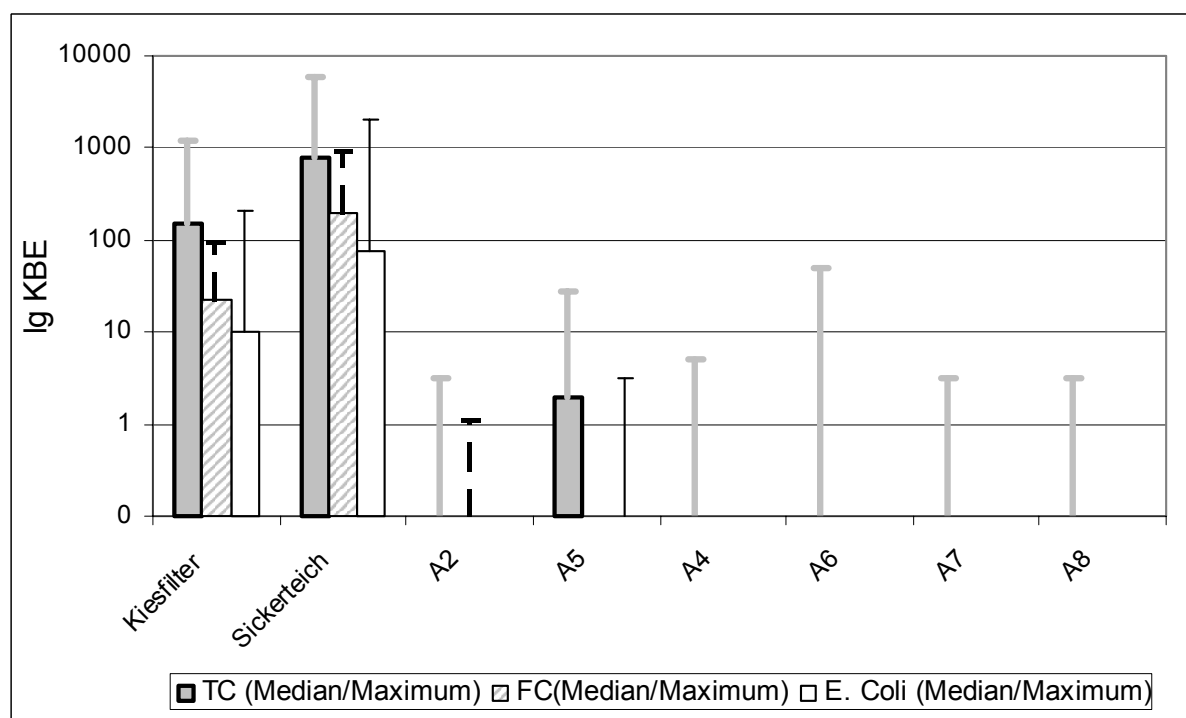


Abbildung 11: Entwicklung der koloniebildenden Einheiten (KBE) von totalcoliformen Bakterien (TC), fäkalcoliformen Bakterien (FC) und *Escherichia Coli* (EC) im Sickerteich der Kläranlage A und in den einzelnen Grundwassersonden.

5 Zusammenfassung

Im Rahmen eines Forschungsprojektes untersuchen das Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft (TU Wien), das Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft (TU Wien) sowie das Institut für Wassergüte des Bundesamtes für Wasserwirtschaft den mögliche Einfluss von versickerten Kläranlagenablauf auf die Grundwasserqualität. Dieser Beitrag präsentiert hinsichtlich der Reinigungsleistung der einzelnen Kläranlagen aber insbesondere der Nachreinigungsstufen erste Zwischenergebnisse. Zusätzlich werden die Zusatzkosten für die Nachreinigungsstufen dargestellt. Der Einfluss des versickerten gereinigten Abwassers auf die Grundwasserqualität wird anhand vorübergehender Ergebnisse von Untersuchungen des Umgebungsbereiches einer Kläranlage ausschnittsweise dokumentiert.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass in den Belebungsstufen der drei schwach belasteten Kläranlagen sowohl für Kohlenstoff (TOC) als auch für die Nährstoffparameter Stickstoff und Phosphor eine weitgehende Entfernung erzielt wird. Die Untersuchungen der jeweiligen Nachreinigungsstufen, ergaben für Kläranlage A eine geringe weitere Reduktion der Parametern TOC, N sowie P durch Schönungsteich und Kiesfilter. Betrachtet man die Effizienz der Nachreinigungsstufen von Kläranlage C, so konnte im nachgeschalteten Sandfilter keine weitere Entfernung dieser Parameter gemessen werden.

Da die Nachreinigungsstufen der Anlagen A und C als wesentliche Funktion eine Reduktion von Keimen bewirken sollen, wird zusätzlich die Reinigungsleistung bezüglich der Keimzahlen diverser bakteriologischer Indikatoren reflektiert. Der Fäkalindikator *Escherichia coli* wurde in den Belebungsstufen aller Kläranlagen um 2-4 Zehnerpotenzen reduziert. Durch die Nachreinigungsstufen (Schönungsteich und Kiesfilter) kann in Kläranlage A eine weitere Reduktion von *E. coli* um 2-4 Zehnerpotenzen erzielt werden. Bei Kläranlage C konnte in der Nachreinigung (Sandfilter und UV-Entkeimung) nur fallweise eine deutliche Keimzahlreduktion erreicht werden. Dies lässt sich durch den teilweise unzureichenden Betrieb erklären. Bei einem entsprechenden Betrieb und einer regelmäßigen Wartung, welche für eine effektive Funktionsweise bei dieser Art der Nachreinigung Voraussetzung sind, sollte die Keimzahlreduktion voraussichtlich effektiver verlaufen als im Fall der Kläranlage A.

Die Kosten der Nachreinigungsstufen von zwei Kläranlagen werden im Vergleich zueinander und im Vergleich mit den Kosten der Gesamtanlagen betrachtet. Anhand der Auswertungen kann festgestellt werden, dass die Kosten für die Nachreinigung für beide Kläranlagen rund 15% der jährlichen Gesamtkosten (Betrieb und Investition) betragen. Im Vergleich der spezifischen Kosten (pro Einwohnerwert) der Nachreinigungsstufen schneidet die Kläranlage, welche mit Schönungsteich, Kiesfilter und Sickerbiotop ausgestattet ist etwas besser ab, als die kleinere Anlage mit Sandfilter und UV-Entkeimungsanlage. Allerdings darf die generell bessere Kosteneffizienz bei größeren Anlagen nicht außer Acht gelassen werden.

Vorläufige Ergebnisse hinsichtlich der Beeinflussung des Grundwassers durch versickerten Kläranlagenablauf zeigen, dass regelmäßig beprobte Grundwassersonden im Nahbereich der Versickerung zu 100% mit gereinigtem Abwasser beeinflusst sind. Sonden, welche weiter vom Ort der Versickerung entfernt sind (bis zu 220 m), weisen eine Beeinflussung durch Kläranlagenablauf von 60% bis 90% auf. Untersuchungen in Bezug auf die Abnahme von DOC, NH_4 und PO_4 des Ablaufes während der Untergrundpassage zeigen eine deutliche Tendenz zur Reduktion mit zunehmender Entfernung vom Ort der Versickerung. Im Nahbereich der Kläranlage kommt es durch Abbauvorgänge zu einer deutlichen Sauerstoffzehrung.

Ergebnisse der bakteriologischen Parameter nach der Infiltration des gereinigten Abwassers in den Untergrund machen die Filterfunktion des Bodensediments zur Reduktion von Keimzahlen deutlich. Nach der Wiederverkeimung im Sickerbiotop, kann während der Untergrundpassage des Ablaufes zu den Grundwassersonden eine Bakterienreduktion um 2-4 Potenzen festgestellt werden. Sogar in den Sonden, welche sich im direkten Einfluss der Versickerung befinden, konnten die Indikatorgruppen totalcoliforme Bakterien, fäkalcoliforme Bakterien und *E. coli* nur selten registriert werden.

Abschließend soll nochmals bemerkt werden, dass es sich bei den Darstellungen dieses Berichts um vorläufige Erkenntnisse handelt. Es wurde auf einen begrenzten Ausschnitt des vorhandenen Parameterumfangs und der möglichen Auswertungen zurückgegriffen. Für eine endgültige Beurteilung der Situation werden noch komplexere Auswertungen anhand eines umfangreicheren Pools an Parametern durchgeführt.

6 Literatur

- Borovicény, F., Deák, J., Liebe, P., Mahler, H., Neppel, F., Papesch, W., Pinczés, J., Rajner, V., Rank, D., Reitinger, J., Schmalfluss, R. & Takáts, T. (1992):
Wasserhaushaltsstudie für den Neusiedlersee mit Hilfe der Geophysik und
Geochemie 1980-1990. Inst. f. Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft,
TU Wien, Forschungsbericht 16. Wien.
- Haas, P., Haidinger, G., Mahler, H., Reitinger, J., & Schmalfluss, R. (1992):
Grundwasserhaushalt Seewinkel. - Inst. f. Hydraulik, Gewässerkunde und
Wasserwirtschaft, TU Wien, Forschungsbericht 14. Wien.
- Hütter, T.M. (2000): Leistungsvergleich von Kläranlagen mit Versickerung des
gereinigten Abwassers, Diplomarbeit am Institut für Wassergüte und
Abfallwirtschaft der TU Wien.
- Sauerzopf, F. (1959): Der Wasserhaushalt des Neusiedlersees, Wissenschaftliche
Arbeiten aus dem Burgenland, Heft 23. Eisenstadt.
- Tauber, A.F. (1959): Geologische Stratigraphie und Geschichte des
Neusiedlerseegebietes. - Wissenschaftliche Arbeiten aus dem Burgenland, Heft 23
1959. Eisenstadt.
- TU Wien, (1999): Auswirkungen der Versickerung von biologisch gereinigtem Abwasser
auf das Grundwasser. 1. Zwischenbericht. Institut für Wassergüte und
Abfallwirtschaft, Institut für Hydraulik, Gewässerkunde u. Wasserwirtschaft, TU
Wien, Bundesamt für Wasserwirtschaft, Wien.
- WASSERRECHT, KODEX des österreichischen Rechts, Stand 2000. Wasserrechtsgesetz,
Verordnungen und EU-Richtlinien, Herausgeber: W. Doralt & A. Doralt. Orac, Wien.

Verfasserin:

DI. Birgit Vogel
Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft TU-Wien
Karlsplatz 13/226
1040 Wien

Tel: +43 1 58801-22615
Fax: +43 1 58801-22699
e-Mail: vogel@iwag.tuwien.ac.at

Beispiele für einstufige Belebungsanlagen mit Schlammfäulung: ARA Wolfgangsee-Ischl und ARA Wallersee-Süd

Otto Nowak*, Stefan Keil**, Werner Maier***

* Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU Wien

** RHV Wolfgangsee-Ischl, Bad Ischl

*** RHV Wallersee-Süd, Seekirchen

1 Einleitung

Als im Jahre 1991 durch die „1. Emissionsverordnung für kommunales Abwasser“ in ihrer ersten Fassung die Forderung nach flächendeckender Nitrifikation, Stickstoff- und Phosphorentfernung erstmals erhoben wurde, gab es in Österreich erst relativ wenige einstufige Belebungsanlagen mit Schlammfäulung, die die darin festgelegten Emissionsbegrenzungen bereits einhielten.

Eine der wenigen kommunalen Verbandsanlagen mit Vorklärung und Schlammfäulung, deren Reinigungsleistung im Jahre 1991 – zumindest weitgehend – der „1. Emissionsverordnung“ entsprach, war die Kläranlage des RHV Wolfgangsee-Ischl. Aus diesem Grunde wurde diese Kläranlage im Rahmen des ÖWAV-Seminars „Anpassung von Kläranlagen an den Stand der Technik“ im Februar 1992 vorgestellt (Keil und Nowak, 1992).

In den folgenden Jahren ist die Belastung der ARA Wolfgangsee-Ischl nicht unwesentlich angestiegen. Dessen ungeachtet werden heute die Anforderungen der 1. AEV aus dem Jahre 1996 eingehalten, wie im Folgenden gezeigt werden wird. Eine „Anpassung an den Stand der Technik“ hat bei dieser Verbandskläranlage somit bis auf wenige Adaptierungsmaßnahmen nicht „baulich“ stattgefunden, sondern vornehmlich „betrieblich“ – durch ein

permanentes Lernen mit der Anlage und ihren Möglichkeiten in Verbindung mit den Eigenschaften des zu reinigenden Abwassers.

Die Tatsache, dass bei der Kläranlage Wolfgangsee-Ischl heute trotz der deutlich gestiegenen Zulauffrachten die Reinigungsleistung – bei gleichzeitiger Verringerung der spezifischen Betriebskosten – im Wesentlichen genauso gut wie im Jahre 1991 ist, zeigt, dass das umsichtige Umsetzen der Erfahrungen aus dem Betrieb einer Anlage, d.h. der Beobachtungen, Überlegungen und den daraus zu ziehenden Schlussfolgerungen, zu einer ständigen Verbesserung der Betriebsergebnisse führt.

Dies gilt in ähnlicher Weise auch für die Verbandskläranlage des RHV Wallersee-Süd. Ähnlich wie die ARA Wolfgangsee-Ischl ist auch die ARA Wallersee-Süd – in ihrer derzeitigen Ausbaustufe – seit etwa 10 Jahren in Betrieb. Die ARA Wolfgangsee-Ischl ging 1988 in Betrieb. Die ARA Wallersee-Süd hat im September 1991 den Probetrieb und mit Anfang 1992 den Vollbetrieb aufgenommen. Dabei wurden die (kleinen) Becken der alten Anlage zwar weiterverwendet, jedoch mit anderer Funktion, womit die Erweiterung der Anlage quasi einem Neubau gleichkam.

Diese beiden Kläranlagen weisen außer, dass sie als einstufige Belebungsanlagen mit Vorklärung und Schlammfäulung konzipiert sind und dass sie seit etwa 10 Jahren in Betrieb sind, noch einige weitere mehr oder weniger bedeutende Ähnlichkeiten auf:

- Intermittierende Nitrifikation-Denitrifikation mit „Pausenzeit-Regelung“
- Simultanfällung zur Phosphorentfernung mittels Eisen-II-Sulfat (FeSO_4) mit Lösebecken
- Trübwasserspeicherung mit Rückführung in Zeiten geringer Belastung
- Landwirtschaftliche Verwertung des anfallenden Klärschlammes

In verschiedener Hinsicht sind die beiden Anlagen aber auch ziemlich unterschiedlich. Die Ähnlichkeiten und Unterschiede werden im Weiteren im Detail dargestellt.

Die deutschsprachige und internationale Fachliteratur ist weiterhin voll mit Veröffentlichungen über neue Verfahren zur kommunalen Abwasserreinigung, die die gleichen Reinigungsziele haben wie konventionelle Verfahren, jedoch nach Meinung der Verfasser entscheidende Vorteile hinsichtlich der Reinigungsleistung oder der Wirtschaftlichkeit aufweisen. Es gibt jedoch kaum Arbeiten, die auf den derzeitigen diesbezüglichen Stand bei gängigen Reinigungsverfahren hinweisen, wie dem einstufigem Belebungsverfahren, welches immer noch weltweit am häufigsten bei der biologischen Abwasserreinigung eingesetzt wird.

Es ist nun unter anderem die Intention dieser Arbeit anhand dieser zwei Beispiele darzulegen, dass mit bewährten Technologien zur Reinigung kommunaler Abwässer sehr hohe Reinigungsleistungen bei gleichzeitig erstaunlich geringen Betriebsaufwendungen möglich sind.

Mit diesem Beitrag soll auch darauf hingewiesen werden, dass es in weiten Bereichen zielführender ist, bewährte Verfahrensweisen der biologischen Abwasserreinigung weiter auszureifen, als das „Rad“ (der Abwasserreinigung) ständig neu zu erfinden.

2 Verbandsgebiete – Abwasserableitung

2.1 Vorbemerkung

Die Reinhaltverbände Wolfgangsee-Ischl und Wallersee-Süd sind nahezu „Nachbarverbände“ und entsorgen das Abwasser von Gemeinden im oberösterreichisch-salzbürgerischen Seengebiet. Die Standorte der beiden Verbandskläranlagen liegen etwa 50 km voneinander entfernt.

Der RHV Wolfgangsee-Ischl hat 4 Mitgliedsgemeinden, der RHV Wallersee-Süd 3. Bei beiden Verbänden wird ein Teil der Gemeinden bzw. Orte über Seeleitungen entsorgt, ein Teil über „Landdruckleitungen“ bzw. über Freispiegelkanäle. Gebiete, die im weiteren an Seeleitungen angeschlossen sind, werden im Trennverfahren entwässert, Gebiete, die über Landleitungen entsorgt werden, häufig im Mischverfahren.

2.2 RHV Wolfgangsee-Ischl

Der Reinhaltverband Wolfgangsee-Ischl war zur Zeit der Inbetriebnahme der Verbandskläranlage der größte über zwei Bundesländer reichende Abwasserverband Österreichs (Keil und Nowak, 1992). Er umfasst die 3 Anrainergemeinden des Wolfgangsees St. Gilgen und Strobl, jeweils im Land Salzburg gelegen, sowie St. Wolfgang in Oberösterreich. Die vierte Mitgliedsgemeinde ist Bad Ischl (Oberösterreich), von der nunmehr etwa die Hälfte der zur Kläranlage gelangenden Schmutzfracht stammt.

Um den Wolfgangsee wird das Abwasser der Gemeinde St. Gilgen und weiter Bereiche der Gemeinden St. Wolfgang und Strobl im Trennsystem gesammelt und über Land- und Seedruckleitungen mit einer Vielzahl von Pumpwerken zum Auslaufbauwerk in Strobl gefördert (siehe Abb. 1).

Vom Auslaufbauwerk weg führt der Verbandssammler 1 über eine Länge von 14 km bis zur Kläranlage. Damit wird das gesamte Ischltal entsorgt und im Ortsgebiet von Bad Ischl münden weitere Verbandssammler ein. Das mittlere Gefälle dieses Freispiegelkanals beträgt etwa 5 bis 6 ‰.

Als Vorfluter dient die Traun, die etwa 15 km unterhalb der Kläranlage in den Traunsee mündet.

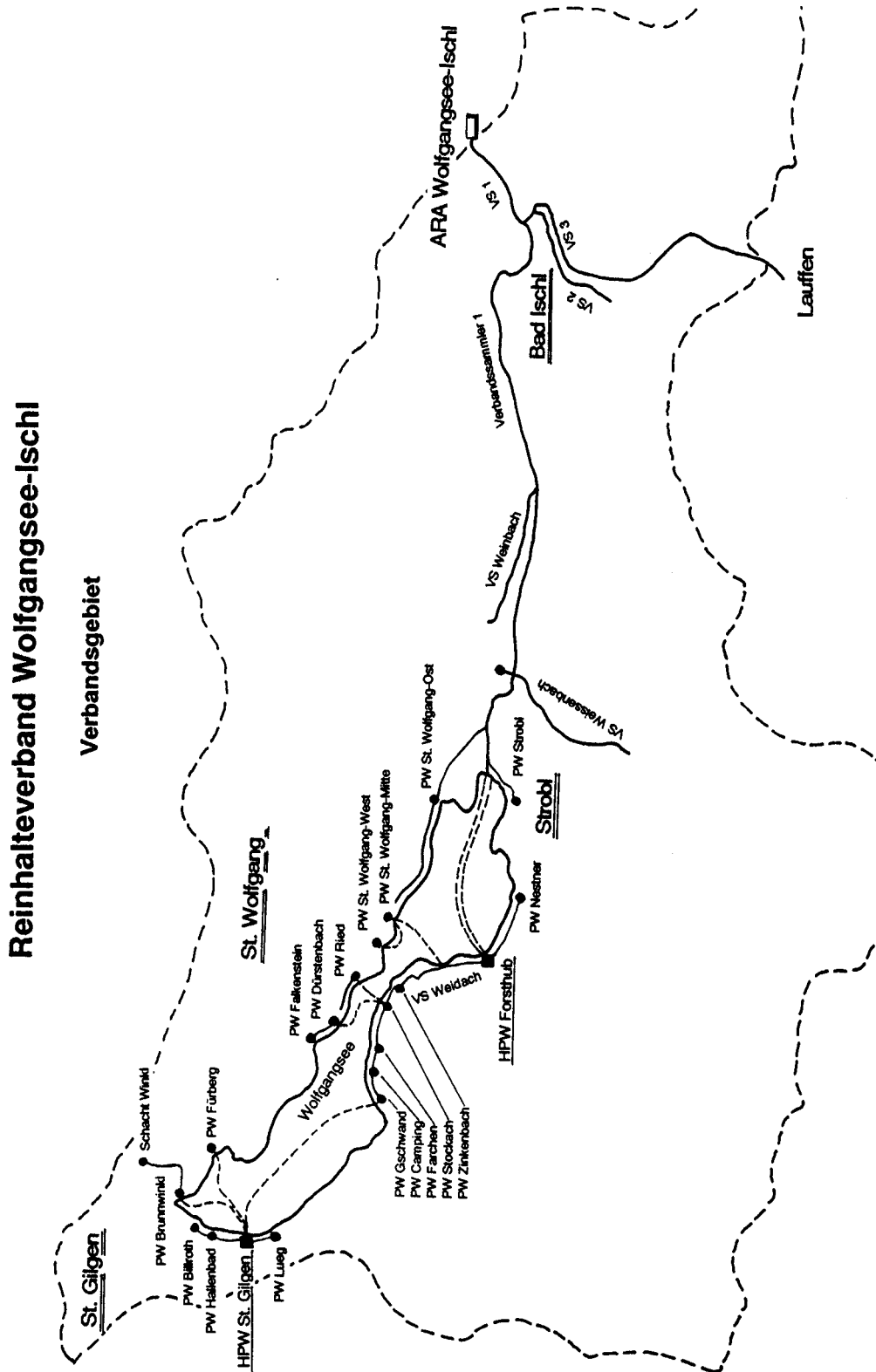


Abbildung 1: Einzugsgebiet des RHW Wolfgangsee-Ischl

2.3 RHV Wallersee-Süd

Das Verbandsgebiet des RHV Wallersee-Süd liegt im Flachgau (Land Salzburg) und umfasst das Gemeindegebiet von Henndorf sowie den Großteil der Gemeindegebiete von Eugendorf und Seekirchen (Abb. 2). Die Verbandskläranlage liegt auf dem Gemeindegebiet von Seekirchen. Vorfluter ist der Abfluss des Wallersees, die Fischach, die unterhalb der Stadt Salzburg in die Salzach mündet.

Das Schmutzwasser der Gemeinde Henndorf sowie vom Ortsteil Zell (am nördlichen Seeufer, rechts in Abb. 2) wird über Seeleitungen abgeleitet. Die Gemeindegebiete Seekirchen und Eugendorf werden jeweils etwa zu einem Drittel im Mischverfahren entwässert. Insgesamt wird ein hoher Anteil des Abwassers in Druckleitungen gefördert.



Abbildung 2: Verbandsgebiet des RHV Wallersee-Süd nach Südwesten:
Am linken Bildrand: Henndorf; im Hintergrund: Seekirchen und Eugendorf

3 Konzeption der Abwasserreinigung und Schlammbehandlung

3.1 Vorbemerkung

Die Verbandskläranlage des RHV Wolfgangsee-Ischl wurde bereits zuvor im Detail beschrieben (Keil und Nowak, 1992). Daher wird hier bezüglich des Abwasserreinigungskonzepts das Hauptaugenmerk auf die Kläranlage des RHV Wallersee-Süd gelegt.

