

# WIENER MITTEILUNGEN

WASSER · ABWASSER · GEWÄSSER

Universitätsbibliothek der Technischen  
Universität Wien

116813 I

ENTLEHNBAR

ANPASSUNG VON KLÄRANLAGEN  
AN DEN STAND DER TECHNIK

BAND 100 - WIEN 1992

# **WIENER MITTEILUNGEN**

## **WASSER · ABWASSER · GEWÄSSER**

**BAND 100**

### **ANPASSUNG VON KLÄRANLAGEN AN DEN STAND DER TECHNIK**

**FORTBILDUNGSKURS DES ÖWWV  
WIEN, 25. - 26.2.1992**

**HERAUSGEBER:  
PROF. DIPL.-ING. DR. H. KROISS  
TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN  
INSTITUT FÜR WASSERGÜTE  
UND ABFALLWIRTSCHAFT**

116.813T  
100

## Vorwort

Bedingt durch die WRG-Novelle 1990 müssen nun innerhalb von sehr kurzer Frist für sehr viele kommunale Kläranlagen Projekte erstellt werden, mit denen die Anpassung an den Stand der Technik möglich wird. Letzterer ist durch die 1. Emissionsverordnung für kommunales Abwasser festgeschrieben. Die neuen Anforderungen sind streng in zweierlei Hinsicht. Einerseits sind die Nährstoffe Phosphor und Stickstoff weitgehend zu entfernen, andererseits ist der Grad der Sicherheit mit der die niedrigen Ablaufkonzentrationen und hohen Entfernungsgrade erreicht werden müssen, enorm hoch. Dies hat in allen Fachkreisen zu einer gewissen Unsicherheit geführt, weil vielfach Neuland betreten werden muß. Der Stand der Technik ist im Gegensatz zu den anerkannten Regeln der Technik ein sehr dynamischer Begriff, der einen gewissen Dauer-auftrag zu Verbesserung und Innovation beinhaltet.

Das Ziel dieses Seminarbandes ist es die aktuelle Situation in rechtlicher und technischer Hinsicht möglichst realistisch darzustellen. Dabei soll klar zum Ausdruck kommen, daß es einerseits möglich ist die Emissionsverordnung einzuhalten, aber andererseits auch, daß damit eine neue Qualitätsstufe der Planung und des Betriebs erreicht werden muß. Die örtliche Besonderheit jeder Kläranlage muß detailliert berücksichtigt werden, sonst ist die Gefahr sehr groß, daß das angestrebte Ziel nicht erreicht wird. Das bedeutet aber, daß die Zeit der Standardanlagen vorbei ist was die Planung betrifft und daß der Betrieb durch nicht oder mäßig geschultes Personal der Vergangenheit angehören muß. Der Grad der Einsicht in die komplexen Zusammenhänge bei Planung und Betrieb der Kläranlagen wird entsprechend steigen müssen. Die Darstellung der Betriebsergebnisse der ausgewählten Großanlagen aus Deutschland und Österreich soll als Versuch gewertet werden, die theoretischen Überlegungen der Praxis gegenüberzustellen. Gleichzeitig soll ein Eindruck vermittelt werden, welche Information nötig ist um Reinigungsverfahren und -ergebnis beurteilen zu können.

# I N H A L T S V E R Z E I C H N I S

Friedrich HELFER

Gesetzliche Anforderungen an die Abwasser-  
reinigungsanlagen A - 1

Helmut KROISS

Erweiterungskonzepte B - 1

Karl SVARDAL, Otto NOWAK, Hellmut FLECKSEDER

Bemessungsansätze C - 1

Stefan KEIL, Otto NOWAK

Kläranlage Wolfgangsee - Ischl D - 1

Gerhard SPATZIERER

Kläranlage Frauenkirchen E - 1

Norbert MATSCHÉ, Leopold PRENDL, Liang GUAN

Kläranlage Admont F - 1

Andreas LENGYEL

Kläranlage Klagenfurt G - 1

Norbert MATSCHÉ, Leopold PRENDL, Andreas FRANZ

Kläranlage Mödling

H - 1

Burkhard TEICHGRÄBER

Kläranlage Werne

I - 1

Thomas NELLENSCHULTE

Kläranlage Seesen

J - 1

Karl Heinz KRAUTH

Kläranlage Waiblingen

K - 1

## Gesetzliche Anforderungen an die kommunalen Abwasserreinigungsanlagen

Friedrich Hefler

### 1. Gesetzliche Situation nach der WRG-Novelle 1990

Mit der Wasserrechtsgesetznovelle 1990 wurde nach langjährigen Beratungen auf fachlicher Ebene und nach schwierigen politischen Verhandlungen ein wichtiger Schritt in Richtung der grundlegenden Neugestaltung der rechtlichen Ordnung in der Wasserwirtschaft gesetzt. Kernstück der Novelle ist der verstärkte Schutz der Gewässer. Mit ihr soll der Weiterentwicklung von Wasserwirtschaft und Wassertechnik sowie insbesondere auch der Abwasserwirtschaft Rechnung getragen werden.

Mit dieser Zielsetzung schließt die Novelle 1990 nach über 30-jähriger legislativer Untätigkeit und einen enormen Handlungsbedarf im Bereich der Wasserwirtschaftsverwaltung auslösend an die WRG-Novelle 1959 an, bei welcher das Wasserrechtsgesetz einen eigenen Abschnitt betreffend die Reinhaltung der Gewässer erhielt und damit das erste für den Umweltschutz relevante Bundesgesetz der Republik Österreich darstellte.

Neben zahlreichen sonstigen Anpassungen und Veränderungen sieht die Novelle 1990 folgende Instrumente der Gewässerschutzpolitik bzw. der Wassergütewirtschaft vor:

- Einführung einer strikten Emissionsregelung für Direkt-

- und Indirekteinleiter in Verbindung mit einer immissionsbezogenen Begrenzung der Gewässerbelastung
- Sanierungspflicht für Altanlagen
- Einführung einer flächendeckenden und kontinuierlichen Beobachtung der Beschaffenheit