3.2 Geschichte der Abwasserbeseitigung und –reinigung des RHV Wallersee-Süd

Die stetig ansteigende Bevölkerungszunahme im Flachgau und damit die einhergehende zunehmende biologische Belastung des Wallersees, in dem eine messbare Wasserqualitätsverschlechterung festgestellt werden musste, veranlasste in den Jahren 1968 – 1970 die angrenzenden Gemeinden, die Erstellung einer Studie für die Reinhaltung des beliebten Voralpensees in Auftrag zu geben. Diese Studie ergab, dass im nördlichen und südlichen Einzugsbereich des Sees eine vollbiologische Kläranlage errichtet werden soll. Die damals federführende Gemeinde Seekirchen entschied sich mit den Gemeinden Henndorf und Eugendorf, eine Kläranlage im Gemeindegebiet von Seekirchen zu errichten.

1971 wurden neben dem Auftrag für die Errichtung der Kläranlage, die auf 15.500 EGW ausgelegt wurde, auch die Aufträge für die Errichtung von Sammelkanalleitungen vergeben. Bei der Art der Abwasserreinigungsanlage entschied man sich für das zweistufige System Attisholz, welches in Österreich eher unbekannt war. Diese Anlagen arbeiten nach dem Prinzip einer hochbelasteten ersten Stufe und einer nachgeschalteten niedriger belasteten zweiten Stufe.

Schon bald nach Inbetriebnahme kam es immer wieder zu starken Geruchsbelästigungen, welche die Kläranlage lange Zeit negativ bekannt machte. Den Grund für die Überlastung, für die schlechte Ablaufqualität sowie für die Geruchsbelästigung wurde in der Charakteristik des anfallenden Abwassers gesucht (Sauergemüsefabrik und Molkereien). Vor allem bei

Niederdruckwetter wurden im Bereich des Standortes unverwechselbare „Duftmarken“ gesetzt. Versuche, die bestehende Kläranlage mit Umbauten und Zugabe von verschiedenen Mitteln zu optimieren, schlugen immer wieder fehl.

Eine umfassende Untersuchung der Anlage sowie des Abwassers der beiden Betriebe, die 1981 erfolgte, ergab, dass entweder die bestehende Kläranlage ausgebaut zur Kläranlage Siggerwiesen des RHV Großraum Salzburg erfolgen muss.

Mit der Neugründung des Reinhaltverbandes Wallersee-Süd im Jahr 1987 wurde parallel zu den mehrmaligen Ansuchen um Übernahme der Abwässer in Siggerwiesen ein Projekt für den Ausbau der bestehenden Kläranlage am gleichen Standort in Auftrag gegeben.

Mit dem Drängen der Wasserrechtsbehörde, die Abwassersituation des Reinhaltverbandes in den Griff zu bekommen, wurde gleichzeitig der Sauergetüpfelfabrik eine Vorreinigung vorgeschrieben.

Da der letzte Versuch, die Abwässer nach Siggerwiesen abzuleiten, zurückgewiesen wurde, hat man sich trotz massiver Proteste der Bevölkerung und einer sich gebildeten Bürgerinitiative für den Ausbau der Kläranlage am gleichen Standort entschieden.

1988 wurde einem burgenländischen Planungsbüro der Auftrag erteilt, eine dem Stand der Technik entsprechende Abwasserreinigungsanlage zu planen. Es wurde ein Team aus mehreren Fachleuten gebildet, welches die Detailprojektierung sowie die Bemessung der Kläranlage vornahm. Schon in dieser Phase der Projektierung, bei der auch der Reinhaltverband mit eingebunden war, wurde getrachtet, dass nur die notwendigen Einrichtungen gebaut und eingebaut wurden, um so Kosten beim Bau und im Betrieb zu sparen.

In Anbetracht der durchgeführten Erhebungen der wirtschaftlichen Entwicklung im Verbandsgebiet sowie Untersuchungen der Betriebsabwässer wurde die Kläranlage mit 35.000 EW dimensioniert. Als Reinigungsverfahren wurde eine einstufige schwach belastete Belebungsanlage mit einem hohen Schlammalter und einer geringen Schlammbelastung sowie Raumbelastung gewählt. Die Schlammbehandlung erfolgt anaerob in einem Faulturm.

Im Herbst 1989 wurde das ausgearbeitete Projekt wasserrechtlich bewilligt.

Im Frühjahr 1990 wurde der Baubeginn der Wasserrechtsbehörde angezeigt, mit den Bauarbeiten der bauausführenden Firmen wurde im Herbst des gleichen Jahres begonnen. Schon im Herbst 1991 konnte die neue Belebungs- und Nachklärungsanlage in Betrieb genommen werden. Seit diesem Zeitpunkt konnte die Abwasseremissionsverordnung eingehalten werden, auch die Geruchsbelästigung aus dem Bereich der Belebungsanlage wurde hintan gehalten. Nach Inbetriebnahme des Einlaufbauwerkes konnte mit den Umbauarbeiten der Altanlage begonnen werden. Im Frühjahr 1992 ging die Kläranlage aufgrund der gedeihlichen Zusammenarbeit aller Beteiligten nach nur 18 Monaten Bauzeit in Vollbetrieb.

Die Kosten für das gesamte Projekt inklusive Grundanteilkosten, die nicht unwesentlich waren, beliefen sich auf ATS 114 Mio.

Nach Wegfall der unrühmlichen Orientierungshilfe, hervorgerufen durch die Geruchsbelästigung, sowie der Einhaltung der 1. AEV und der vergleichsweise niedrigen Bau- und Betriebskosten kann festgestellt werden, dass die gewählte Abwasserreinigung zielführend war.

3.3 Konzeption der Abwasserlinie (ARA Wallersee-Süd)

Die Verbandskläranlage des RHV Wallersee-Süd ist in Abbildung 3 im Luftbild dargestellt.

Die Fließschemata (Schaltbilder) der mechanischen und der biologischen Reinigungsstufe sind in den Abbildungen 4 bzw. 5 zu sehen.

Wie erwähnt wurde die Anlage auf 35.000 EW ausgelegt. Bei Mischwasserzufluss werden maximal 1500 m³/h (bzw. 417 l/s) über die biologische Reinigungsstufe geleitet. Zusätzlich können 150 l/s in einem Regenüberlaufbecken mechanisch geklärt werden.



Abbildung 3: Verbandskläranlage des RHV Wallersee-Süd
(In der linken oberen Bildecke: der Vorfluter, die Fischach)

Unter Rücksichtnahme auf mögliche Geruchsbelästigungen wurden die Zulaufschnecken mit GFK-Elementen abgedeckt und die mechanische Vorreinigung wurde zur Gänze in einem Hochbau angeordnet. Darin befinden sich 2 Feinrechen („Rotomat“) mit einer Stabweite von 7 mm sowie 2 belüftete Langsandfänge mit integriertem Fettfang mit einem Gesamtvolumen von 130 m³.

Von den beiden Nachklärbecken der alten Anlage wurde eines in das Regenüberlaufbecken umgebaut, das andere in das Vorklärbecken (668 m³).

Die Belüftungsbecken der alten Kläranlage werden nach Umbau nun zur Schlammeindickung sowie Trübwasserspeicherung genutzt.

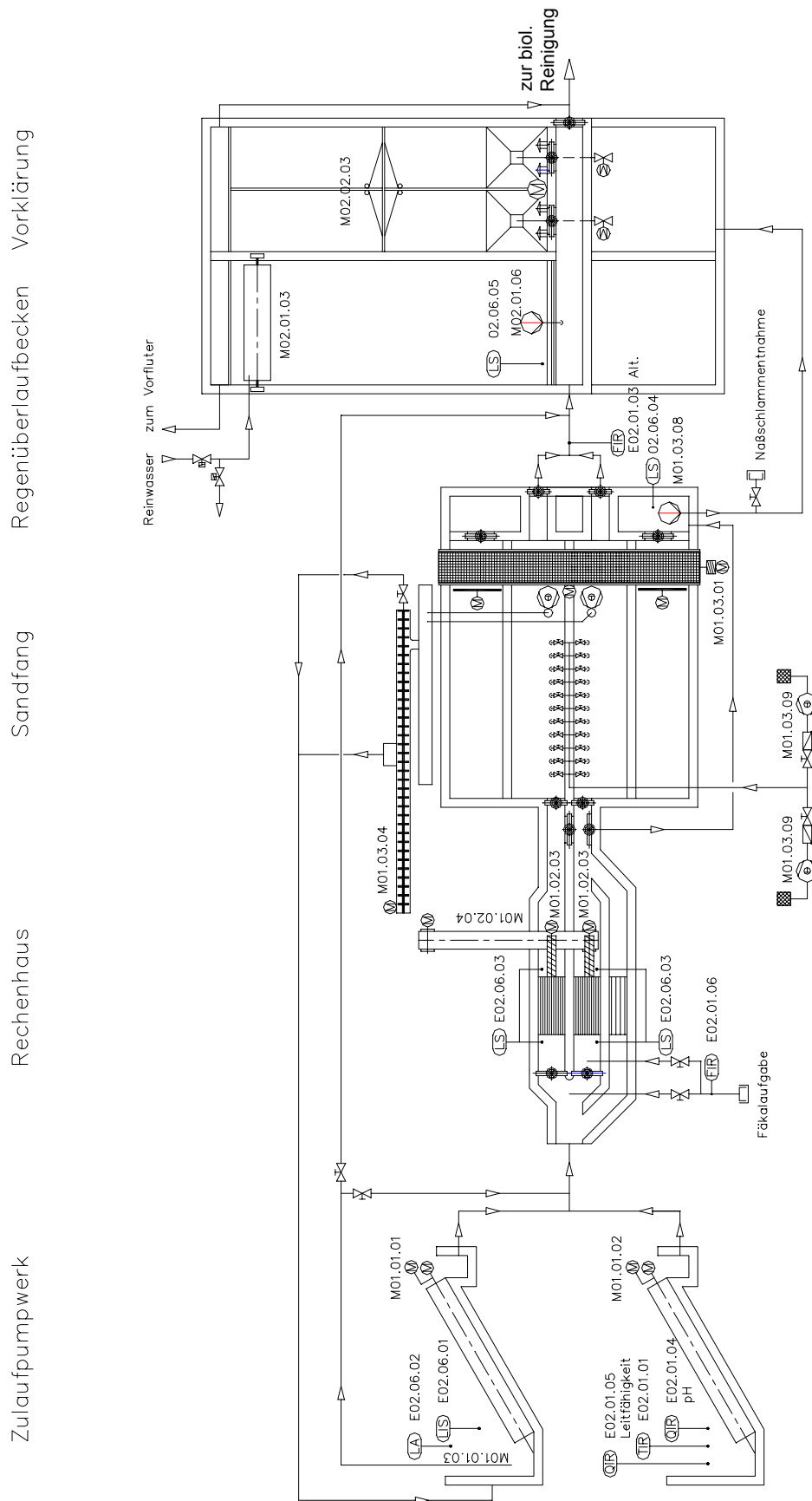


Abbildung 4: Schema der mechanischen Reinigung der ARA Wallersee-Süd

Das vorgeklärte Abwasser wird dem Zwischenhebewerk (2 Schneckenpumpen) zugeleitet und anschließend auf die beiden Belebungsbecken (gesamt 4800 m³) aufgeteilt, welche als Umlaufbecken mit Druckbelüftung gestaltet sind (Abb. 5). Als Luftzerteiler dienen Streifenbelüfter (Fa. Aquaconsult).

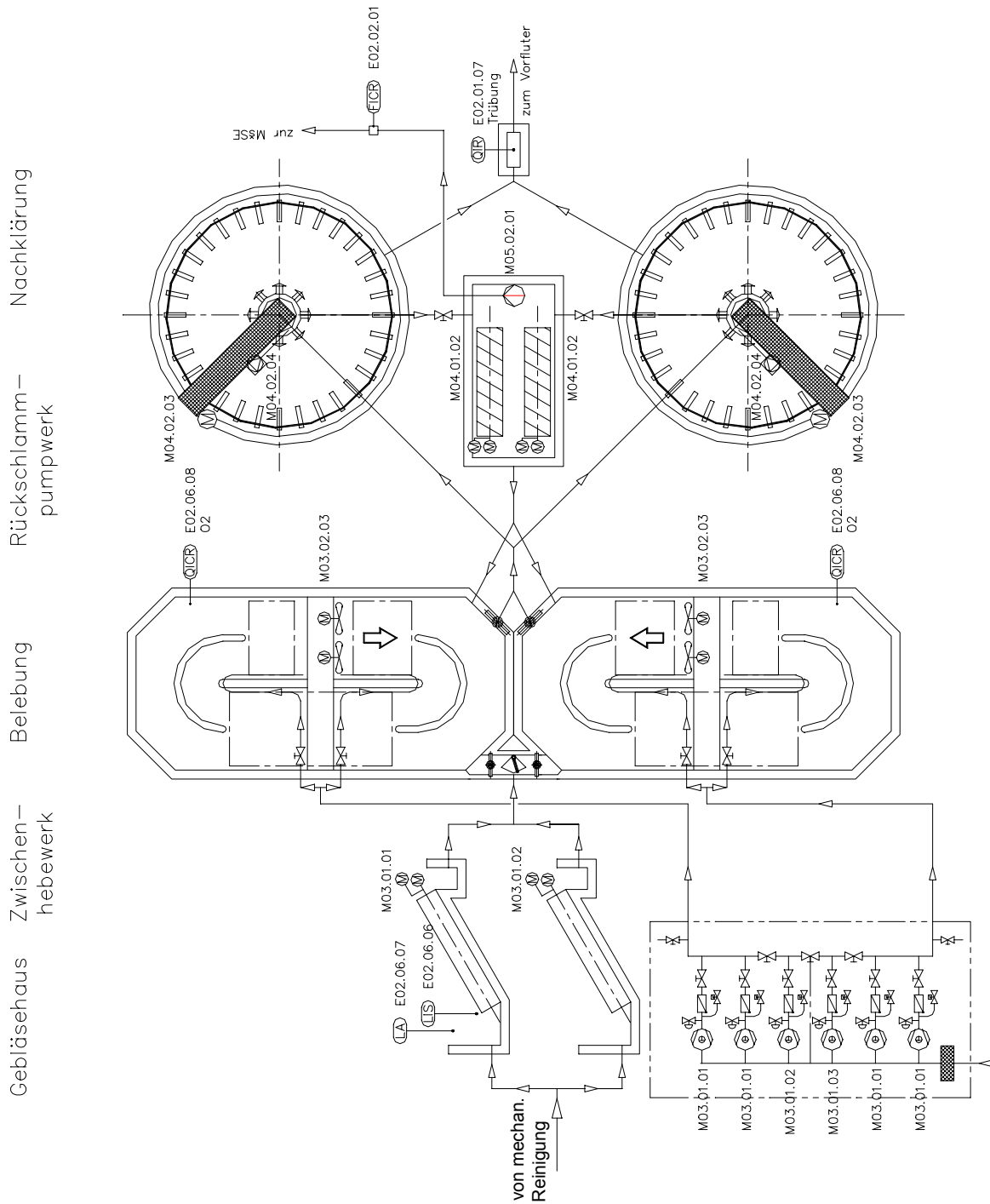


Abbildung 5: Schema der biologischen Reinigungsstufe der ARA Wallersee-Süd

Das Zwischenpumpwerk wurde aus Gründen der Fundierung erforderlich und aus Platzgründen wurden die Belebungsbecken stirnseitig zueinander angeordnet.

Der Ablauf der Belebungsbecken wird vereinigt und danach wird das Belebtschlamm-Abwasser-Gemisch auf die beiden Nachklärbecken aufgeteilt. Die Nachklärbecken weisen einen Durchmesser von 30 m und ein Gesamtvolumen von 4500 m³ auf. Der Abzug des gereinigten Abwassers erfolgt über getauchte Rohre, die radial angeordnet sind, und jeweils über einen Überfall verfügen.

Nunmehr gelten für die Kläranlage Wallersee-Süd die Anforderungen der 1. AEV.

Die ARA Wallersee-Süd wird ebenso wie die ARA Wolfgangsee-Ischl mit intermittierender Belüftung betrieben. Dabei wird zur Regelung der Sauerstoffzufuhr und somit des Wechselspiels zwischen Nitrifikation und Denitrifikation die sogenannte „Pausenzeit-Steuerung“ angewendet, bei welcher sich die Dauer der unbelüfteten Phase nach dem Gradienten des O₂-Gehalts nach Abstellen der Belüftung richtet. Diese Art der Regelung wurde ursprünglich in Oberösterreich von Mayr (1987 und 1989) eingeführt und wurde von Keil und Nowak (1992) für die ARA Wolfgangsee-Ischl sowie von Svardal (2000) im Detail beschrieben.

3.4 Konzeption der Abwasserlinie (ARA Wolfgangsee-Ischl)

Nach dem Wasserrechtsbescheid von 1984 sollte die ARA Wolfgangsee-Ischl auf BSB₅-Entfernung (Emissionswert im Tagesmittel: 20 mg/l) und wegen ihrer Lage im Einzugsgebiet des Traunsees auf Phosphorelimination (< 1 mg/l) ausgelegt werden. Nitrifikation und Stickstoffentfernung waren nicht gefordert.

Die Anlage sollte zunächst nur hydraulisch auf 100.000 EW und die biologische Reinigungsstufe nur auf 67.000 EW ausgebaut werden. In der Folge wurde jedoch entschieden, die ARA insgesamt auf 100.000 EW nach dem damaligen Reinigungserfordernis auszulegen, was sich im Folgenden als äußerst vorteilhaft erwies, weil dadurch bis heute keine bauliche Erweiterung der ARA erforderlich wurde.

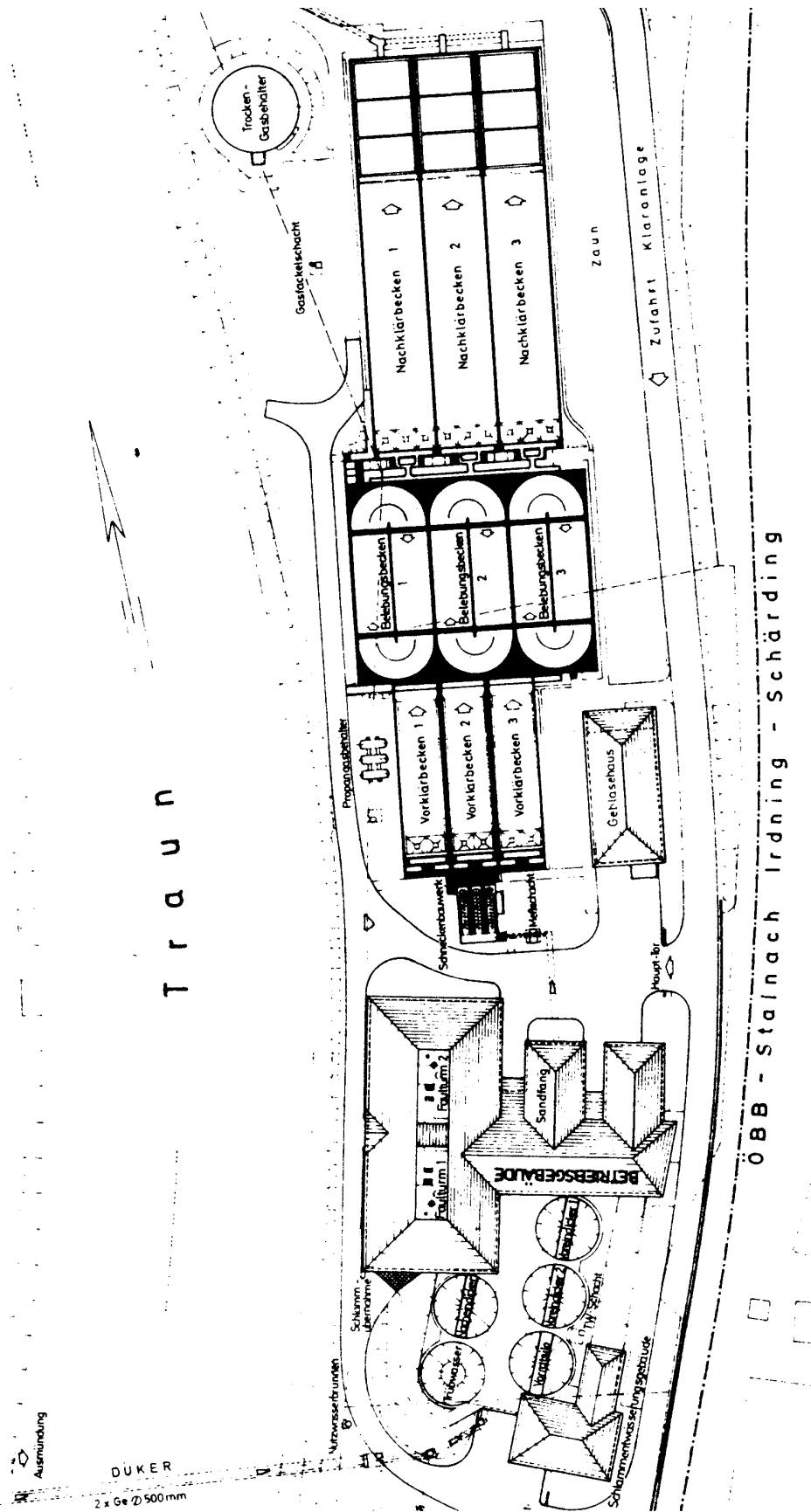


Abbildung 6: ARA Wolfgangsee-Ischl

Abbildung 6 zeigt die wesentlichen Bauteile der ARA Wolfgangsee-Ischl.

Der ARA Wolfgangsee-Ischl sind im Mischwasserfall bis zu 540 l/s zuzuleiten und biologisch zu reinigen. Zusätzlich werden bis zu 420 l/s in einem Regenüberlaufbecken mechanisch geklärt, welches auf der gegenüberliegenden Seite der Traun vor der Dükerleitung angeordnet ist.

Wie auf der Kläranlage Wallersee-Süd ist die mechanische Vorreinigung zur Gänze in einem Gebäude angeordnet. Im Bereich der mechanischen Vorreinigung wurden auch die wesentlichen Adaptierungsmaßnahmen vorgenommen. Dabei wurde einer der vorhandenen Gegenstromrechen (Stabweite 25 mm !) durch einen Stufenrechen ersetzt. Zusätzlich wurde sowohl eine Rechengutwäsche als auch eine Sandfanggutwäsche mit integrierter Kanalgut-Übernahme installiert.

Von den 3 Vorklärbecken (jeweils 400 m³) ist nunmehr im Trockenwetterfall nur mehr eines in Betrieb. Ab einem Abwasserzufluss von etwa 380 l/s wird ein zweites Becken in Betrieb genommen.

Nach der Vorklärung fließt das gesamte Abwasser dem mittleren der 3 nebeneinander liegenden Belebungsbecken (Umlaufbecken mit Druckbelüftung mittels Schlauchbelüftern, $V_{\text{gesamt}} = 5100 \text{ m}^3$) zu. Im Regelfall, d.h. falls das Schlammalter in den beiden äußeren Belebungsbecken für die vollständige Nitrifikation ausreicht, wird dieses Belebungsbecken nicht belüftet und dient zur vorgeschalteten Denitrifikation (Abb. 7). Die beiden außen liegenden Belebungsbecken (BB 1 und BB 3 in Abb. 7) werden intermittierend belüftet. In den Pausenzeiten der Belüftung wird bei O₂-Werten unter 0,2 mg/l nitrathaltiger Belebtschlamm über Rohrpropeller in das mittlere Belebungsbecken (BB 2) rückgeführt. Wenn die Nitrifikationsleistung nicht ausreicht, wird auch das mittlere Belebungsbecken intermittierend belüftet.

Das Belebtschlamm-Abwasser-Gemisch wird auf 3 Nachklärbecken (Längsbecken mit Bandräumern; gesamt 5700 m³) aufgeteilt.

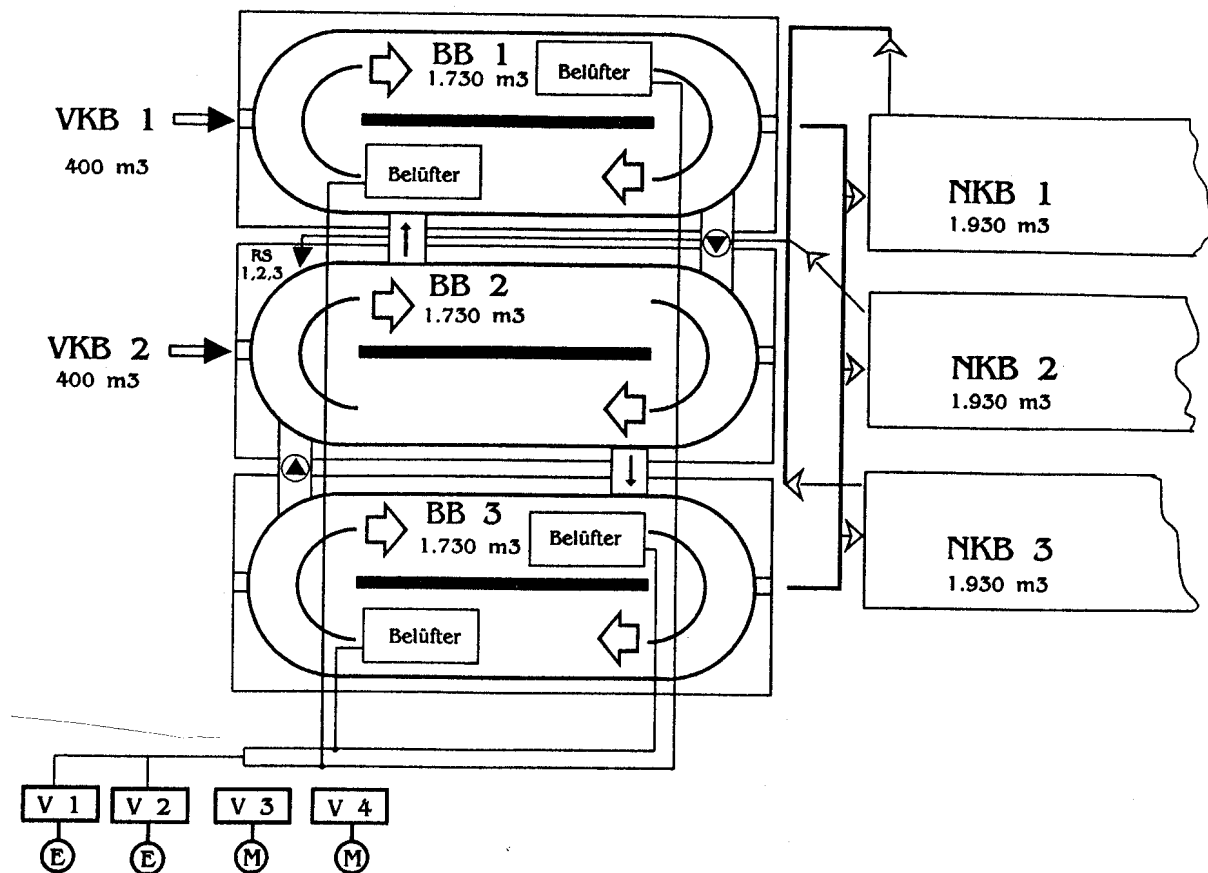


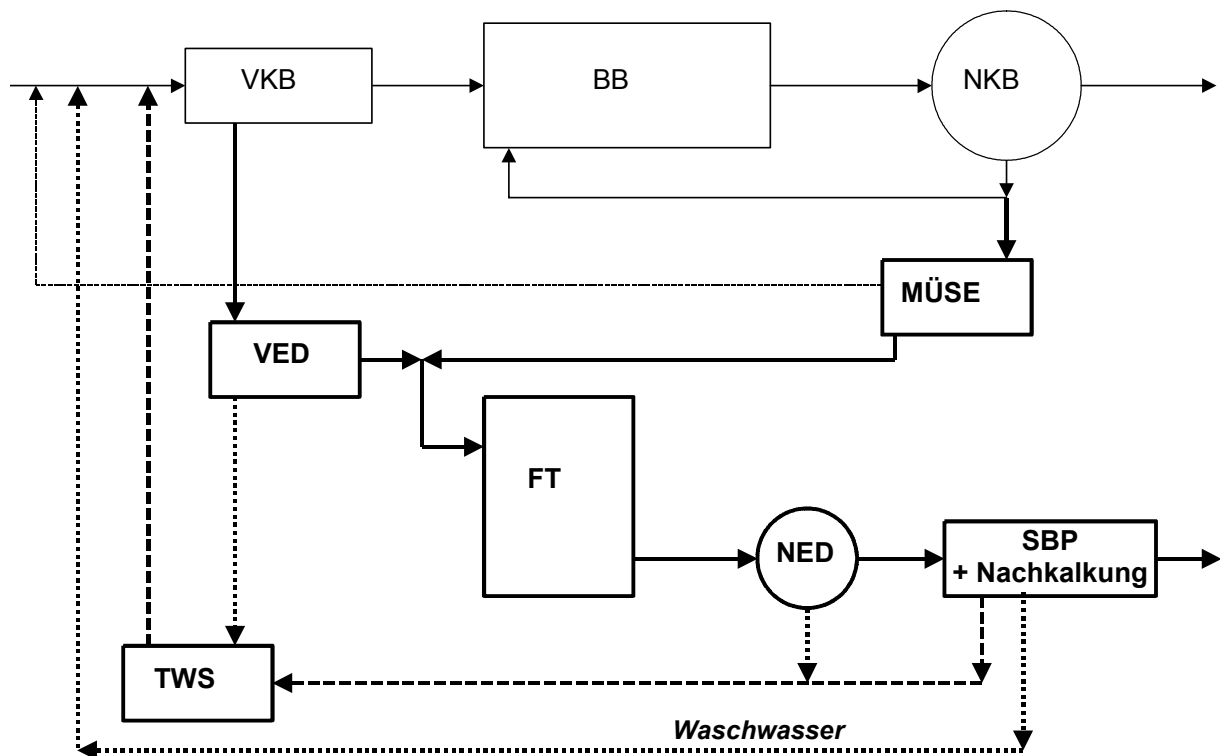
Abbildung 7: ARA Wolfgangsee-Ischl: Betriebsweise mit intermittierender Belüftung in 2 Belebungsbecken und vorgeschalteter Denitrifikation

Am 21.9.1999 wurde die wasserrechtliche Kollaudierung der Verbandsklär-anlage vorgenommen. Dabei wurde festgestellt, dass die Kläranlage nach den Daten der Eigenüberwachung und den Überprüfungen durch die Unterabteilung Gewässerschutz des Landes Oberösterreich die Anforderungen der 1. AEV erfüllt und die „Anpassung an den Stand der Technik“ ohne bauliche Änderungen vollzogen werden kann.

Somit wurden die für Anlagen > 50.000 EW nach der 1. AEV maßgebenden Emissionsbeschränkungen im Wasserrechtsbescheid festgelegt, wobei für den Parameter Gesamt-Phosphor ein Emissionswert von 0,5 mg P/l vorgeschrieben wurde, da die ARA im Einzugsgebiet des Traunsees liegt.

3.5 Verfahrensschritte der Schlammbehandlung

Die Gestaltung der Schlammlinie wird für beide Anlagen gemeinsam behandelt, womit sich die Möglichkeit eines direkten Vergleichs ergibt. In den folgenden Abbildungen 8 und 9 sind die Schemata der Schlammlinien der beiden Anlagen dargestellt.



VED..... Voreindicker

MÜSE.... maschinelle Überschussschlammeindicker

FT..... „Faulturm“ (anaerob-mesophile Schlammstabilisierung / Schlammfäulung)

NED..... Nacheindicker

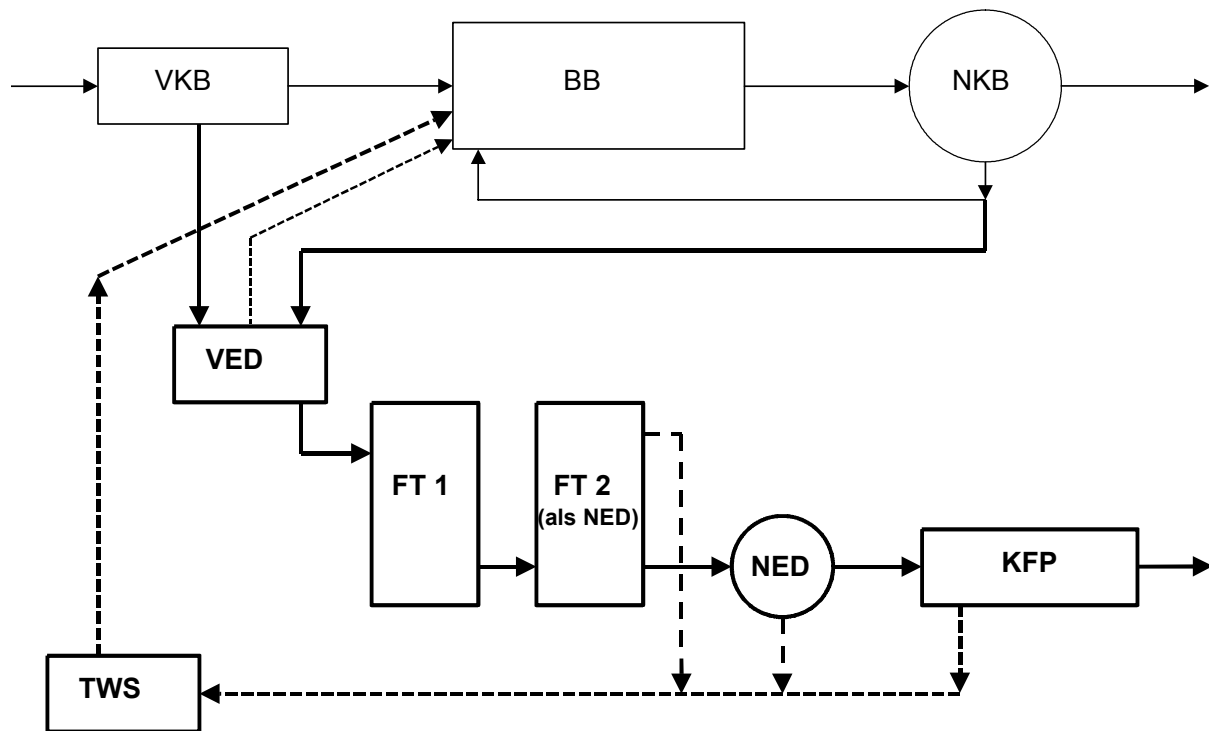
TWS Trübwasserspeicher

SBP..... Siebbandpresse

Abb. 8: Schlammlinie der ARA Wallersee-Süd

Bei der ARA Wallersee-Süd erfolgt die Voreindickung des Primärschlamms im Wesentlichen in den Schlammtrichtern des Vorklärbeckens. Der eigentliche Voreindicker (VED in Abb. 8) dient vornehmlich als „Ausgleichsbehälter“ (Vorlagebehälter) zur kurzfristigen Speicherung des Primärschlamms vor der Schlammfäulung. Der Überschussschlamm wird mittels Siebtrommel

maschinell eingedickt. Primärschlamm und Überschussschlamm werden in einem „Impfmischrohr“ zusammengebracht und in einer gemeinsamen Leitung in den Faulbehälter gefördert.



KFP Kammerfilterpresse

Abb. 9: Schlammlinie der ARA Wolfgangsee-Ischl

Auf der Kläranlage Wolfgangsee-Ischl werden Überschussschlamm und Primärschlamm gemeinsam im Voreindicker eingedickt (Abb. 9). Dabei wird ein Feststoffgehalt von bis zu 4% erreicht. Zur Steuerung der Beschickung des Faulraums ist eine TS-Sonde im Einsatz, wobei bei einem TS-Gehalt von 2% die Beschickung eingestellt wird. Im Gegensatz zu manchen anderen Anlagen bestehen auf der ARA Wolfgangsee-Ischl gute Erfahrungen mit der TS-Sonde, weswegen daran gedacht ist, eine solche auch für den Primärschlammabzug einzusetzen.

Auf der ARA Wolfgangsee-Ischl konnte bislang aufgrund des großen Volumens der Faulbehälter – in Relation zur tatsächlichen Belastung – auf die Installation einer maschinellen Überschussschlammeindickung verzichtet werden. Dabei stehen 2 Faulbehälter mit einem Volumen von insgesamt 7.000 m³ entsprechend der Ausbaugröße von 100.000 EW zur Verfügung. Der Faulbehälter der ARA

Wallersee-Süd weist mit rund 2.350 m³ etwa das gleiche spezifische Volumen bezogen auf die Ausbaugröße von 35.000 EW auf. Für die Umwälzung des Schlammes ist im Faulbehälter der ARA Wallersee-Süd ein Schraubenmischer installiert, ebenso wie in den Faulbehältern der ARA Wolfgangsee-Ischl.

Die Faulzeit beträgt bei der ARA Wallersee-Süd rund 70, bei der ARA Wolfgangsee-Ischl über 100 Tage.

Die Nacheindickung des Faulschlammes erfolgt auf der ARA Wolfgangsee-Ischl vornehmlich im zweiten der in Serie durchflossenen Faulbehälter. Nach der (externen) Nacheindickung (NED in Abb. 9) beträgt der Feststoffgehalt durchschnittlich etwas über 4 %.

Bei Anlagen mit maschineller Überschussschlammendickung (MÜSE) wird durch Nacheindickung generell keine (wesentliche) Erhöhung des Feststoffgehalts des Faulschlammes erreicht. Bei diesen Anlagen dient der Nacheindicker (NED in Abb. 8) im Wesentlichen als Vorlagebehälter für die Schlammmentwässerung. Bei der ARA Wallersee-Süd liegt der Feststoffgehalt im Faulschlamm bei etwa 3 % und wird in der Nacheindickung um rund 10 % erhöht.

Der eingedickte Faulschlamm wird auf der ARA Wolfgangsee-Ischl mittels Kammerfilterpresse und auf der ARA Wallersee-Süd mittels Siebbandpresse entwässert.

Bei beiden Anlagen wird der entwässerte Schlamm landwirtschaftlich verwertet. Daher wird der Schlamm in beiden Fällen mit Kalk konditioniert, womit einerseits eine Hygienisierung erzielt wird und andererseits ist von Seiten der Landwirtschaft ein hoher Kalkgehalt erwünscht.

Bei der ARA Wolfgangsee-Ischl erfolgt vor der Entwässerung mit der Kammerfilterpresse die übliche Kalk-Eisen-Konditionierung, wobei in der Vergangenheit auch mit Polymer-Konditionierung ein gutes Entwässerungsergebnis erreicht wurde (Keil und Nowak, 1992).

Auf der ARA Wallersee-Süd erfolgt eine „Nachkalkung“ nach der Schlammmentwässerung unter Zugabe von Kalkhydrat ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), welches in einem Pflugscharmischer eingemischt wird.

Die Lagerung des entwässerten Schlammes wird bei der ARA Wolfgangsee-Ischl auf einer offenen Fläche vorgenommen, wobei niemals Geruchsprobleme zufolge gebildeter organischer Säuren auftraten.

Im Gegensatz dazu kommt es bei der ARA Wallersee-Süd nach der Nachkalkung offensichtlich in gewissem Umfang zu einer biologischen „Nachreaktion“ mit Bildung organischer Säuren. Bei entwässertem Schlamm ist die Einmischung des Kalkhydrats nicht in gleicher Weise möglich wie bei Nassschlamm. Es wird vermutet, dass dadurch zwar zum Teil biologisch schwer abbaubare organische Stoffe aufgeschlossen werden, es jedoch zu keiner vollständigen Abtötung der Säurebakterien kommt. Da man in Hinblick auf die starke Sensibilisierung der Anrainer auf Geruchsbelästigungen (siehe Pkt. 3.2) kein Risiko eingehen wollte, wurde auf der ARA Wallersee-Süd nachträglich eine Schlammhalle errichtet.

Auf beiden Anlagen existierte ein Trübwasserspeicher (Abb. 8 und 9), aus dem die Schlammwässer in der Zeit nach Mitternacht in den Zulauf der Anlage (ARA Wallersee-Süd) bzw. in den Zulauf Belebungsbecken (ARA Wolfgangsee-Ischl) rückgeführt werden.

Es ist seit Langem bekannt, dass die zusätzliche Stickstoff-Belastung aus dem Trübwasser zu den Zeiten der höchsten Stickstoff-Belastung aus dem Einzugsgebiet zu einer Erhöhung der Ammoniumspitzen im Ablauf und auch zu einer Erhöhung des mittleren Ammoniumablaufwertes führen (Gujer, 1977, 1986 und 1988; Keil und Nowak, 1992; Nowak 1993). Auf der ARA Wallersee-Süd hat man zudem die Erfahrung gemacht, dass Rückführung des Trübwassers während der Arbeitsstunden („tagsüber“) zu einer merklichen Erhöhung der Nitratablaufwerte führt. Dies ist insofern verständlich, da zum Einen bei intermittierender Nitrifikation-Denitrifikation längere Belüftungszeiten erforderlich werden und zum Anderen momentan für die Denitrifikation nicht ausreichend Kohlenstoffatmung zur Verfügung steht, zumal die Kohlenstoffatmung bei schwach belasteten Belebungsanlagen im Tagesverlauf ziemlich konstant ist und nahe der „Grundatmung“ liegt.

Auf der ARA Wallersee-Süd wurde zudem bei der Siebbandpresse eine Trennung zwischen dem hochbelasteten Presswasser und dem wenig belasteten Waschwasser vorgenommen, welches mengenmäßig in der gleichen Größenordnung wie das Presswasser liegt. Das Waschwasser wird nun direkt in den Anlagenzulauf rückgeführt, wodurch die hydraulische Kapazität des Trübwasserspeichers erhöht werden konnte.

4 Belastung der Kläranlagen und Betriebsverhalten

4.1 Abwasserzufluss

Bei beiden Kläranlagen wird zu Zeiten hohen Mischwasserandrangs auch in der Tagessumme ein Vielfaches des Trockenwetteranfalls über die biologische Reinigungsstufe geführt.

Bei der ARA Wolfgangsee-Ischl liegt der Trockenwetterzufluss während der Sommersaison bei etwa 7000 bis 8000 m³/d, im Herbst und Winter bei etwa 5000 bis 6000 m³/d. Die größten Abwasserzuflüsse ergeben sich in den Monaten Februar und März, insbesondere dann, wenn zusätzlich während diesem Zeitraum hohe Niederschläge zu verzeichnen sind (Abb. 10). In diesem Zeitraum treten die Tagesabwassermengen von über 40.000 m³/d auf, die sich bei einem maximalen Mischwasserzufluss von 540 l/s ergeben.

Das Verhältnis zwischen Trockenwetterzufluss und hohen Mischwasserzuflüssen ist bei der ARA Wallersee-Süd ebenfalls sehr hoch. Der Trockenwetterzufluss liegt bei 3000 m³/d, die größten Mischwasserzuflüsse über 20.000 m³/d (Abb. 11). Insgesamt herrscht jedoch an deutlich mehr Tagen Trockenwetterzufluss als bei der ARA Wolfgangsee-Ischl, vermutlich wegen des geringeren Anteils des im Mischverfahren entwässerten Gebiets.

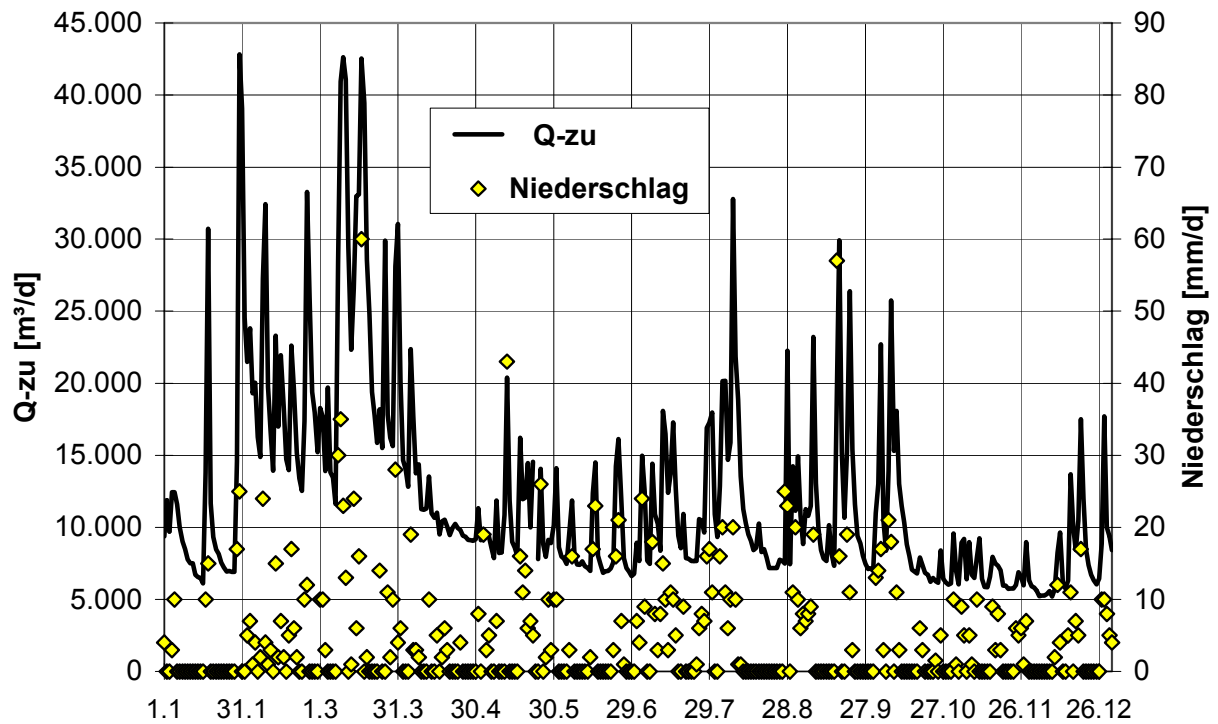


Abbildung 10: ARA Wolfgangsee-Ischl: Abwasserzufluss (Q-zu) im Vergleich zum Tagesniederschlag

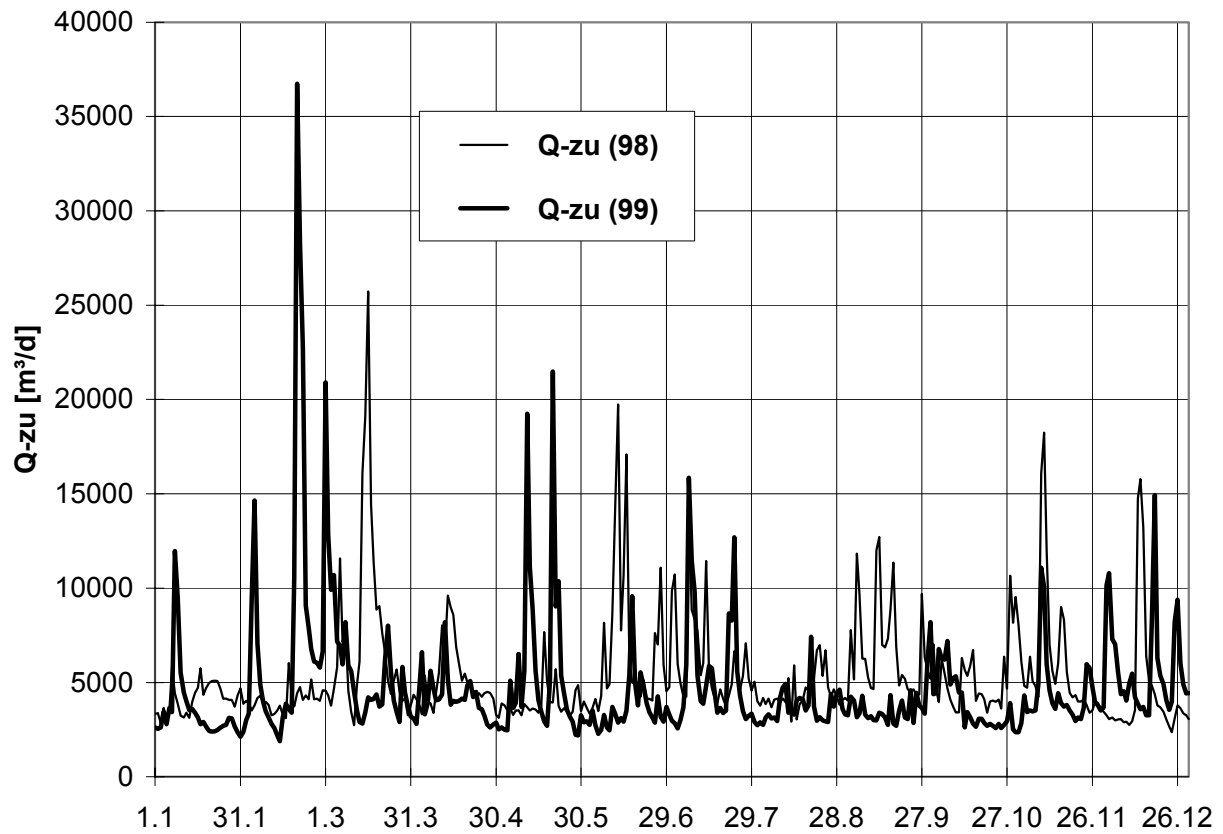


Abbildung 11: ARA Wallersee-Süd: Abwasserzufluss (Q-zu) in den Jahren 1998 und 1999

4.2 Zulaufmengen und Abwasserzusammensetzung

Bei der ARA Wolfgangsee-Ischl lag die Zulaufmenge bezogen auf die Parameter BSB₅ bzw. CSB im Jahre 1991 noch bei etwa 30.000 EW. Zwischen 1994 und 1997 kam es zu einem deutlichen Anstieg der organischen Belastung, vor allem auch deshalb, weil in diesem Zeitraum weitere Gebiete insbesondere im Gemeindegebiet von Bad Ischl an das Kanalnetz angeschlossen wurden.

In den Jahren 1999 und 2000 lag die Zulaufmenge bezogen auf den Parameter BSB₅ bei 42.500 EW₆₀ bzw. bei 40.500 EW bezogen auf 110 g CSB/(EW.d).

Das Einzugsgebiet des RHV Wolfgangsee-Ischl ist geprägt durch Sommerfremdenverkehr. Darüber hinaus existieren keine großen abwasserrelevanten Industriebetriebe. Abbildung 12 zeigt die Zulaufmengen zur ARA Wolfgangsee-Ischl quartalsweise. Es wird ersichtlich, dass die Zulaufmengen im Quartal 7-9, d.h. Juli bis September, deutlich höher sind als in den anderen Quartalen.

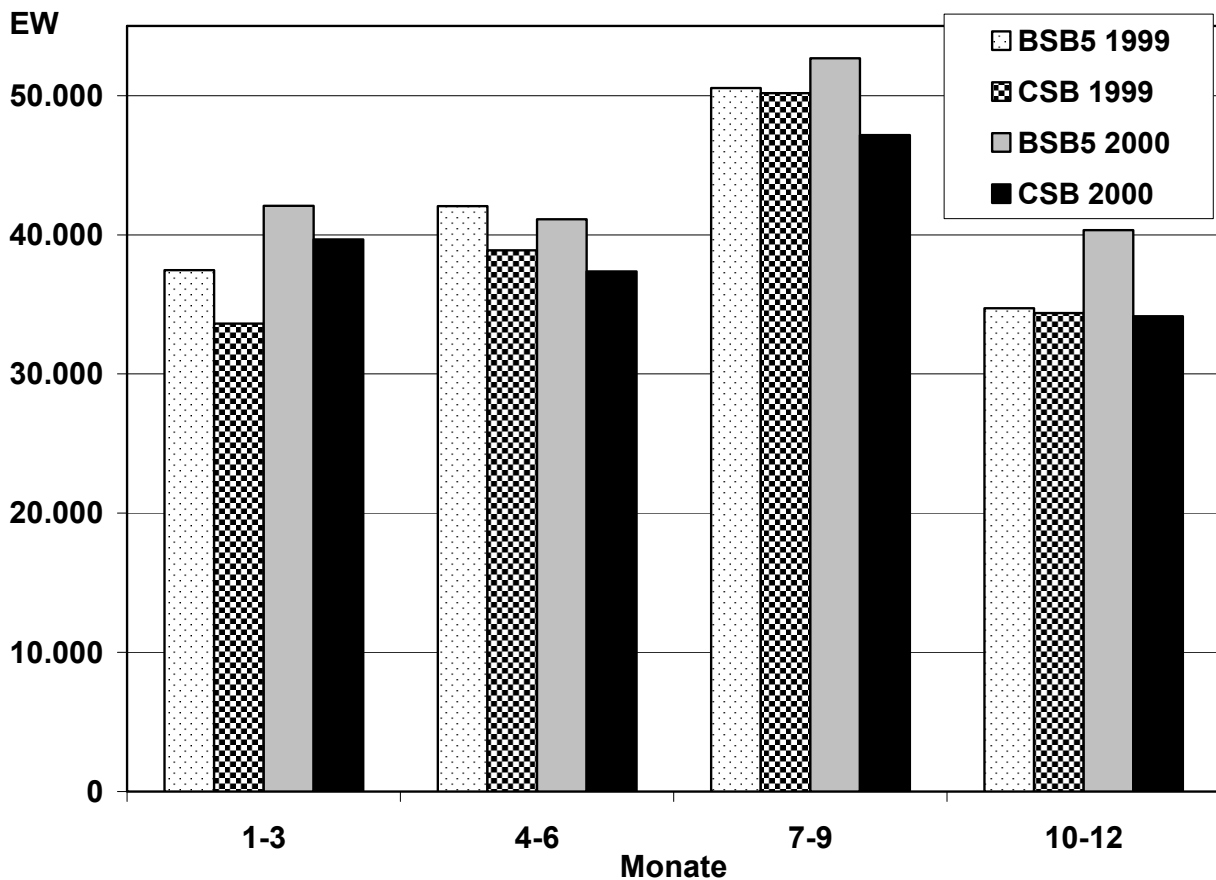


Abbildung 12: ARA Wolfgangsee-Ischl: Zulaufmengen im Quartal mit 60 g BSB₅/(EW.d) bzw. 110 g CSB/(EW.d)

Eine Auswertung der BSB₅-Zulauffrachten der Jahre 1998 bis 2000 ergab ein maximales Wochenmittel von rund 67.000 EW. Diese Wochen mit der höchsten Anlagenbelastung lagen durchwegs im Monat August. Im maßgebenden Temperaturbereich ($\leq 12^{\circ}\text{C}$ im Ablauf) liegt das maximale Wochenmittel zwischen 50.000 und 55.000 EW.

Wie im Pkt. 3.2 erwähnt, bestehen im Einzugsgebiet des RHV Wallersee-Süd an abwasserrelevanten Betrieben eine Sauergemüsefabrik sowie ein Molkerei- und Käsebetrieb. Die Sauergemüsefabrik verfügt nun seit mehreren Jahren über eine gut funktionierende anaerobe Vorreinigungsanlage und leitet somit keine nennenswerten Schmutzfrachten mehr zur Verbandskläranlage ab. Demgegenüber hat der Käsebetrieb in den letzten Jahren zu 10 % und mehr zur organischen Belastung der ARA Wallersee-Süd beigetragen, wobei nunmehr auch bei diesem Betrieb eine Vorreinigungsanlage in Planung ist.

Im Zulauf zur Kläranlage Wallersee-Süd wird der CSB täglich analysiert, der BSB₅ nur etwa 3 mal pro Woche. Im Jahre 1998 lag die Zulauffracht bezogen auf den Parameter BSB₅ bei 25.000 EW, bezogen auf 110 g CSB/(EW.d) bei 23.000 EW. Im Jahre 1999 wurden die Zulauffracht bezogen auf den BSB₅ zu 19.700 EW und bezogen auf den CSB zu 19.100 EW bestimmt. Zu diesem Rückgang in der organischen Belastung gibt es keine abgesicherte Begründung. Festzuhalten wäre lediglich, dass die Zulauffracht an Gesamt-Stickstoff zwischen diesen beiden Jahren um lediglich 5 % zurückgegangen ist.

Bei der ARA Wallersee-Süd lag das maximale Wochenmittel in den Jahren 1998 bis 2000 zwischen 30.000 und 33.000 EW.

Im häuslichen Abwasser liegen die spezifischen Zulauffrachten für Stickstoff und Phosphor bezogen auf die BSB₅- bzw. CSB-Fracht bei 11 g N/(EW.d) bzw. 1,7 g P/(EW.d) (Andreottola et al., 1994; Nowak, 1995 b).

Für die ARA Wolfgangsee-Ischl errechnet sich aus dem Verhältnis N/CSB für die Jahre 1999 und 2000 eine spezifische N-Fracht im Zulauf von 9,0 g/(EW.d) und für die Kläranlage Wallersee-Süd für den Zeitraum 1998/99 ein Wert von 8,8 g N/(EW.d). Die spezifische Phosphorfracht bezogen auf den CSB mit 110 g/(EW.d) lag über die gleichen Zeiträume bei der ARA Wolfgangsee-Ischl bei 1,35 g P/(EW.d) und bei der ARA Wallersee-Süd bei 1,55 g/(EW.d).

Diese im Vergleich zu häuslichem Abwasser relativ geringen spezifischen Nährstofffrachten mögen verwundern, insbesondere bei der ARA Wolfgangsee-Ischl, an die ja kein größerer Industriebetrieb angeschlossen ist. Eine Auswertung der Zulaufdaten von insgesamt 73 österreichischen Kläranlagen mit Ausbaugrößen von über 15.000 EW ergab vergleichbare Werte von im Mittel $9,3 \text{ g N}/(\text{EW}\cdot\text{d})$ bzw. $1,53 \text{ g P}/(\text{EW}\cdot\text{d})$ jeweils bezogen auf $110 \text{ g CSB}/(\text{EW}\cdot\text{d})$ (Nowak, 2000 a). Die relativ geringen Werte der ARA Wolfgangsee-Ischl dürften auf die Summe der gewerblichen Abwässer zurückzuführen sein.

Die Zulauf zur ARA Wolfgangsee-Ischl ist geprägt durch eine im Jahresmittel vergleichsweise niedrige Abwassertemperatur, was in erster Linie auf die langen Seeleitungen zurückzuführen sein dürfte. Im Jahre 1991 lag die Ablauftemperatur im Jahresmittel bei $10,3^\circ\text{C}$ (siehe Keil und Nowak, 1991). Nunmehr liegt die Ablauftemperatur im Jahresmittel etwas höher, vermutlich aufgrund des gestiegenen Anteils an Abwasser, welches über Landleitungen der ARA zufließt. Die Auswertung für das Jahr 1998 ergab einen Mittelwert von $11,3^\circ\text{C}$, für 1999 von $11,4^\circ\text{C}$ und für 2000 von $12,2^\circ\text{C}$ (vgl. Abb. 13).

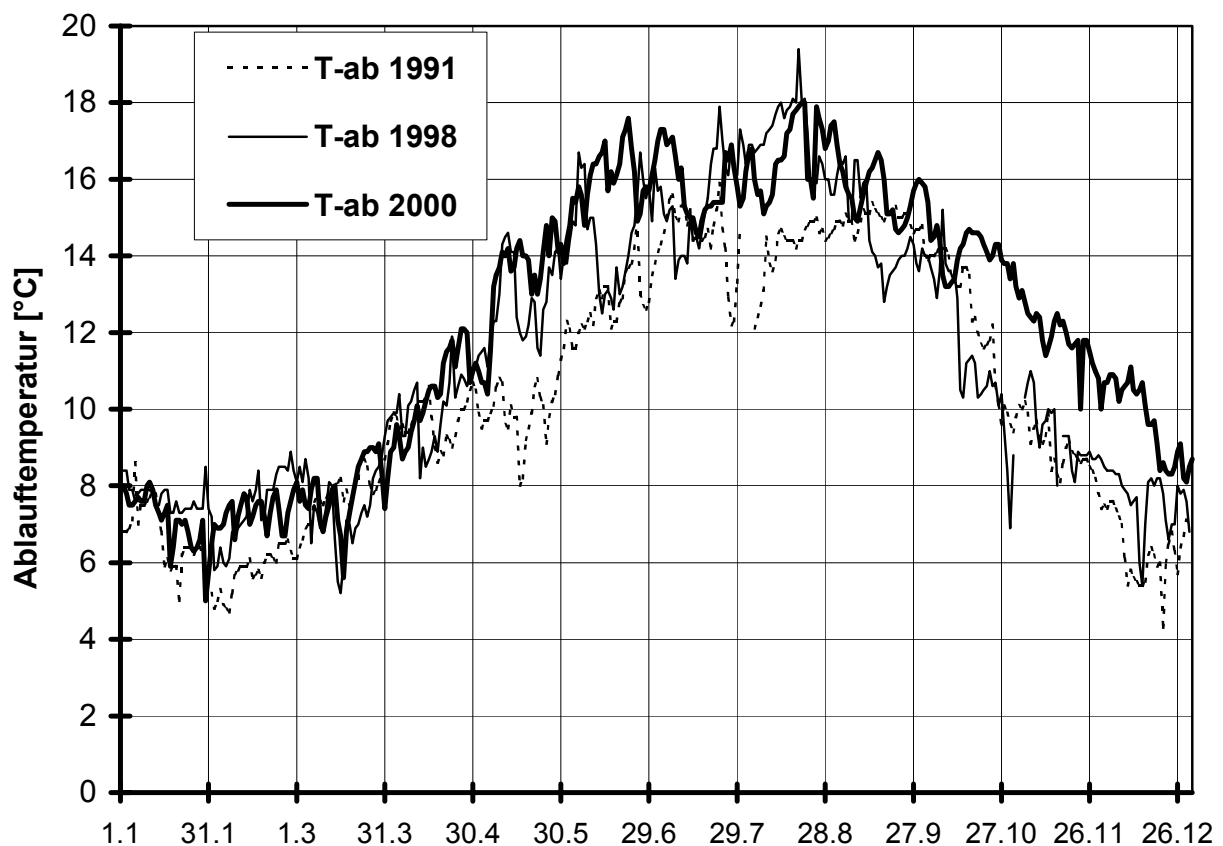


Abbildung 13: ARA Wolfgangsee-Ischl: Ablauftemperatur

Auch bei der ARA Wallersee-Süd liegt die Ablauftemperatur vermutlich bedingt durch die Seeleitungen nicht wesentlich höher (Abb. 14). Für das Jahr 1998 ergab sich ein Mittelwert von 12,5°C, für 1999 von 12,6°C und für 2000 von 13,2°C.

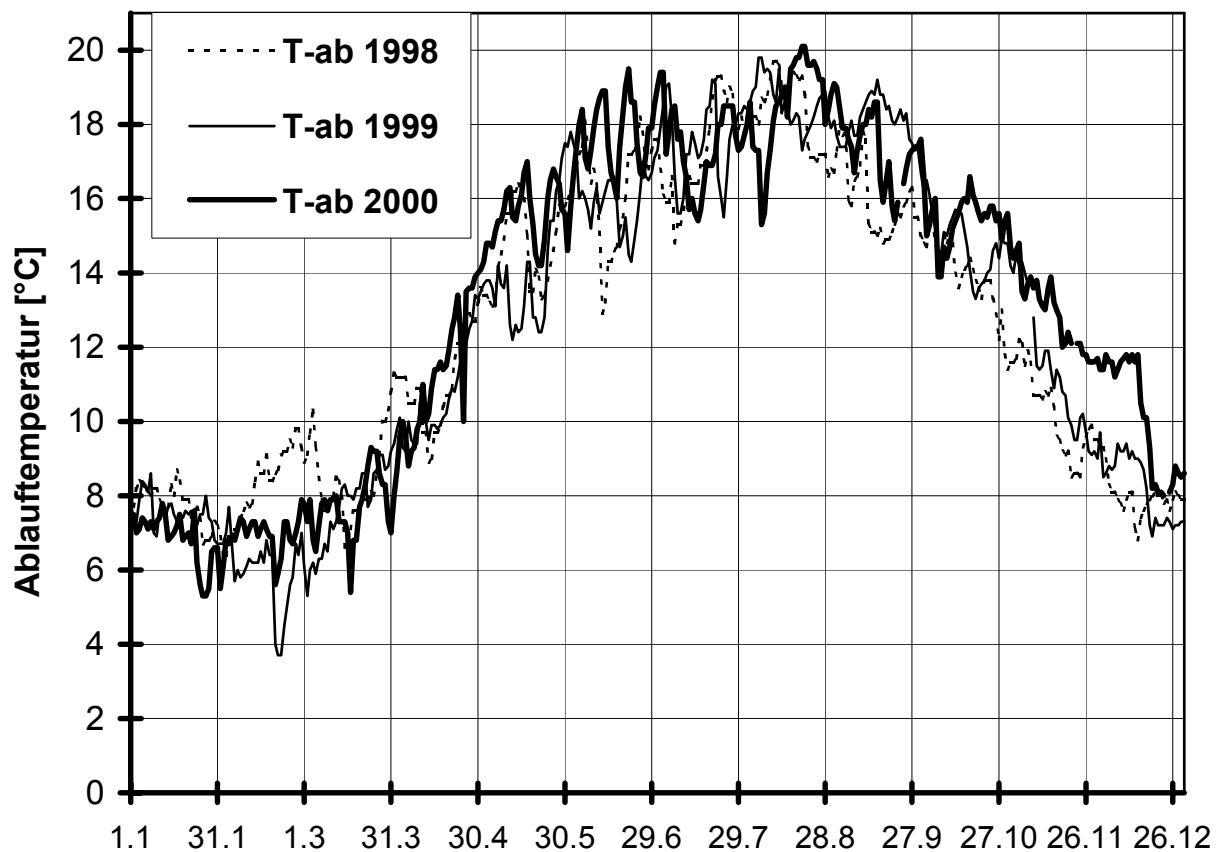


Abbildung 14: ARA Wallersee-Süd: Ablauftemperatur

4.3 CSB-Bilanz der Kläranlagen

4.3.1 Vorbemerkung

Das Betriebsverhalten der beiden Kläranlagen in Hinblick auf den Schlammanfall (Primärschlamm, Überschussschlamm, Faulschlamm), den Faulgasanfall und schließlich dem daraus ermittelten Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung wird anhand von CSB-Bilanzen erläutert. Bezüglich der Vorgangsweise bei Bilanzierungen wird auf frühere Arbeiten (z.B.: Nowak, 1998; Svardal *et al.*, 1998) verwiesen.

4.3.2 Vorklärzeit und CSB-Entfernung in der Vorklärung

Bei der ARA Wolfgangsee-Ischl liegt die Absetzzeit in der Vorklärung mit einem Becken mit einem Volumen von 400 m³ bei Trockenwetterzufluss bei etwa 1,5 h. In der Trockenwetterspitze ergibt sich eine Vorklärzeit zu 0,75 bis 1,0 h. Ungeachtet dieser relativ kurzen Vorklärzeit werden in der Vorklärung im Mittel etwa 35 bis 40% der CSB-Zulauffracht entfernt.

Bei der ARA Wallersee-Süd ergibt sich die Vorklärzeit bei Trockenwetterzufluss rechnerisch im Tagesmittel zu über 4 h, im Jahresmittel einschließlich der Mischwasserereignisse zu über 3 Stunden. Um die Absetzeigenschaften des Belebtschlammes zu verbessern, wird zeitweise die Vorklärung außer Betrieb genommen bzw. ein Teil des Rohabwassers an der Vorklärung vorbeigeleitet. Bezogen auf die Jahresfracht werden in der Vorklärung rund 22 bis 24 % des CSB entfernt.

4.3.3 Belastung der biologischen Stufe und Überschussschlammanfall

Im Jahresmittel errechnet sich die „BSB₅-Raumbelastung“ bei der ARA Wolfgangsee-Ischl zu ca. 0,3 kg BSB₅/m³ BB. Bei hohen Belastungen während der Wintermonate (55.000 EW) ergibt sich ein Wert von 0,4 kg BSB₅/m³ BB. Beim maximalen Wochenmittel von rund 67.000 EW, welches im Sommer bei Temperaturen im Belebungsbecken von rund 16°C auftritt, liegt die „BSB₅-Raumbelastung“ bei 0,5 kg /m³.

Der Überschussschlammanfall ist bei dieser Anlage – u.a. wegen den hohen Entfernungsraten in der Vorklärung – mit 24 g TS/(EW.d) im Jahresmittel relativ gering. Aus dem Glühverlust bzw. dem CSB/TS-Verhältnis im Belebtschlamm errechnet sich die CSB-Fracht im Überschussschlamm zu 22 g CSB/(EW.d).

Bei der ARA Wallersee-Süd ergibt sich die „BSB₅-Raumbelastung“ im Jahresmittel (22.000 EW) zu 0,21 kg/m³ und bei der höchsten Wochenbelastung von etwa 32.000 EW zu 0,3 kg/m³. Der Überschussschlammanfall ist mit 35 g TS/(EW.d) vergleichsweise hoch. Die CSB-Fracht im Überschussschlamm liegt bei 34 g CSB/(EW.d).

4.3.4 Faulschlamm- und Faulgasanfall

Generell ist in biologisch weitestgehend abgebautem (= „stabilisiertem“) Klärschlamm aus kommunalen Anlagen eine spezifische oTS-Fracht von rund 18 g/(EW·d) (Nowak, 1998) bzw. je nach Abwasserzusammensetzung zwischen 16 und 20 g oTS/(EW·d) zu erwarten (Nowak, 2000 a).

Für die ARA Wolfgangsee-Ischl wurde die spezifische Fracht an oTS im ausgefaulten Schlamm bereits für die Jahre 1992 und 1993 ausgewertet (Nowak, 1995 a). Für diese beiden Jahre ergaben sich Werte von 17,1 bzw. 17,6 g/(EW·d) bezogen auf eine spezifische CSB-Fracht im Zulauf von 110 g/(EW·d). Für die Jahre 1999 und 2000 wurde nun ein Wert von jeweils 17,2 g oTS/(EW·d) im Faulschlamm gefunden. Dies entspricht einer spezifischen CSB-Fracht von rund 24 g CSB/(EW·d).

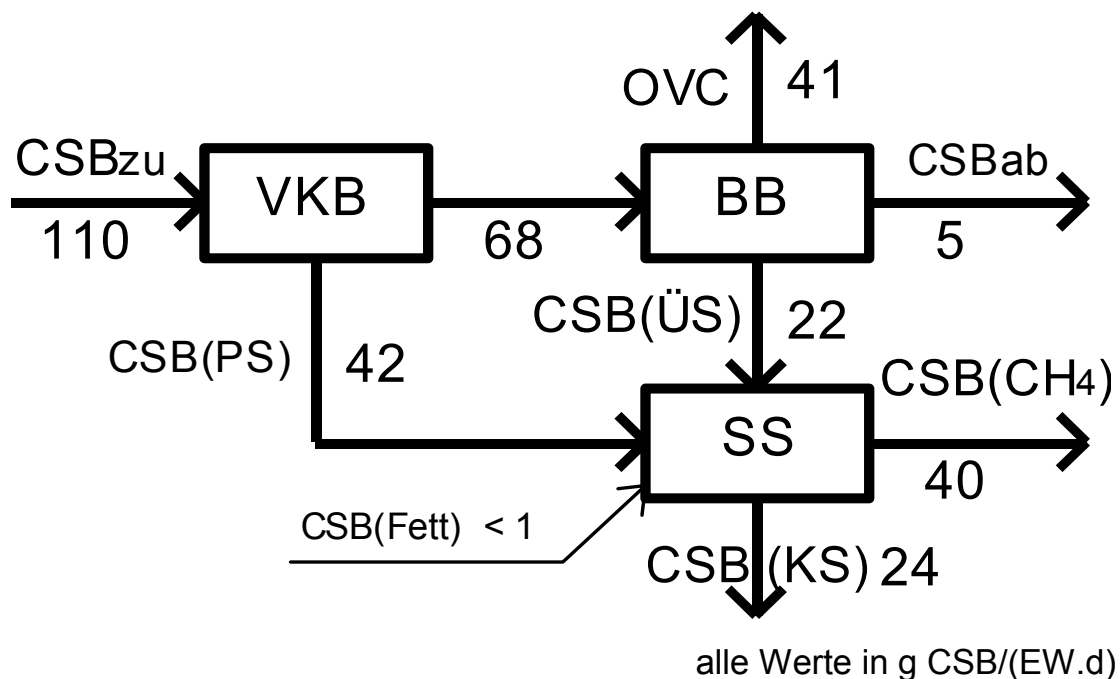
Der Faulgasanfall ergab sich bei dieser Anlage in den Jahren 1999 und 2000 zu jeweils 21,3 l/(EW·d). Dies entspricht bei einem CO₂-Gehalt im Faulgas von im Mittel ca. 30 % einem Methan-Anfall von etwa 14 l/(EW·d) bzw. einer spezifischen CSB-Fracht im Faulgas von 40 g/(EW·d).

Bei der ARA Wallersee-Süd ergab sich die spezifische oTS-Fracht im Faulschlamm über den Zeitraum 1998/99 zu rund 19 g/(EW·d). Dies entspricht einer CSB-Fracht von etwa 26 g/(EW·d). Der Faulgasanfall lag bei etwa 18 bis 19 l/(EW·d). Dies entspricht etwa 12 l CH₄/(EW·d) bzw. einer CSB-Fracht im Faulgas von rund 34 g/(EW·d).

Da die CSB-Entfernung in der Vorklärung (Pkt. 4.3.2), d.h. der CSB im Primärschlamm, der CSB im Überschussschlamm (Pkt. 4.3.3), der CSB im Faulschlamm und der im Faulgas bekannt sind, ist es möglich eine geschlossene CSB-Bilanz der Schlammfäulung zu erstellen. Für die ARA Wolfgangsee-Ischl konnten die genannten Werte mit dieser Bilanz unmittelbar bestätigt werden. Bei der ARA Wallersee-Süd mussten geringfügige Adaptierungen der Eingangswerte vorgenommen werden. Die CSB-Bilanz „ging“ aber auch hier in hohem Maße „auf“.

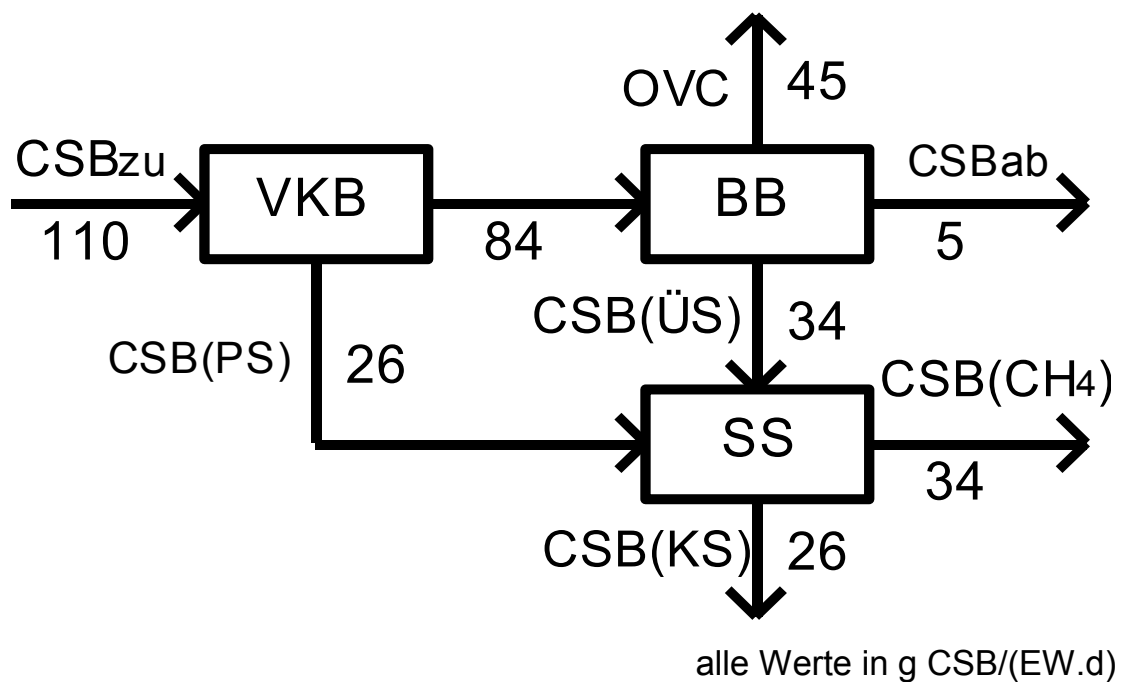
Die entsprechenden CSB-Bilanzen über die gesamte Abwasserreinigungsanlage sind für die beiden Anlagen in den Abbildungen 15 und 16 dargestellt.

Von der ARA Wolfgangsee-Ischl wurden im Jahre 2000 rund 50 m³ Fettabscheiderinhalte übernommen und der Schlammfäulung zugeführt. Daraus kann eine CSB-Fracht von (deutlich) unter 1 g/(EW.d) abgeschätzt werden (Abb. 15).



- VKB.....Vorklärbecken
- BB "Belebungsbecken" (einschl. Nachklärbecken)
- SS Schlammstabilisierung (= beheizte Faulung)
- CSB_{zu} spezifische CSB-Fracht im Zulauf
- CSB_{ab} spezifische CSB-Fracht im Ablauf der Anlage
- OVC Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung
- CSB(CH₄) CSB im Methan des Faulgases (0,35 Nm³ CH₄/kg CSB)
- CSB(PS) CSB-Fracht im Primärschlamm
- CSB(ÜS) CSB-Fracht im Überschussschlamm
- CSB(TS) CSB-Fracht im zu entsorgenden Klärschlamm

Abbildung 15: CSB-Bilanz der ARA Wolfgangsee-Ischl (1999/2000)



- VKB.....Vorklärbecken
- BB "Belebungs" (einschl. Nachklärbecken)
- SS Schlammstabilisierung (= beheizte Faulung)
- CSB_{zu} spezifische CSB-Fracht im Zulauf
- CSB_{ab} spezifische CSB-Fracht im Ablauf der Anlage
- OVC.....Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung
- $CSB(CH_4)$ CSB im Methan des Faulgases ($0,35 \text{ Nm}^3 \text{ CH}_4/\text{kg CSB}$)
- $CSB(PS)$ CSB-Fracht im Primärschlamm
- $CSB(\ddot{U}S)$ CSB-Fracht im Überschussschlamm
- $CSB(TS)$ CSB-Fracht im zu entsorgenden Klärschlamm

Abbildung 16: CSB-Bilanz der ARA Wallersee-Süd (1998/99)

4.3.5 Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung (OVC)

Eine geschlossene Bilanzierung der biologischen Stufe ist bei Belebungsanlagen mit variablen anoxischen Zonen nicht möglich, da der Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung (OVC) bei solchen Anlagen messtechnisch nicht ermittelt werden kann. Demzufolge kann OVC nur aus einer Differenzrechnung abgeschätzt werden.

Der Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung (OVC) kann für eine Plausibilitätsprüfung herangezogen werden. Dabei wird aus der Stickstoffbilanz (siehe Pkt. 5.2.4) die denitrifizierte Stickstofffracht (N_D) ermittelt, woraus die „Nitratatmung“ ($OVD = 2,86 \cdot N_D$) abgeschätzt werden kann. Bei ausreichend großem Denitrifikationsvolumen bzw. genügend langen anoxischen Phasen kann davon ausgegangen werden, dass die „Nitratatmung“ (OVD) als Fracht rund 40 % der Fracht an Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung (OVC) beträgt (Nowak, 1998).

Streng genommen müsste bei der Bilanzierung der biologischen Stufe auch der CSB, der über das Wachstum der autotrophen, nitrifizierenden Biomasse durch Zellsynthese von CO_2 in die aerobe biologische Stufe eingetragen wird, berücksichtigt werden, worauf hier allerdings verzichtet wurde.

4.4 Schlammeigenschaften

Beim Belebungsverfahren ist ein ausreichender Rückhalt des Belebtschlamm im System unerlässlich für eine zufriedenstellende Reinigung. Nur wenn ein ausreichend hoher TS-Gehalt im Belebungsbecken und somit ein ausreichend hohes Schlammalter eingestellt werden kann, ohne dass es zu Feststoffabtrieb aus der Nachklärung kommt, wird das Reinigungsergebnis den Anforderungen genügen.

Ist das Absetzverhalten des Belebtschlamm schlecht, tritt ein hoher Schlammindeks (= „Blähschlamm“) auf, so muss der TS-Gehalt reduziert werden, was eine Verminderung des Schlammalters zur Folge hat. Dies führt letztlich bei „knappem“ Belebungsbeckenvolumen zu einer Verschlechterung der Reinigungsleistung.

Über die Ursachen von Blähschlamm gibt es unzählige Veröffentlichungen, da sich dieses Problem durch die Geschichte der Belebungsverfahrens zieht. Bei schwach belasteten Belebungsanlagen traten und treten neue Probleme mit Blähschlamm bildung auf, die früher unbekannt waren. Manche Ursachen sind bekannt. Fallweise tritt Blähschlamm jedoch auch auf, ohne dass unmittelbar eine Anlass dafür gegeben scheint.

Die Abbildungen 17 und 18 zeigen den Verlauf des Schlammindezes in den biologischen Stufen der Kläranlagen Wallersee-Süd bzw. Wolfgangsee-Ischl.

Zunächst wird aus diesen Abbildungen ersichtlich, dass an beiden Anlagen zeitweise in erheblichem Ausmaß Blähschlamm auftritt. Bei der ARA Wolfgangsee-Ischl lag der Schlammindezes über 250 bis 300 ml/g, bei der ARA Wallersee-Süd über 200 bis 250 ml/g. Es wird aber auch ersichtlich, dass sich der Blähschlamm bei den beiden Anlagen in unterschiedlichen Jahreszeiten einstellt, und dass sich zu den jeweils anderen jahreszeitlichen Perioden durchaus auch Werte für I_{SV} von deutlich unter 100 ml/g ergeben.

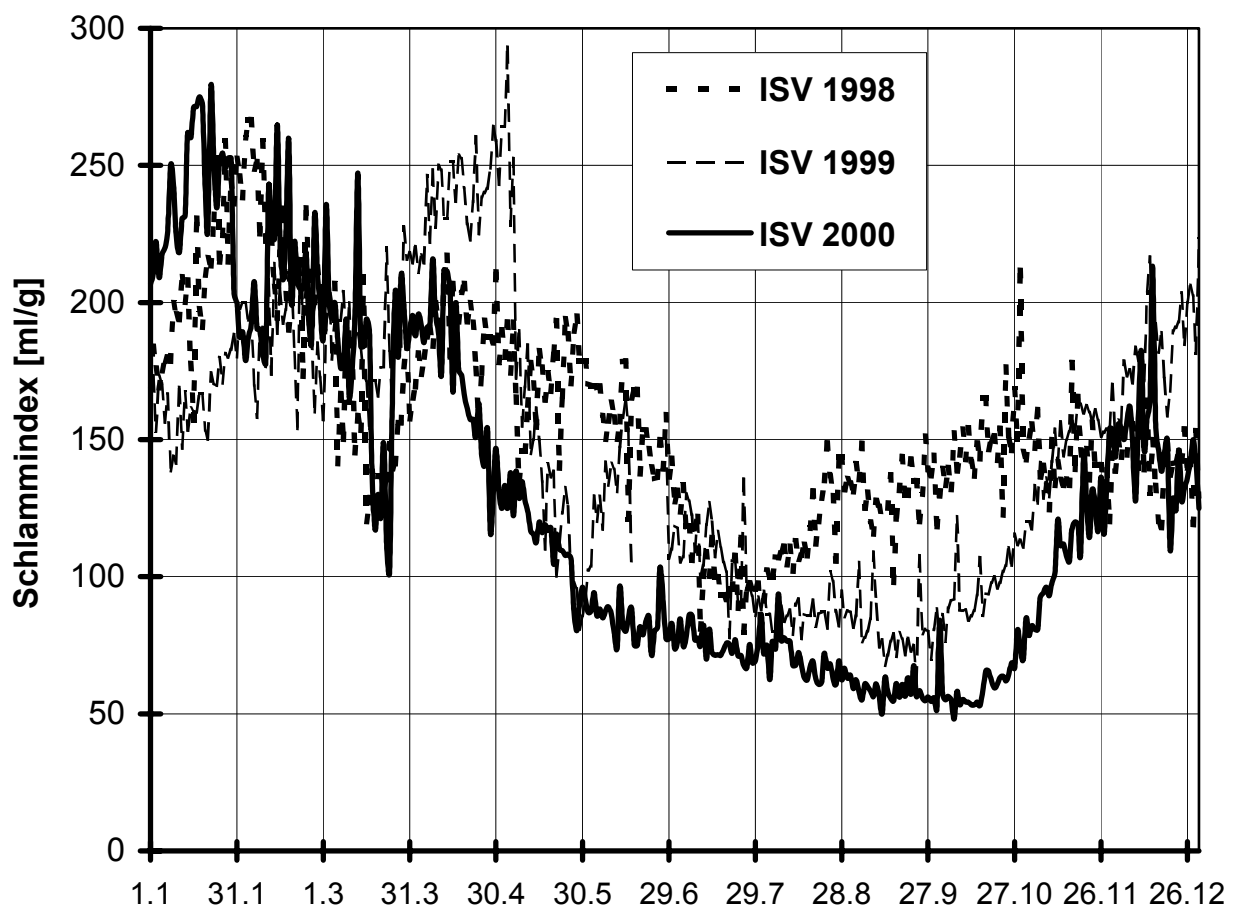


Abbildung 17: ARA Wallersee-Süd: Schlammindezes (1998 bis 2000)

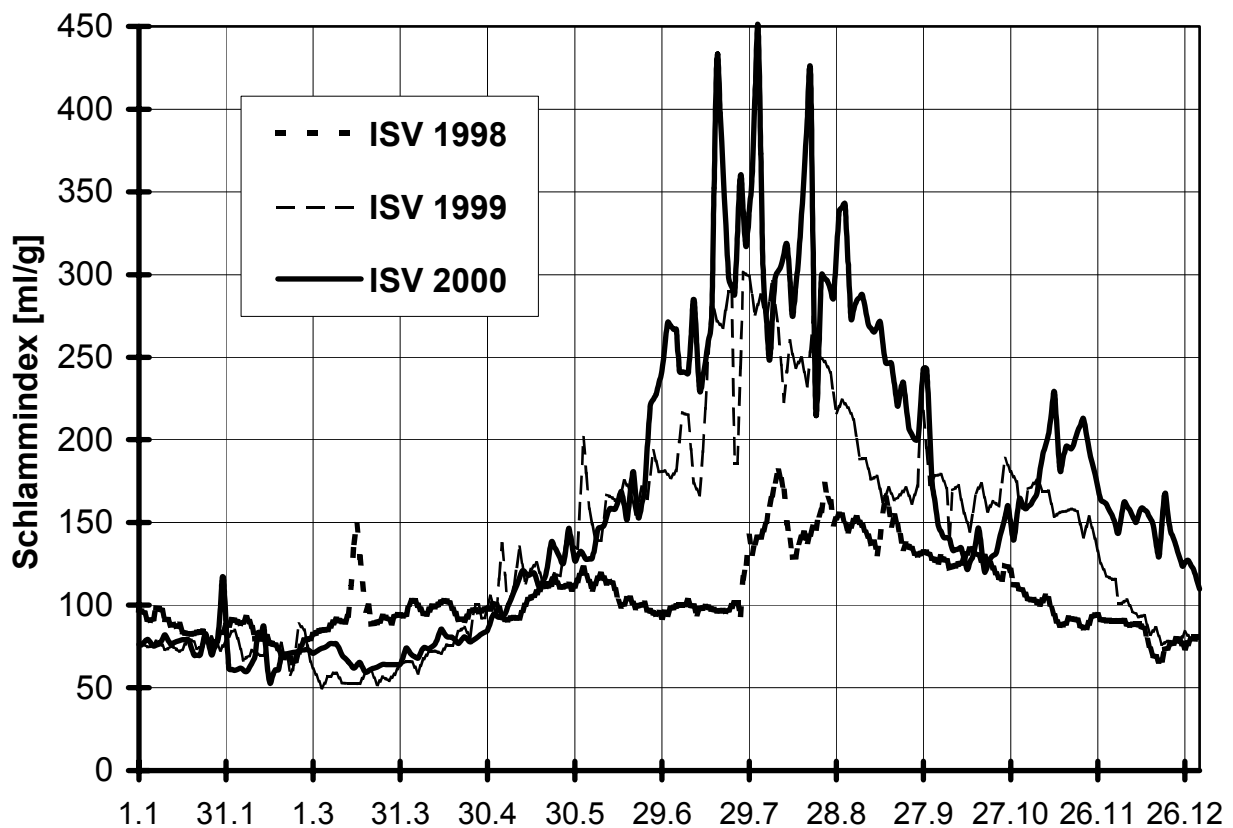


Abbildung 18: ARA Wolfgangsee-Ischl: Schlammindex (1998 bis 2000)

Auf der Kläranlage Wallersee-Süd wird der Blähschlamm durch *Microthrix parvicella* hervorgerufen. Es ist bekannt, dass *M. parvicella* in schwach belasteten, nährstoffeliminierenden Anlagen in Zeiten mit niedriger Abwassertemperatur auftritt (vgl. Matsché und Kreuzinger, 1998). Zur Abhilfe wurde in den vergangenen Jahren, wie erwähnt, das Vorklärbecken in Zeiten mit hohem Schlammindex außer Betrieb genommen, was einerseits eine Beschwerung des Schlammes zur Folge hat und andererseits die Hydrolyse von partikulären Stoffen in der Vorklärung, die danach als Substrat für *M. parvicella* dienen, verhindert. Mit Anfang September 2000 wurde eines der beiden Belebungsbecken außer Betrieb genommen, woraus sich eine Verdopplung der Schlammbelastung ergab. Mitte November wurde das zweite Belebungsbecken wieder in Betrieb gesetzt, da die Gefahr einer deutlichen Verschlechterung der Reinigungsleistung bestand.

Diese auch in der Literatur empfohlene Maßnahme der Erhöhung der Belastung der Belebungsstufe hat einigen Erfolg gebracht. Wie aus Abbildung 16 zu ersehen ist, lag der Schlammindex deutlich niedriger als im Vergleichszeitraum

des Jahres 1999. Auch zur Zeit (Februar 2001) liegt der Schlammindex noch unter 150 ml/g.

Auch bei der ARA Wolfgangsee-Ischl liegt - zumindest zur Zeit - bei einem Schlammindex von etwa 120 ml/g *Microthrix* vor. Allerdings stehen von den Zeiträumen mit sehr hohem Schlammindex (Sommermonate 1999 und 2000) keine mikroskopischen Bilder zur Verfügung, sodass keine Aussage darüber getroffen werden kann, ob auch diese extremen Blähschlammereignisse auf *Microthrix* zurückzuführen sind.

Entgegen der „üblichen“ Erfahrung, dass bei schwach belasteten Belebungsanlagen Blähschlamm vor allem während des Winterhalbjahres auftritt, wie zum Beispiel auf der ARA Wallersee-Süd (Abb. 17), wurden an der ARA Wolfgangsee-Ischl in den letzten beiden Jahren (1999 und 2000) die höchsten Schlammindices während der Sommermonate beobachtet (Abb. 18). Dabei ist der Verlauf des Schlammindex völlig parallel zur „Schlammbelastung“ die auch ihre höchsten Werte während der Sommermonate annimmt. Am signifikantesten ist allerdings die Tatsache, dass der Schlammindex erstmals Ende Juli 1998 deutlich anstieg (Abb. 18), rund ein Monat nachdem die Schlauchbelüfter erneuert wurden und somit ein wesentlich effizienterer Sauerstoffeintrag erzielt wurde. Es wird vermutet, dass diese extremen Blähschlammereignisse der Jahre 1999 und 2000 in Zusammenhang mit einem vermehrten Verbleib von Zwischenprodukten der Denitrifikation stehen, wie z.B. NO, welches nach Casey *et al.* (1994) hemmend auf die flockenbildenden Belebtschlamm Bakterien wirkt.

4.5 Schlammgehalt im Belebungsbecken und Schlammalter

In Anbetracht der wiederkehrenden Blähschlammereignisse hatte sich der TS-Gehalt im Belebungsbecken bei beiden Anlagen in den letzten Jahren vornehmlich nach dem Schlammindex zu richten, insbesondere bei der höher belasteten ARA Wolfgangsee-Ischl.

In den Belebungsbecken der ARA Wolfgangsee-Ischl lag der Schlammgehalt im Monatsmittel im Jahre 1999 zwischen 2,3 und 5,4 g/l und im Jahre 2000 zwischen 1,9 und 5,0 g/l, wobei die niedrigen Werte entsprechend dem überaus hohen Schlammindex in den Sommermonaten eingestellt werden mussten.

Das Schlammalter – bezogen auf das Gesamtvolumen des Belebungsbeckens von 5.100 m³ – lag im Jahresmittel in den Jahren 1999 und 2000 bei etwa 18 Tagen, in den Sommermonaten (Juli bis September) allerdings nur bei rund 12 Tagen im Jahre 1999 und bei lediglich 10 Tagen im Jahre 2000.

Bei der Kläranlage Wallersee-Süd wurde der TS-Gehalt in der Belebung in den Jahren 1998 bis 2000 zwischen etwa 3,5 und 5 g/l gehalten. Das Schlammalter liegt bei etwa 23 bis 30 Tagen – bei Betrieb beider Belebungsbecken.

5 Reinigungsleistung und Betriebsaufwendungen

5.1 Vorbemerkung

Nachdem in den vergangenen etwa 20 bis 25 Jahren hohe finanzielle Aufwendungen in der Abwasserentsorgung und zum Schutz der Gewässer getätigt wurden, wird von der Öffentlichkeit heute die Frage an die Siedlungswasserwirtschaft herangetragen, ob die entstandenen und weiterhin im Betrieb und bei der Erhaltung der Abwasserentsorgungsanlagen entstehenden Kosten gerechtfertigt waren und sind.

Es genügt daher heute nicht mehr, Kläranlagen nur anhand ihrer guten Reinigungsergebnisse zu präsentieren, sondern es erscheint auch erforderlich, die damit verbundenen Aufwendungen darzulegen. Dem wird mit diesem Kapitel Rechnung getragen.

5.2 Reinigungsleistung

5.2.1 Abbau der Kohlenstoffverbindungen (BSB₅- und CSB-Entfernung)

Der Abbau der Kohlenstoffverbindungen zur Einhaltung der 1. AEV ist bei Belebungsanlagen mit Nährstoffentfernung im Allgemeinen „kein Thema“.

Eine Ausnahme bilden lediglich Situationen, bei denen zufolge extremen Blähschlammes – wie in den Sommermonaten der letzten beiden Jahre 1999 und

2000 an der ARA Wolfgangsee-Ischl – bei Mischwasserereignissen die Gefahr von Schwebstoffabtrieb besteht. An der Kläranlage Wolfgangsee-Ischl konnte in diesen Jahren die BSB₅-Konzentration im Ablauf bei täglicher Analytik (!) stets unter 15 mg/l, zumeist unter 10 mg/l gehalten werden, mit Ausnahme von 2 Tagen im August 1999, an denen Werte zwischen 15 und 20 mg/l auftraten. Dies zeigt an, dass der Schlammgehalt im Belebungsbecken ausreichend weit abgesenkt wurde, um auch bei Mischwasserzufluss den Abtrieb von Schwebstoffen zu vermeiden.

Im Jahresmittel lag der BSB₅ im Ablauf bei der ARA Wolfgangsee-Ischl zwischen 4 und 5 mg/l, bei der ARA Wallersee-Süd zwischen 3 und 4 mg/l.

Wie bereits aus den CSB-Bilanzen (Abb. 15 und 16) ersichtlich, wird bei beiden Anlagen eine CSB-Entfernung von über 95 % analytisch ermittelt.

5.2.2 Phosphorentfernung - Fällmitteleinsatz

Bei der Kläranlage Wolfgangsee-Ischl lag der Phosphorablaufwert im Mittel der letzten 3 Jahre (1998 bis 2000) bei 0,34 mg P/l, bei der ARA Wallersee-Süd im Mittel der Jahre 1998 und 1999 bei 0,96 mg/l.

Wie zuvor beschrieben wird bei beiden Kläranlagen Eisen-II-Sulfat als Fällmittel eingesetzt. Dabei erfolgte die Eisenzugabe bei der ARA Wolfgangsee-Ischl mit einem β -Wert (mol Fe-dosiert je mol P im Zulauf) von 1,2. Bei der ARA Wallersee-Süd lag der β -Wert bezogen auf die P-Fracht im Zulauf zur Anlage bei 0,74 mol Fe/mol P.

Von Nikolavcic *et al.* (1998) wurde vorgeschlagen, bei der Simultanfällung den gesamten Phosphor im Zulauf der ARA abzüglich jener P-Menge, die in den Klärschlamm gelangt, – somit den Phosphor-„Überschuss“ – als Bezugswert heranzuziehen. Die spezifische Phosphor-Fracht, die in den Schlamm eingebunden wird, kann nach Auswertungen von Nowak (1995 a) mit 0,6 g/(EW.d) angesetzt werden. Auf diese Weise ergibt sich für die ARA Wolfgangsee-Ischl ein β -Wert (= mol Fe/(mol P_{zu} – mol P_{Schlamm})) von 2,1 und für die ARA Wallersee-Süd von 1,2.

An der ARA Wolfgangsee-Ischl wurde in früheren Jahren – bei geringerer Belastung – festgestellt, dass in gewissem Umfang „vermehrte biologische Phosphorentfernung“ („bio-P“) stattfindet (Mayr, 1991). Dabei erwies sich der Betrieb mit einer vorgeschalteten, relativ großen Belebungsbeckenkaskade (siehe Abb. 7), in der zweifellos in gewissem Umfang anaerobe Bedingungen herrschten, als vorteilhaft. Aufgrund der gestiegenen Belastung wird dieses vorgeschaltete Belebungsbecken mittlerweile auch zeitweise zur Nitrifikation belüftet, womit eine „vermehrte biologische Phosphorentfernung“ kaum mehr möglich ist.

5.2.3 Nitrifikation

Bei der ARA Wallersee-Süd lag die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration im Ablauf im Jahre 1998 bei Ablauftemperaturen von größer 8°C stets unterhalb des Emissionswerts von 5 mg/l und zumeist unter 1 mg/l (Abb. 19).

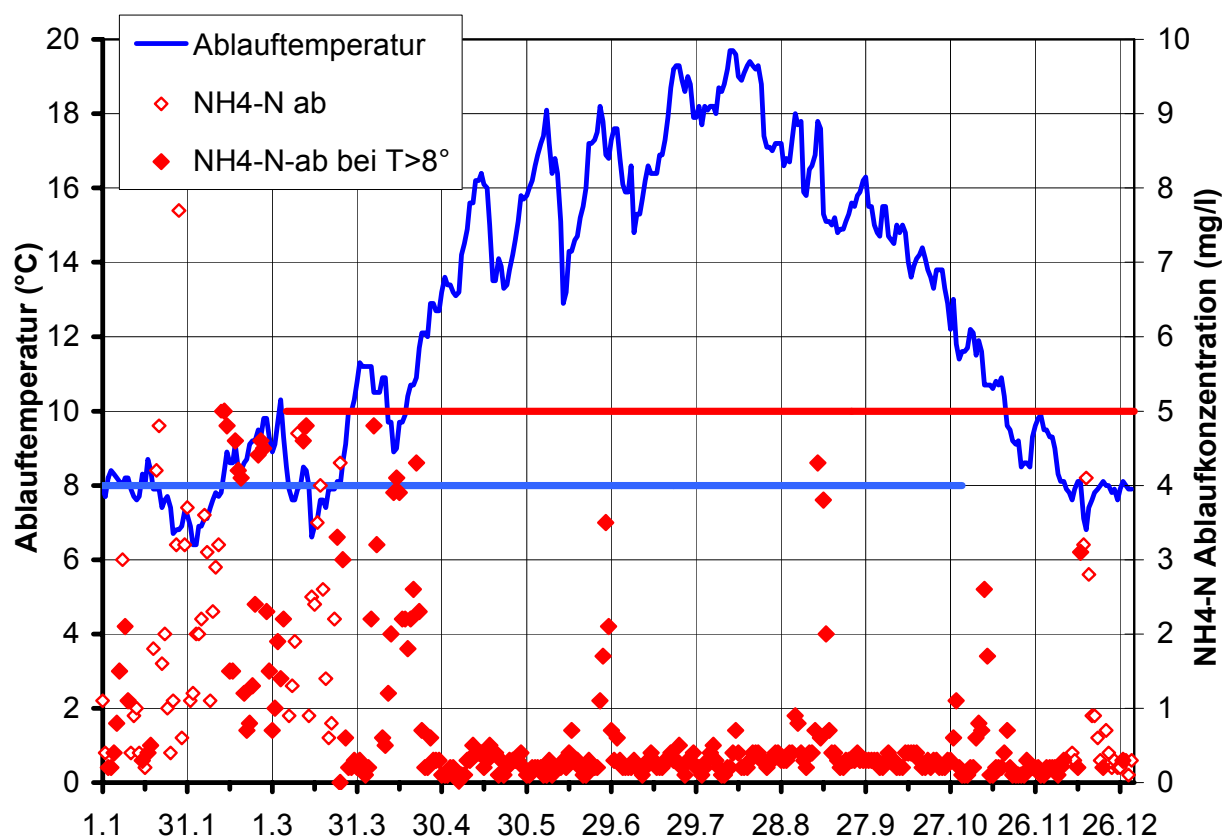


Abbildung 19: ARA Wallersee-Süd: $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration im Ablauf im Jahre 1998

Im Jahre 1999 traten mehrere, d.h.: 5, geringfügige Überschreitungen des Emissionswerts für $\text{NH}_4\text{-N}$ auf (Abb. 20), womit die Emissionsbeschränkung allerdings als eingehalten zu betrachten ist, da insgesamt bis zu 25 Überschreitungen bis maximal 10 mg $\text{NH}_4\text{-N/l}$ zulässig sind. Erhöhte Ammoniumablaufwerte ergaben sich vornehmlich im Monat Juni. Wegen eines übermäßig angestiegenen Druckverlusts an den Belüftermembranen – und damit verbunden auch schlechter Energieeffizienz des Belüftungssystems – wurde es erforderlich, zunächst das eine und danach das andere Belebungsbecken zu entleeren und die Belüfterelemente mechanisch zu reinigen. Die verschlechterte Durchlässigkeit der Belüftermembranen hatte auch zur Folge, dass vorerst in das eine Belebungsbecken nicht mehr ausreichend Sauerstoff eingetragen werden konnte.

Im Jahresmittel wurde 1998 an der Kläranlage Wallersee-Süd ein $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwert von 0,9 mg/l und 1999 von 1,1 mg/l erreicht.

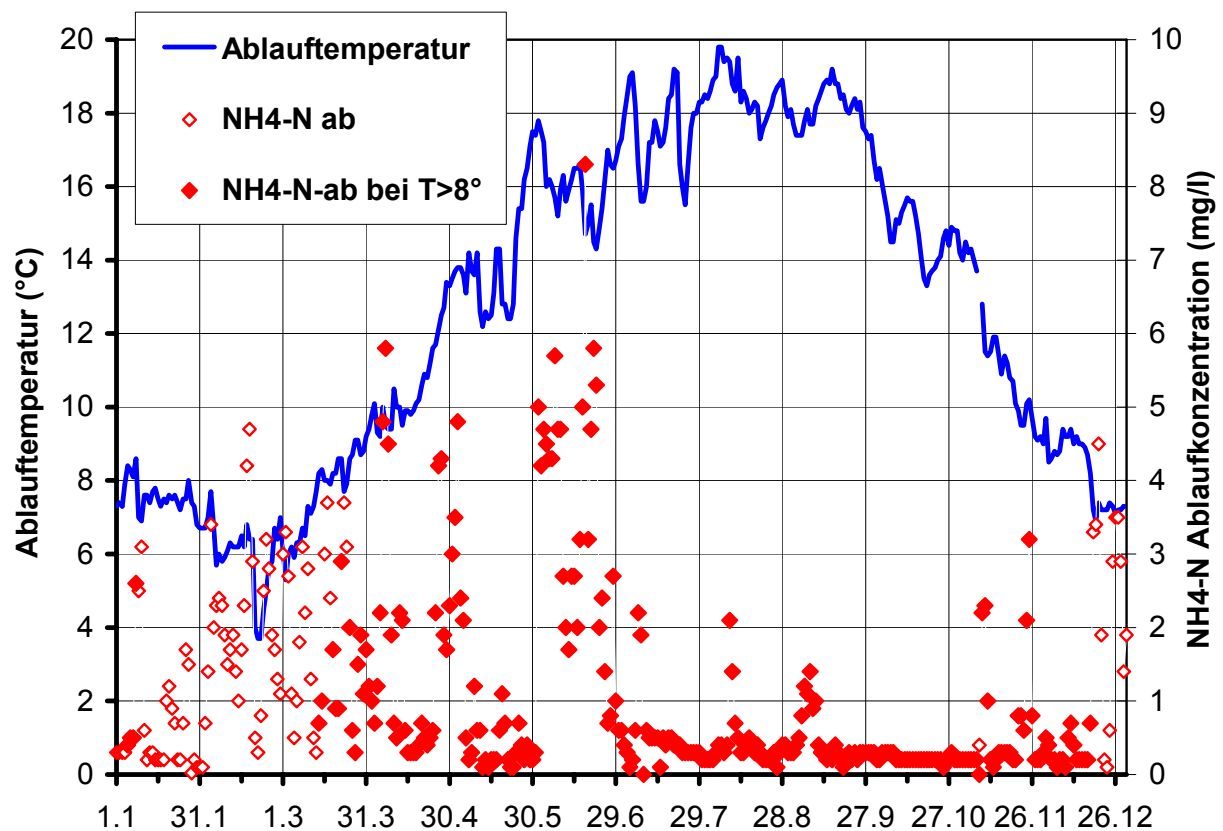


Abbildung 20: ARA Wallersee-Süd: $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration im Ablauf im Jahre 1999

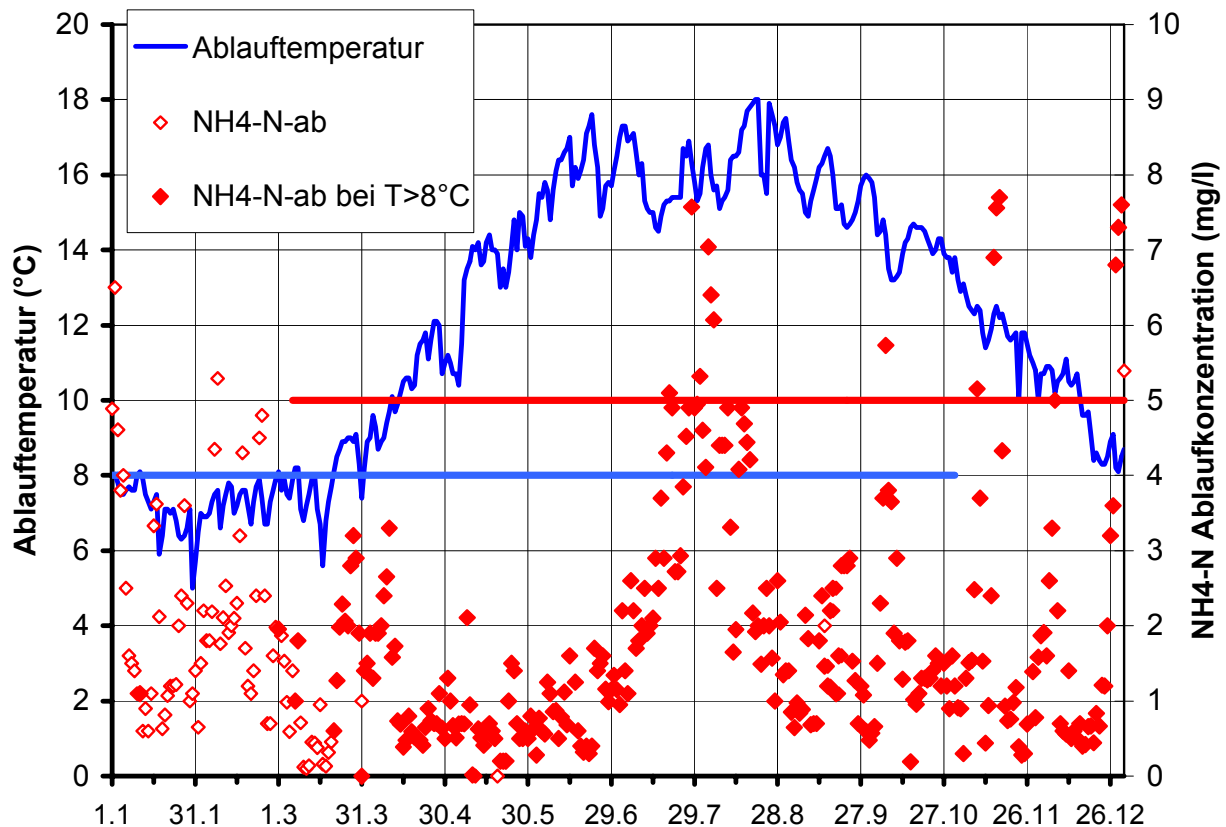


Abbildung 21: ARA Wolfgangsee-Ischl: $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration im Ablauf im Jahre 2000

Auch an der ARA Wolfgangsee-Ischl traten sowohl im Sommer 1999 als auch im Sommer 2000 (Abb. 21) erhöhte Ammoniumablaufwerte auf. In beiden Jahren lag kein Wert über 10 mg $\text{NH}_4\text{-N/l}$ und die Anzahl der Überschreitungen lag im zulässigen Bereich, womit die 1. AEV in Hinblick auf den Parameter $\text{NH}_4\text{-N}$ als eingehalten gilt. Im Sommer 2000 lag das Schlammalter bei lediglich 10 Tagen, wobei nicht übersehen werden darf, dass außer für eine gesicherte Nitrifikation in diesem Zeitraum auch für eine weitgehende Stickstoffentfernung zu sorgen ist, zumal die Ablauftemperatur bei der ARA Wolfgangsee-Ischl nur während rund 5 bis 6 Monaten über 12°C liegt. In diesem Zeitraum kam es zudem noch zum Bruch eines Belüfters, weswegen ein Belüfterstrang abgestellt wurde, und weiters zum Bruch einer Räumerkette beim Bandräumer eines Nachklärbeckens, weshalb dieses außer Betrieb gesetzt werden musste.

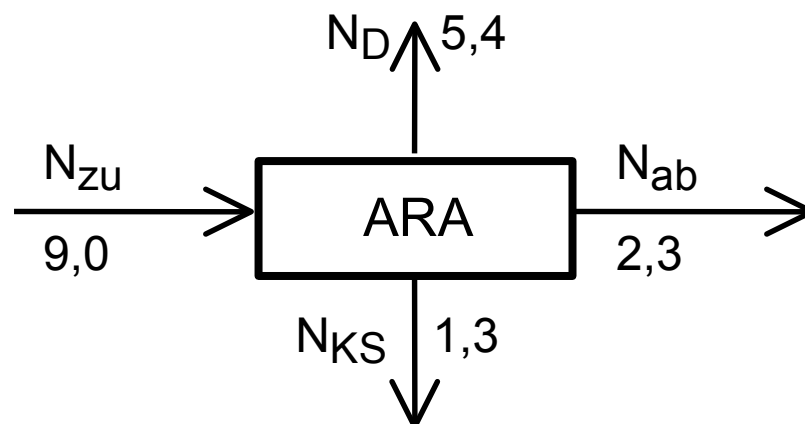
Im Jahresmittel lag der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwert 1999 bei 2,0 mg/l und im Jahre 2000 bei 1,8 mg/l.

5.2.4 Stickstoffentfernung – Stickstoffbilanz

Im Zeitraum mit Ablauftemperaturen von größer 12°C wurde bei der ARA Wolfgangsee-Ischl im Jahre 1999 ein Stickstoffentfernungsgrad von 79 % und im Jahre 2000 von 81 % erreicht. Die 1. AEV wurde somit hinsichtlich des Parameters Gesamt-N bei Weitem eingehalten.

Über das gesamte Jahr wurden 1999 73 % und im Jahre 2000 75 % des der Kläranlage zufließenden Stickstoffs entfernt.

Abbildung 22 zeigt die Stickstoffbilanz der ARA Wolfgangsee-Ischl im Mittel der Jahre 1999 und 2000. Die denitrifizierte Stickstofffracht (N_D) in $\text{g N}/(\text{EW}\cdot\text{d})$ wurde aus der N-Fracht im Zulauf abzüglich der im Ablauf und abzüglich der Stickstofffracht in den Feststoffen des Faulschlammes (N_{KS}) ermittelt.



alle Werte in $\text{g N}/(\text{EW}\cdot\text{d})$

- N_{zu} Stickstofffracht im Zulauf
- N_{ab} Stickstofffracht im Ablauf
- N_{KS} Stickstofffracht in den Feststoffen des Faulschlammes
- N_D denitrifizierte Stickstofffracht

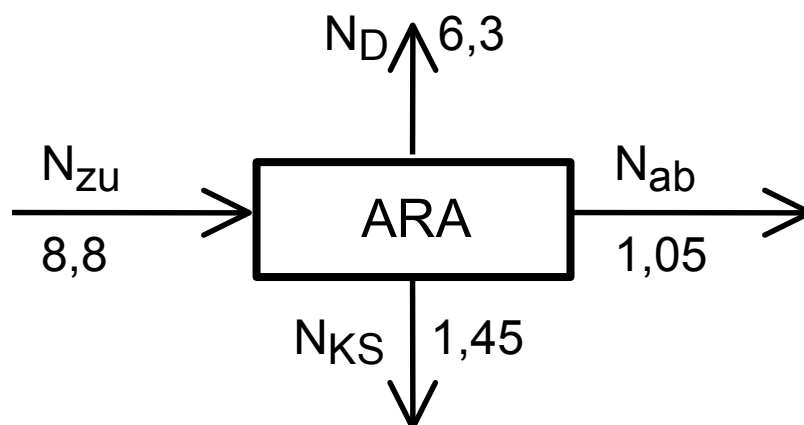
Abbildung 22: Stickstoffbilanz der ARA Wolfgangsee-Ischl für den Zeitraum 1999/2000

Die Stickstofffracht im Schlammwasser (Trübwasser) wurde hier nicht gesondert berücksichtigt, da sie in die Anlage zurückgeführt wird. Die N-Fracht in den Feststoffen des Faulschlammes (N_{KS}) wurde aus der spezifischen oTS-Fracht ($17 \text{ g oTS}/(\text{EW}\cdot\text{d})$) mit einem durch Analyse bestimmten N-Gehalt im Faulschlamm von $75 \text{ mg N}/\text{g oTS}$ abgeschätzt.

Diese Bilanz dient hier in erster Linie der Plausibilitätsprüfung der aus der Bilanz errechneten denitrifizierten N-Fracht (N_D). Für die Denitrifikation von 5,4 g N/(EW.d) wird eine „Nitratatmung“ OVD von 15,4 g O_2 /(EW.d) benötigt. Die „gesamte“ Kohlenstoffatmung unter anoxischen und aeroben Bedingungen (OVC) beträgt entsprechend der CSB-Bilanz (Abb. 15) 41 g O_2 /(EW.d). Der Anteil der „Nitratatmung“ OVD an OVC ergibt sich somit zu ca. 38 %. Es wurde ausgeführt, dass die „Nitratatmung“ (OVD) als Fracht bei ausreichend großen anoxischen Zonen rund 40 % von OVC betragen kann (Nowak, 1998), was einem anoxischen Volumsanteil von ca. 50 % entspricht.

Der auf der ARA Wolfgangsee-Ischl erzielte Grad an Stickstoffentfernung liegt somit am oberen Limit. Ein höheres Ausmaß an Stickstoffentfernung ist nicht zu erwarten. Die Denitrifikation ist somit „kohlenstofflimitiert“.

In der ARA Wallersee-Süd wird im Jahresmittel rund 88 % der zufließenden Stickstofffracht entfernt. Für diese Anlage ergibt sich aus der Stickstoffbilanz (Abb. 23) eine denitrifizierte Stickstofffracht (N_D) von 6,3 g N/(EW.d). Dies entspricht einer „Nitratatmung“ OVD als Fracht von 18 g O_2 /(EW.d).



alle Werte in g N/(EW-d)

- N_{zu} Stickstofffracht im Zulauf
- N_{ab} Stickstofffracht im Ablauf
- N_{KS} Stickstofffracht in den Feststoffen des Faulschlammes
- N_D denitrifizierte Stickstofffracht

Abbildung 23: Stickstoffbilanz der ARA Wallersee-Süd für den Zeitraum 1998/1999

Aus der CSB-Bilanz (Abb. 16) ergab sich bei der ARA Wallersee-Süd über den Zeitraum 1998/99 eine Kohlenstoffatmung (OVC) von $45 \text{ g O}_2/(\text{EW.d})$. Die „Nitratatmung“ (OVD) beträgt somit genau 40 % von OVC. Die Stickstoffentfernung ist jedoch in diesem Fall nicht nur „kohlenstofflimitiert“, sondern auch (nahezu) „nitratlimitiert“, da eine Stickstoffentfernung von über 90% kaum erzielbar ist.

5.3 Betriebsaufwendungen

5.2.1 Energieaufwand

Im Jahre 1998 ergab sich der Strombezug der ARA Wallersee-Süd zu rund 641.000 kWh/a . Daraus ergibt sich mit 23.000 EW (bei $110 \text{ g CSB}/(\text{EW.d})$) ein spezifischer Stromverbrauch von $28 \text{ kWh}/(\text{EW.a})$, bzw. ohne dem Zwischenhebewerk, welches als Sonderbauwerk zu betrachten ist, von rund $26 \text{ kWh}/(\text{EW.a})$. Dieser Wert ist als günstig zu bezeichnen.

Aus energetischer Sicht ist es als Nachteil anzusehen, dass diese Kläranlage über kein Blockheizkraftwerk (BHKW) zur Gewinnung von elektrischer Energie verfügt. Allerdings liegt die Anlage hinsichtlich ihrer Ausbaugröße genau an der Grenze der Wirtschaftlichkeit eines BHKWs und es sind alle Kostenfaktoren zu berücksichtigen, bevor man sich entscheidet, ein solches zu errichten.

Auf der ARA Wolfgangsee-Ischl kann das anfallende Faulgas sowohl im BHKW genutzt werden als auch in einem Gasmotor mit Direktkopplung an ein Gebläse zur Sauerstoffversorgung des Belebungsbeckens. Ein Teil des Faulgases auch nur wärmemäßig im Heizkessel verwendet. Extern wird neben Strom auch Erdgas zugekauft, welches ebenfalls im BHKW zur Erzeugung von elektrischem Strom genutzt wird. Erdgas wird nur dann bezogen, wenn ein Wärmebedarf auf der Anlage besteht. Zudem wird auf der ARA erzeugter Strom fallweise ins Netz geliefert.

Alle Wege der Energienutzung bzw. des Energiebezugs sind in Abbildung 24 dargestellt. Die Zahlenwerte beziehen sich auf das Jahr 1999.

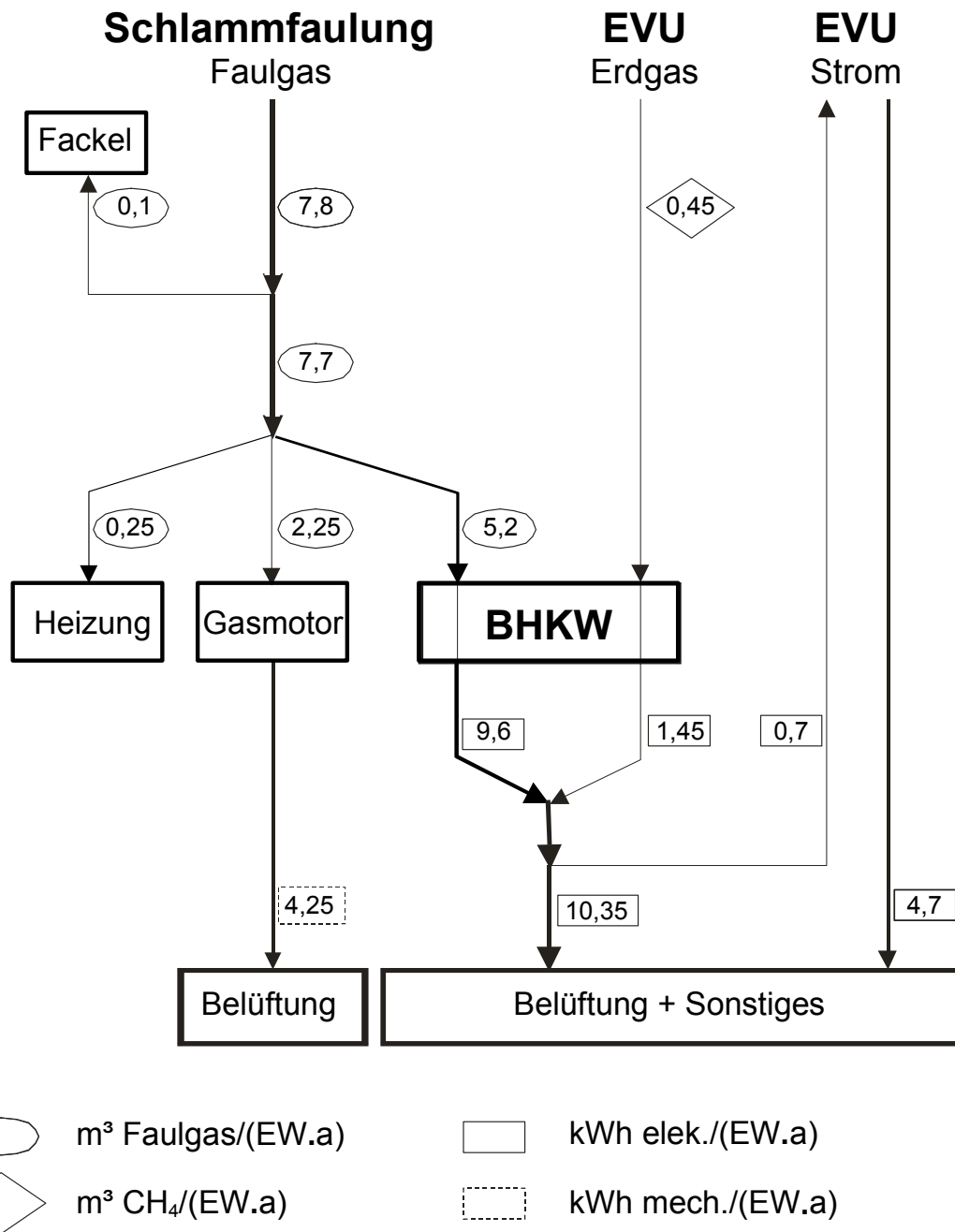


Abbildung 24: Energiebilanz der ARA Wolfgangsee-Ischl für das Jahr 1999

Nach Abbildung 24 betrug der Verbrauch an elektrischer Energie im Jahre 1999 15,05 kWh/(EW.a). Einschließlich der im Gasmotor erzeugten mechanischen Energie wurden 19,3 kWh/(EW.a) an elektrischer und mechanischer Energie verbraucht. Der (externe) Bezug an Strom und Erdgas, letzteres nach Umwandlung in elektrische Energie, abzüglich des Stroms, der ins Netz angegeben wurde, ergab sich für 1999 zu 5,45 kWh/(EW.a).

Diese Werte für den Energieverbrauch und den Energiebezug vom EVU liegen ausgesprochen günstig und entsprechen Werten, die von Nowak (2000 b) aufgrund von theoretischen Überlegungen für eine „sehr energieeffiziente“ kommunale Abwasserreinigungsanlagen abgeschätzt wurde.

5.2.2 Betriebskosten

Im Herbst 1998 wurde eine Erhebung der Betriebskosten des Jahres 1997 von 13 kommunalen österreichischen Kläranlagen vorgenommen, unter anderem von der ARA Wolfgangsee-Ischl (Nowak, 1999).

Die Betriebskosten derjenigen unter diesen Anlagen, die die Anforderungen der 1. AEV einhalten, sind in Abbildung 25 den Betriebskosten der ARA Wolfgangsee-Ischl und der ARA Wallersee-Süd gegenübergestellt. Dabei wurde von den anderen Kläranlagen die durchschnittliche Belastung in EW angegeben.

Die beiden Kläranlagen (Wolfgangsee-Ischl und Wallersee-Süd) wiesen im Jahre 1997 exakt die gleichen spezifischen Kosten für den Kläranlagenbetrieb von 145 ATS/(EW.a) auf. Da mit steigender Zulauffracht (Anlagenbelastung) mit einer Verminderung der spezifischen Kosten zu rechnen ist, liegt hier die Kläranlage Wallersee-Süd gegenüber der ARA Wolfgangsee-Ischl leicht im Vorteil.

Es wird ersichtlich, dass lediglich eine Anlage niedrigere Betriebskosten aufweist als die beiden Kläranlagen, die hier beschrieben sind, während bei anderen Anlagen die Betriebskosten zum Teil wesentlich höher liegen.

Bei den einzelnen Kostenarten liegen die Energiekosten wegen der Eigenstromerzeugung bei der ARA Wolfgangsee-Ischl deutlich niedriger als bei der ARA Wallersee-Süd. Demgegenüber sind die Schlamm Entsorgungskosten bei der ARA Wallersee-Süd geringer. Dies liegt darin begründet, dass bei der ARA Wolfgangsee-Ischl in der unmittelbaren Umgebung keine Möglichkeit einer landwirtschaftlichen Verwertung besteht, und demzufolge ein höherer organisatorischer und Transportaufwand betreiben werden muss als bei der ARA Wallersee-Süd. Auffallend sind die geringen Kosten für die Phosphatfällung, die sich aus dem günstigen Preis für das Fällmittel Eisensulfat ergeben.

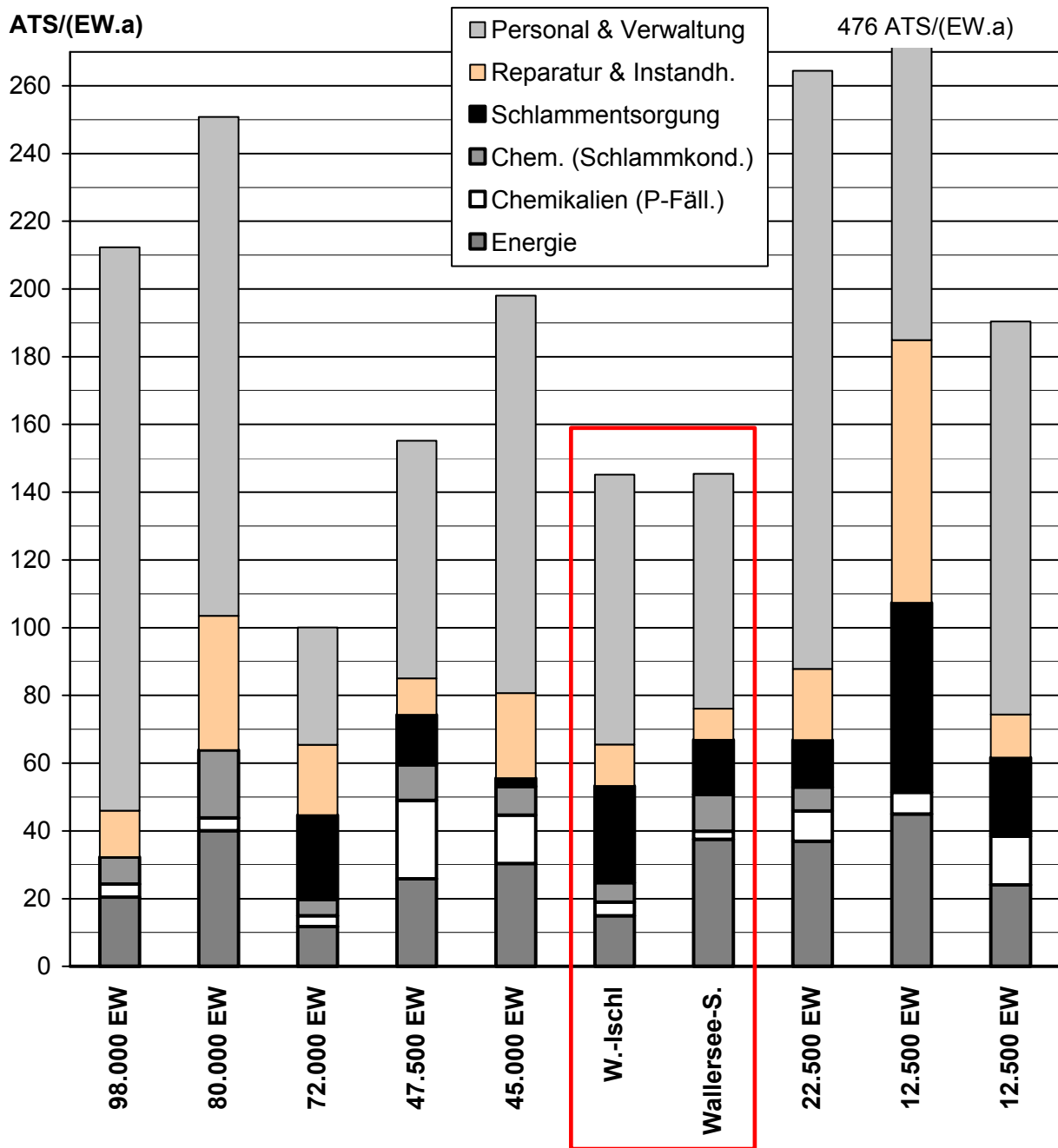


Abbildung 25: Vergleich der Betriebskosten des Jahres 1997 von österreichischen kommunalen Kläranlagen, die die Anforderungen der 1. AEV einhalten

Auffallend sind auch die für die Größe (durchschnittliche Belastung) der Anlage geringen spezifischen Kosten für Personal (und Verwaltung) der ARA Wallersee-Süd. Daraus wird ersichtlich, dass die ARA Wallersee-Süd mit einem sehr geringen Personalaufwand betrieben wird.

Es stellt sich die Frage, ob es mit dem gleichen geringen Personalaufwand möglich wäre, eine Kläranlage mit wesentlich kleinerem spezifischen Beckenvolumen, wie etwa die ARA Wolfgangsee-Ischl in Hinblick auf die Einhaltung der 1. AEV zuverlässig zu betreiben.

Die folgende Tabelle 1 gibt abschließend einen Überblick über die wichtigsten Daten der beiden Anlagen.

Tabelle 1: Zusammenstellung der wichtigsten Daten der Kläranlagen Wolfgangsee-Ischl und Wallersee-Süd

ARA	Wolfgangsee-Ischl	Wallersee-Süd	
Volumen VKB	400 / 800	668	m ³
Volumen BB	5100	4800	m ³
Volumen NKB	5700	4500	m ³
Volumen Faulung	7000	2400	m ³
Mittlere Belastung	≈ 41000	≈ 21000	EW-CSB
Q _{zu, max}	540	417	l/s
T _{ab} im Jahresmittel	≈ 11,5	≈ 12,5	°C
Schlammalter	10 ÷ 25	23 ÷ 30	d
NH ₄ -N _{ab} im Jahresmittel	≈ 2	≈ 1	mg/l
Stickstoffentfernung im Jahresmittel	74	88	%
Ges.P _{ab} im Jahresmittel	ca. 0,35	ca. 0,95	mg/l
spez. Betriebskosten (im Jahre 1997)	145	145	ATS/(EW.a)

6 Schlussfolgerungen

- Es zeigt sich, dass das einstufige Belevungsverfahren, welches weiterhin den überwiegenden „Marktanteil“ bei der Reinigung kommunalen Abwassers innehat, auch heute noch ein sehr zuverlässiges und kostengünstiges Verfahren zur Abwasserreinigung darstellt. Auch darf nicht übersehen werden, dass zu diesem Verfahren jahrzehntelange Betriebserfahrungen vorliegen. Auf diese Erfahrungen kann beim Auftreten von Problemen im Anlagenbetrieb zurückgegriffen werden, was letztlich die Betriebssicherheit entscheidend erhöht.
- Grundvoraussetzung, um im späteren Betrieb eine hohe Reinigungsleistung zu ermöglichen, ist ein geeignetes Verfahrenskonzept sowie eine umsichtige und gewissenhafte Anlagenplanung. Dabei sollte auf jeden Fall danach getrachtet werden, ausreichende Reserven, etwa hinsichtlich der Beckengrößen, und genügend Variationsmöglichkeiten, z.B. bezüglich der verbindenden Leitungen, vorzusehen. Geringfügige Einsparungen bei den Investkosten können später zu einem erheblichen Mehraufwand im Betrieb führen.
- Wird jedoch im Anlagenbetrieb nicht mit hohem Sachverstand alles unternommen, um die Reinigungsleistung hoch und die Aufwendungen gering zu halten, so wird sich der gewünschte Erfolg auf keinen Fall einstellen.
- Von Politik und Gesellschaft wird zunehmend der Vorwurf erhoben, dass die finanziellen Mittel in der Abwasserentsorgung nicht effizient genug eingesetzt wurden und werden. Es gilt daher den Beweis anzutreten, dass bei vielen Abwasserverbänden sehr wohl mit geringem Kostenaufwand ein hohe (Reinigungs-)Leistung erbracht wird.

7 Literatur

- Andreottola, G., Bonomo, L., Poggiali, L., Zaffaroni, C. (1994) A methodology for the estimation of unit nutrient and organic loads from domestic and non-domestic sources. *Europ. Wat. Pollut. Contro*, **4(6)**, 13-19
- Casey, T.G., Wentzel, M.C., Ekama, G.A., Loewenthal, R.E, Marais, G.v.R. (1994) A hypothesis for the cause and control of anoxic - aerobic filament bulking. *Wat. Sci. Tech.* **29(7)**, 203-212
- Gujer, W. (1977) Design of a nitrifying activated sludge process with the aid of dynamic simulation. *Prog.Wat.Tech.* **9(2)**, 323-336
- Gujer, W. (1986) Nitrifikation in Belebungsanlagen. *VSA-Verbandsbericht* **310** (Schweiz).
- Gujer, W. (1988) Rückläufe aus der Schlammbehandlung. *Tagungsunterlagen*, 20. VSA-Fortbildungskurs, Engelberg (Schweiz).
- Keil, S., Nowak, O. (1992) Kläranlage Wolfgangsee-Ischl. *Wiener Mitteilungen* **100**, D1-D40
- Mayr, E. (1987) Nitrifikation-Denitrifikation – Betriebserfahrungen in Oberösterreich. *Wiener Mitteilungen* **69**, 55-69
- Mayr, H.E. (1989) Abwasserreinigung durch intermittierende Belüftung. *Österr. Wasserwirtschaft* **41(9/10)**, 238 – 244.
- Mayr, E. (1991) Die Anwendung der biologischen Phosphorentfernung auf Kläranlagen in Oberösterreich. *Wiener Mitteilungen* **97**, G1-15
- Matsché, N., Kreuzinger, N. (1998) Blähschlamm, Schwimmschlamm, Schaum - Ursachenerkennung und Bekämpfung. *Wiener Mitteilungen* **145**, 141-177
- Nikolavcic, B., Zessner, M., Nowak, O. (1998) Maßnahmen zur Phosphorentfernung. *Wiener Mitteilungen* **145**, 205-259
- Nowak, O. (1993) Der Einfluß der Klärschlammbehandlung und -entsorgung auf das Verfahrenskonzept der Kläranlage. *Wiener Mitteilungen* **110**, G1-G55
- Nowak, O. (1995 a) Nährstoff- und Schwermetallfrachten im Klärschlamm. *Wiener Mitteilungen* **125**, J1-J54
- Nowak, O. (1995 b) Klärschlamm: Anfall und Zusammensetzung. *Wiener Mitteilungen* **126**, 130-176
- Nowak, O. (1998) Stickstoffentfernung und gleichzeitige aerobe Stabilisierung bei schwachbelasteten Belebungsanlagen. *Wiener Mitteilungen* **145**, 261-291
- Nowak, O. (1999) Möglichkeiten und Grenzen der Betriebskosten- und Energieeinsparung auf Kläranlagen. *Informationsreihe Betriebspersonal Abwasseranlagen (Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband - ÖWAV)* - Folge **7**, 77-114
- Nowak, O. (2000 a) Bilanzierung in der Abwasserreinigung. *Habilitationsschrift*. Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Wien.
- Nowak, O. (2000 b) Möglichkeiten von Energiesparmaßnahmen auf Abwasserreinigungsanlagen durch das Betriebspersonal. *Informationsreihe Betriebspersonal Abwasseranlagen (Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband - ÖWAV)* - Folge **8**, 61-104.
- Spatzierer, G. (1991) Erfahrungen mit der Phosphorentfernung im Burgenland. *Wiener Mitteilungen* **97**, B1-B26

Svardal, K. (2000) Regelungen der Sauerstoffzufuhr beim Belebungsverfahren.

Informationsreihe Betriebspersonal Abwasseranlagen (Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband - ÖWAV) - Folge 8, 105-119.

Svardal, K., Nowak, O., Schweighofer, P. (1998) Datendokumentation und Auswertung – Plausibilitätsanalyse von Meßwerten. *Wiener Mitteilungen* **147**, 439-475

Verfasser:

Univ.-Doz. Dipl.-Ing. Dr. Otto Nowak
Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/226
A-1040 Wien

Tel.: +43/1/58801-22626
Fax: +43/1/58801-22699
e-mail: otto.nowak@tuwien.ac.at

Ing. Stefan Keil
Betriebsleiter
RHV Wolfgangsee-Ischl
Rettenbach 258
A-4820 Bad Ischl

Tel.: +43/6132/26149-0
Fax: +43/6132/26149-71
e-mail: rhv.wolfgangsee@aon.at

Werner Maier
Geschäftsführer
RHV Wallersee-Süd
Stiftsgasse 1
A-5201 Seekirchen

Tel.: +43/6212/7186
Fax: +43/6212/7186-5

WIENER MITTEILUNGEN WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER
--

Eine von den Wasserbauinstituten an der Technischen Universität Wien, den Instituten für Wasserwirtschaft der Universität für Bodenkultur und dem Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverband herausgegebene Schriftenreihe

Band Nr		Preis €
1	Das Wasser (1968) Kresser W.	vergriffen
2	Die Gesetzmäßigkeiten der stationären Flüssigkeitsströmung durch gleichförmig rotierende zylindrische Rohre (1968) Breiner, H.	vergriffen
3	Abwasserreinigung - Grundkurs (1969) von der Emde, W.	vergriffen
4	Abwasserreinigungsanlagen - Entwurf-Bau-Betrieb (1969) 4. ÖWWV-Seminar, Raach 1969	vergriffen
5	Zukunftsprobleme der Trinkwasserversorgung (1970) 5. ÖWWV-Seminar, Raach 1970	vergriffen
6	Industrieabwässer (1971) 6. ÖWWV-Seminar, Raach 1971	vergriffen
7	Wasser- und Abfallwirtschaft (1972) 7. ÖWWV-Seminar, Raach 1972	vergriffen
8	Das vollkommene Peilrohr (Zur Methodik der Grundwasserbeobachtung) (1972) Schmidt, F.	vergriffen
9	Über die Anwendung von radioaktiven Tracern in der Hydrologie (1972) Pruzinsky, W. Über die Auswertung von Abflußmengen auf elektronischen Rechenanlagen Doleisch, M.:	18
10	1. Hydrologie-Fortbildungskurs (1972)	vergriffen

Band Nr		Preis €
11	Vergleichende Untersuchungen zur Berechnung von HW-Abflüssen aus kleinen Einzugsgebieten (1972) Gutknecht, D.	vergriffen
12	Uferfiltrat und Grundwasseranreicherung (1973) 8. ÖWWV-Seminar, Raach 1973	vergriffen
13	Zellstoffabwässer-Anfall und Reinigung (1972) von der Emde W., Fleckseder H., Huber L., Viehl K.	vergriffen
14	Abfluß - Geschiebe (1973) 2. Hydrologie-Fortbildungskurs 1973	vergriffen
15	Neue Entwicklung in der Abwassertechnik (1983) 9. ÖWWV-Seminar, Raach 1974	vergriffen
16	Praktikum der Kläranlagentechnik (1974) von der Emde W.	vergriffen
17	Stabilitätsuntersuchung von Abflußprofilen mittels hydraulischer Methoden und Trendanalyse (1974) Behr, O.:	18
18	Hydrologische Grundlagen zur Speicherbemessung(1975) 3. Hydrologie-Fortbildungskurs 1975	vergriffen
19	Vorhersagen in der Wasserwirtschaft (1976) 1. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1976	10
20	Abfall- und Schlammbehandlung aus wasserwirtschaftlicher Sicht (1976) 11. ÖWWV-Seminar, Raach 1976	vergriffen
21	Zur Theorie und Praxis der Speicherwirtschaft (1977) 2. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1977	22
22	Abwasserreinigung in kleineren Verhältnissen (1977) 12. ÖWWV-Seminar, Raach 1977	vergriffen
23	Methoden zur rechnerischen Behandlung von Grundwasserleitern (1977) Baron W., Heindl W., Behr O., Reitingner J.	vergriffen
24	Ein Beitrag zur Reinigung des Abwassers eines Chemiefaserwerkes, eines chemischen Betriebes und einer Molkerei (1978) Begert A.	vergriffen

Band Nr		Preis €
25	Ein Beitrag zur Reinigung von Zuckerfabrikabwasser (1978) Kroiss H.	vergriffen
26	Methoden der hydrologischen Kurzfristvorhersage (1978) Gutknecht D.	vergriffen
27	Wasserversorgung-Gewässerschutz (1978) 13. ÖWWV-Seminar, Raach 1978	vergriffen
28	Industrieabwasserbehandlung - Neue Entwicklungen (1979) 14. ÖWWV-Seminar, Raach 1979	vergriffen
29	Probleme der Uferfiltration und Grundwasseranreicherung mit besonderer Berücksichtigung des Wiener Raumes (1979) Frischherz H.	vergriffen
30	Beiträge zur Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft (1979) o. Univ.-Prof. DDr. Werner Kresser zum 60. Geburtstag	vergriffen
31	Grundwasserzuströmungsverhältnisse zu Horizontalfilterrohrbrunnen (1980) Schügerl W.	vergriffen
32	Grundwasserwirtschaft (1980) 3. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1980	25
33	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1) (1980)	vergriffen
34	Behandlung und Beseitigung kommunaler und industrieller Schlämme (1980) 15. ÖWWV-Seminar, Raach 1980	vergriffen
35	Faktoren, die die Inaktivierung von Viren beim Belebungsverfahren beeinflussen (1980) Usrael G.	vergriffen
36	Vergleichende Kostenuntersuchungen über das Belebungsverfahren (1980) Flögl W.	vergriffen
37	Ein Beitrag zur Reinigung und Geruchsfreimachung von Abwasser aus Tierkörperverwertungsanstalten (1980) Ruider E.	vergriffen
38	Wasserwirtschaftliche Probleme der Elektrizitätserzeugung (1981) Schiller, G.:	vergriffen

Band Nr		Preis €
39	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1981) Teil 2	vergriffen
40	Wasseraufbereitung und Abwasserreinigung als zusammengehörige Techniken (1981) 16. ÖWWV-Seminar, Raach 1981	vergriffen
41	Filterbrunnen zur Erschließung von Grundwasser (1981) ÖWWV-Fortbildungskurs 1981	29
42	Zur Ermittlung von Bemessungshochwässern im Wasserbau (1981) Kirnbauer R.	22
43	Wissenschaftliche Arbeiten, Zeitraum 1977 bis 1981 (1981)	25
44	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft - heute (1981) Teil 3	25
45	Verbundwirtschaft in der Wasserversorgung (1982) ÖWWV-Fortbildungskurs 1982	29
46	Gewässerschutzplanung, deren Umsetzung und Zielkontrolle im Einzugsgebiet des Neusiedler Sees (1982) Stalzer W.	vergriffen
47	Wechselwirkung zwischen Planung und Betrieb von Abwasserreinigungsanlagen, Erfahrungen und Probleme (1982) 17. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1982	vergriffen
48	Kleinwasserkraftwerke - Notwendigkeit und Bedeutung (1982) Flußstudien: Schwarza, kleine Ybbs, Saalach	vergriffen
49	Beiträge zur Wasserversorgung, Abwasserreinigung, Gewässerschutz und Abfallwirtschaft (1982) o. Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. v.d. Emde zum 60. Geburtstag	vergriffen
50	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft - heute (1982) Teil 4	vergriffen
51	Sicherung der Wasserversorgung in der Zukunft (1983) 18. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1983	vergriffen
52	Thermische Beeinflussung des Grundwassers (1983) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1983	vergriffen

Band Nr		Preis €
53	Planung und Betrieb von Regenentlastungsanlagen (1984) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1984	vergriffen
54	Sonderabfall und Gewässerschutz (1984) 19. ÖWWV-Seminar, Gmunden 1984	vergriffen
55	Naturnahes Regulierungskonzept "Pram" (1984)	26
56	Blähschlamm beim Belebungsverfahren (1985) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1985	vergriffen
57	Chemie in der Wassergütewirtschaft (1985) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1985	vergriffen
58	Klärschlamm - Verwertung und Ablagerung (1985) 20. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1985	vergriffen
59	Wasserkraftnutzung an der Thaya (1985) Pelikan B.	23
60	Seminar "Wasser - Umwelt - Raumordnung" (1985)	16
61	Gewässerschutz im Wandel der Zeit Ziele und Maßnahmen zu ihrer Verwirklichung (1985) Fleckseder, H.	vergriffen
62	Anaerobe Abwasserreinigung (1985) Kroiss H.	vergriffen
63	Kleine Belebungsanlagen mit einem Anschlußwert bis 500 Einwohnergleichwerte (1985) Begert A.	vergriffen
64	Belüftungssysteme beim Belebungsverfahren (1986) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1986	vergriffen
65	Planung und Betrieb von Behandlungsanlagen für Industrieabwässer (1986) 21. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1986	vergriffen
66	Ausspracheseminar Grundwasserschutz in Österreich (1986) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1986	29
67	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (5) (1986)	vergriffen

Band Nr		Preis €
68	Zur mathematischen Modellierung der Abflusstehung an Hängen (1986) Schmid B.H.	22
69	Nitrifikation - Denitrifikation (1987) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1987	vergriffen
70	Flußbau und Fischerei (1987)	vergriffen
71	Wasserversorgung und Abwasserreinigung in kleinen Verhältnissen (1987) 22. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1987	vergriffen
72	Wasserwirtschaft und Lebensschutz (1987) Wurzer E.	vergriffen
73	Anaerobe Abwasserreinigung Grundlagen und großtechnische Erfahrung (1988) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1988	vergriffen
74	Wasserbau und Wasserwirtschaft im Alpenraum aus historischer Sicht (1988)	22
75	Wechselbeziehungen zwischen Land-, Forst und Wasserwirtschaft (1988) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1988	vergriffen
76	Gefährdung des Grundwassers durch Altlasten (1988) 23. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1988	vergriffen
77	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (6) (1987)	vergriffen
78	Wasserwirtschaftliche Planung bei mehrfacher Zielsetzung (1988) Nachtnebel, H.P.	25
79	Hydraulik offener Gerinne (1989) Symposium, 1989	vergriffen
80	Untersuchung der Fischaufstiegshilfe bei der Stauhaltung im Gießgang Greifenstein (1988) Jungwirth M., Schmutz S.	vergriffen
81	Biologische Abwasserreinigung (1989) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1989, TU-Wien	vergriffen
82	Klärschlamm Entsorgung (1989) 24. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1989	vergriffen

Band Nr		Preis €
83	Viruskontamination der Umwelt und Verfahren der Kontrolle (1990) 2. Symposium	18
84	Schadstofffragen in der Wasserwirtschaft (1989) ÖWWV-Fortbildungskurs 1989, TU-Wien	29
85	Schlußbericht zum Forschungsvorhaben Trinkwasseraufbereitung mit Ultraschall, Projekt Abschnitt I (1989) Frischherz H.; Benes E.; Ernst J.; Haber F.; Stuckart W.	18
86	Umfassende Betrachtung der Erosions- und Sedimentationsproblematik (1989) Summer W.	25
87	Großräumige Lösungen in der Wasserversorgung (1990) 25. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1990	vergriffen
88	Revitalisierung von Fließgewässern (1990) Beiträge zum Workshop Scharfling, 1989	vergriffen
89	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1990) Teil 9	vergriffen
90	A Study on Kinematic Cascades (1990) Schmid B.H.	18
91	Snowmelt Simulation in Rugged Terrain - The Gap Between Point and Catchment Scale Approaches (1990) Blöschl G.	18
92	Dateninterpretation und ihre Bedeutung für Grundwasserströmungsmodelle (1990) Blaschke A.P.	nicht erschienen
93	Decision Support Systeme für die Grundwasserwirtschaft unter Verwendung geografischer Informationssysteme (1990) Fürst J.	18
94	Schlußbericht zum Forschungsvorhaben Trinkwasseraufbereitung mit Ultraschall; Projekt-Abschnitt 1990 (1990) Frischherz H., Benes E., Stuckhart W., Ilmer A., Gröschl M., Bolek W.	18
95	Anaerobe Abwasserreinigung - Ein Modell zur Berechnung und Darstellung der maßgebenden chemischen Parameter (1991) Svardal K.	22

Band Nr		Preis €
96	EDV-Einsatz auf Abwasserreinigungsanlagen (1991) ÖWWV-Fortbildungskurs 1991, TU-Wien	29
97	Entfernung von Phosphorverbindungen bei der Abwasserreinigung (1991) ÖWWV-Fortbildungskurs 1991, TU-Wien	25
98	Auswirkungen der Wasserrechtsgesetznovelle 1990 auf Behörden, Planer und Betreiber kommunaler Abwasserreinigungsanlagen - aus technischer, rechtlicher und wirtschaftlicher Sicht (1991) 26. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1991	36
99	Geruchsemissionen aus Abwasserreinigungsanlagen (1991) ÖWWV-Fortbildungskurs 1991,	22
100	Anpassung von Kläranlagen an den Stand der Technik (1992) ÖWWV-Fortbildungskurs 1992, TU-Wien	vergriffen
101	Umweltbezogene Planung wasserbaulicher Maßnahmen an Fließgewässern (1992) Pelikan B.	18
102	Erfassung hydrometeorologischer Elemente in Österreich im Hinblick auf den Wasserhaushalt (1992) Behr O.	i.V.
103	Wasser- und Abfallwirtschaft in dünn besiedelten Gebieten (1992) 27. ÖWWV-Seminar Ottenstein 1992	36
104	Virus Contamination of the Environment (1992) Methods and Control	vergriffen
105	Fließgewässer und ihre Ökologie (1993) ÖWAV-Fortbildungskurs 1992, TU-Wien	22
106	Festlegung einer Dotierwassermenge über Dotationsversuche (1992) Mader H.	22
107	Wasserrechtsgesetznovelle 1990 und neue Emissionsverordnungen (1992) Vorträge anlässlich der UTEC 1992	29
108	Chemische Analytik für einen zeitgemäßen Gewässerschutz (1992) Vorträge anlässlich der UTEC 1992	29
109	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1994) Teil 10 - Beiträge zum Seminar an der Universität für Bodenkultur im November 1994	i.V.

Band Nr	Preis €
110 Bemessung u. Betrieb von Kläranlagen zur Stickstoffentfernung (1993) ÖWAV-Seminar 1993, TU-Wien	36
111 Wasserreserven in Österreich - Schutz und Nutzung in Gegenwart und Zukunft (1993) 28. ÖWAV-Seminar Ottenstein 1993	vergriffen
112 Contamination of the Environment by Viruses and Methods of Control (1993)	18
113 Wasserkraft () O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. S. Radler anlässlich seiner Emeritierung	vergriffen
114 Klärwärter-Grundkurs (1994) 2. Auflage 1994	vergriffen
115 Beitrag zur Reduzierung der Abwasseremissionen der Bleicherei beim Sulfatverfahren (1994) Urban W. ISBN 3-85234-001-2	22
116 Eigenüberwachung von Abwasserreinigungsanlagen für den Gewässerschutz (1994) ÖWAV-Seminar 1994, TU-Wien ISBN 3-85234-002-0	25
117 Abwasserreinigungskonzepte - Internationaler Erfahrungsaustausch über neue Entwicklungen (1995) ÖWAV-Seminar 1994, TU Wien ISBN 3-85234-003-9	25
118 3 Jahre WRG-Novelle (1994) 29. ÖWAV-Seminar: Ottenstein 1994 ISBN 3-85234-004-7	19
119 Landeskulturelle Wasserwirtschaft (1994) anlässlich der Emeritierung von o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. H. Supersperg	vergriffen
120 Gewässerbetreuungskonzepte - Stand und Perspektiven (1994) Beiträge zur Tagung an der BOKU 1994 ISBN 3-85234-010-1	32
121 Generelle Entwässerungsplanung im Siedlungsraum (1996) ÖWAV-Seminar 1995, TU Wien ISBN 3-85234-011-X	29

122	Bedeutung von geowissenschaftlicher Zusatzinformation für die Schätzung der Transmissivitätsverteilung in einem Aquifer (1994) Kupfersberger H.	18
123	Modellierung und Regionalisierung der Grundwassermengenbildung und des Bodenwasserhaushaltes (1994) Holzmann, H.	22
124	Pflanzenkläranlagen - Stand der Technik, Zukunftsaspekte (1995) ÖWAV-Seminar, BOKU Wien ISBN 3-85234-014-4	22
125	Abwasserreinigung - Probleme bei der praktischen Umsetzung des Wasserrechtsgesetzes, (1995) ÖWAV-Seminar 1995, TU-Wien ISBN 3-85234-015-2	32
126	Konfliktfeld Landwirtschaft - Wasserwirtschaft (1995) 30. ÖWAV-Seminar, Ottenstein 1995 ISBN 3-85234-016-0	29
127	Alte und neue Summenparameter (1995) ÖWAV-Seminar 1995, TU-Wien ISBN 3-85234-017-9	29
128	Viruskontamination der Umwelt und Verfahren der Kontrolle (deutsch oder englisch) (1995) 4. Symposium Univ.Prof.Dr. R. Walter ISBN 3-85234-019-5	0
129	Einfluß von Indirekteinleitungen auf Planung und Betrieb von Abwasseranlagen (1996) ÖWAV-Seminar 1996, TU-Wien ISBN 3-85234-020-9	vergriffen
130	Zentrale und dezentrale Abwasserreinigung (1996) 31. ÖWAV-Seminar, Ottenstein 1996 ISBN 3-85234-021-7	36
131	Methoden der Planung und Berechnung des Kanalisationssystems (1996) ÖWAV-Seminar 1996, BOKU-Wien ISBN 3-85234-022-5	29

Band Nr	Preis €
132 Scale and Scaling in Hydrology (1996) Blöschl G. ISBN 3-85234-023-3	vergriffen
133 Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (11) (1996) Integrale Interpretation eines zeitgemäßen Gewässerschutzes ISBN 3-85234-024-0	12
134 Ein Beitrag zur Charakterisierung von Belüftungssystemen für die biologische Abwasserreinigung nach dem Belebungsverfahren mit Sauerstoffzufuhrmessungen (1996) Frey W. ISBN 3-85234-025-X	22
135 Nitrifikation im Belebungsverfahren bei maßgebendem Industrieabwassereinfluß (1996) Nowak O. ISBN 3-85234-026-8	36
136 1. Wassertechnisches Seminar (1996) Nebenprodukte von Desinfektion und Oxidation bei der Trinkwasseraufbereitung ISBN 3-85234-027-6	i.V.
137 Modellanwendung bei Planung und Betrieb von Belebungsanlagen (1997) ÖWAV - Seminar 1997, TU-Wien ISBN 3-85234-028-4	32
138 Nitrifikationshemmung bei kommunaler Abwasserreinigung (1997) Schweighofer P. ISBN 3-85234-029-2	25
139 Ein Beitrag zu Verständnis und Anwendung aerober Selektoren für die Blähschlammvermeidung (1997) Prendl L. ISBN 3-85234-030-6	22
140 Auswirkungen eines Kläranlagenablaufes auf abflußschwache Vorfluter am Beispiel der Kläranlage Mödling und des Krottenbaches (1997) Franz A. ISBN 3-85234-031-4	25
141 Neue Entwicklungen in der Abwassertechnik (1997) ÖWAV - Seminar 1997, TU-Wien ISBN 3-85234-032-2	36

Band Nr		Preis €
142	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (11) (1997) Abfallwirtschaft und Altlastensanierung morgen ISBN 3-85234-033-0	18
143	Abwasserbeseitigung und Wasserversorgung in Wien (1997) Eine ökonomische Beurteilung der Einnahmen, Ausgaben und Kosten Kosz M. ISBN 3-85234-034-9	22
144	Raum-Zeitliche Variabilitäten im Geschiebehaushalt und dessen Beeinflussung am Beispiel der Drau (1997) Habersack H. ISBN 3-85234-035-7	29
145	Fortbildungskurs: Biologische Abwasserreinigung (1998) ÖWAV - Seminar 1998, TU-Wien ISBN 3-85234-036-5	vergriffen
146	2. Wassertechnisches Seminar (1998) Desinfektion in der Trinkwasseraufbereitung ISBN 3-85234-037-3	i.V.
147	Eigenüberwachung und Fremdüberwachung bei Kläranlagen (1998) 32. ÖWAV-Seminar , Linz 1998 ISBN 3-85234-038-1	36
148	Grundwasserdynamik (1998) ISBN 3-85234-039-C	36
149	Die Tradition in der Kulturtechnik (1998) Kastanek F. Simulationsanwendung bei der Störung durch poröses Medium (1998) Loiskandl W. ISBN 3-85234-040-4	22
150	Auswirkungen von Niederschlagsereignissen und der Schneeschmelze auf Karstquellen (1998) Steinkellner M. ISBN 3-85234-041-1	36
151	Experiences with soil erosion models (1998) ISBN 3-85234-042-X	29

Band Nr		Preis €
152	Ein Beitrag zur Optimierung der Stickstoffentfernung in zweistufigen Belebungsanlagen (1998) Dornhofer K. ISBN 3-85234-043-8	25
153	Hormonell aktive Substanzen in der Umwelt (1998) ÖWAV / UBA Seminar 1998, BOKU Wien ISBN 3-58234-044-6	vergriffen
154	Erfassung, Bewertung und Sanierung von Kanalisationen (1998) ÖWAV Seminar 1999, BOKU Wien ISBN 3-8523-045-4	29
155	Nährstoffbewirtschaftung und Wassergüte im Donauraum (1999) ÖWAV - Seminar 1999, TU-Wien ISBN 3-85234-046-2	32
156	Der spektrale Absorptionskoeffizient zur Bestimmung der organischen Abwasserbelastung (1999) UV-Seminar 1998, Duisburg ISBN 3-85234-047-0	22
157	Bedeutung und Steuerung von Nährstoff- und Schwermetallflüssen des Abwassers (1999) Zessner M. ISBN 3-85234-048-9	25
158	Entwicklung einer Methode zur Bewertung von Stoffbilanzen in der Abfallwirtschaft (1999) Rechberger H. ISBN 3-85234-049-7	vergriffen
159	Sicherheit und Gesundheitsschutz auf Abwasseranlagen und deren Evaluierung (2000) ÖWAV – Seminar 2000, TU-Wien ISBN 3-85234-050-0	22
160	Auswirkungen von Klimaänderungen auf die Hydrologie alpiner Einzugsgebiete (2000) Hebenstreit K. ISBN 3-85234-051-9	25

161	Innovative Messtechnik in der Wasserwirtschaft (2000) Präsentation eines Forschungsprojektes ÖWAV – Seminar 2000, BOKU – Wien ISBN 3-85234-052-7	vergriffen
162	Sickerwasser und Oberflächenabdichtung auf Reaktordeponien (2000) ÖWAV - Seminar 2000, Wirtschaftskammer Wien ISBN 3-85234-053-5	25
163	Abfall- und Abwasserentsorgung in kleinen Verhältnissen (2000) ÖWAV - Seminar 2000, Ottenstein ISBN 3-85234-054-3	25
164	Niederschlag-Abfluss-Modellierung – Simulation und Prognose (2000) ÖWAV-Seminar 2000, TU Wien ISBN 3-85234-055-1	i.V.
165	Mehrdimensionale Abflussmodellierung am Beispiel der Lafnitz (2000) Habersack, H. / Mayr, P. / Girlinger, R. / Schneglberger, St. ISBN 3-85234-056-x	25
166	Anpassung von Kläranlagen – Planung und Betrieb (2001) ÖWAV-Seminar 2001, TU Wien ISBN 3-85234-057-8	40
167	Bepflanzte Bodenfilter zur weitergehenden Reinigung von Oberflächenwasser und Kläranlagenabläufen (2001) Laber J. ISBN 3-85234-058-6	25
168	Kanalbetrieb und Niederschlagsbehandlung (2001) ÖWAV-Seminar 2001, BOKU Wien. ISBN 3-85234-059-4	29
169	Development of a Simulation Tool for Subsurface Flow Constructed Wetlands (Entwicklung eines Simulationsmodells für bepflanzte Bodenfilter) (2001) Langergraber G. ISBN 3-85234-060-8	25
170	Simulation von Niederschlagszeitreihen mittels stochastischer Prozess-modelle unter Berücksichtigung der Skaleninvarianz (2001) Bogner ISBN 3-85234-061-6	i.V.
171	Sewage Sludge Disposal – Sustainable and/or Reliable Solutions (2001) ÖWAV / EWA Workshop 2001, TU-Wien ISBN 3-85234-062-4	25

-
- | | | |
|-----|---|------|
| 172 | Stickstoffentfernung mit Biofiltern (2002)
Nikolavic B.
ISBN 3-85234-063-2 | i.V. |
| 173 | Anaerobe Abwasserreinigung: Beeinflussende Faktoren der Versäuerung eines Zitronensäurefabrikabwassers (2002)
Moser D.
ISBN 3-85234-064-0 | i.V. |
| 174 | Gewässerschutz bei Entlastungsbauwerken der Mischkanalisation (2002)
Fenz R.
ISBN 3-85234-065-9 | i.V. |
| 175 | Wechselwirkung von physikalischen, chemischen und biotischen Prozessen in aquatischen Systemen (2002)
Kreuzinger N.
ISBN 3-85234-066-7 | i.V. |
| 176 | Benchmarking in der Abwasserentsorgung (2002)
ÖWAV Workshop Februar 2002, TU-Wien
ISBN 3-85234-067-5 | 30 |
| 177 | Klärschlamm (2002)
Möglichkeiten und Verfahren zur Verwertung / Entsorgung ab 2004
ÖWAV Seminar April 2002, Wirtschaftskammer Österreich
Schlammbehandlung und Entsorgung
ÖWAV / TU – Workshop September 2000, TU-Wien
ISBN 3-85234-068-3 | 30 |

Die Bände sind zu beziehen bei:

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
der Technischen Universität Wien
Karlsplatz 13/226, A-1040 Wien

Band: 12, 15, 16, 20, 28, 34, 35, 36, 37, 47, 49, 53, 54, 56, 57, 58, 61, 62, 63, 64, 65, 69, 73, 81, 82, 84, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 105, 107, 108, 110, 114, 116, 117, 121, 125, 127, 129, 130, 134, 135, 137, 138, 139, 140, 141, 143, 145, 147, 152, 153, 155, 156, 157, 158, 159, 161, 162, 166, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177

Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft
der Technischen Universität Wien
Karlsplatz 13, A-1040 Wien

Band: 1, 2, 8, 9, 17, 21, 23, 26, 30, 31, 41, 42, 52, 66, 68, 74, 90, 91, 92, 102, 122, 132, 148, 164

Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
der Universität für Bodenkultur,
Muthgasse 18, A-1190 Wien

Band: 18, 19, 32, 38, 43, 44, 45, 48, 50, 55, 59, 60, 70, 75, 78, 86, 89, 93, 101, 106, 109, 113, 123, 144, 160, 165, 167, 169

Institut für Wasservorsorge, Gewässerökologie und Abfallwirtschaft
der Universität für Bodenkultur,
Muthgasse 18, A-1190 Wien

Band: 22, 29, 39, 40, 46, 67, 71, 72, 76, 77, 80, 83, 85, 87, 88, 94, 103, 112, 115, 118, 120, 124, 126, 128, 131, 133, 136, 142, 146, 150, 154, 163, 167, 168, 169

Institut für Hydraulik und landeskulturelle Wasserwirtschaft
der Universität für Bodenkultur
Muthgasse 18, A-1190 Wien

Band: 119, 149, 151, 170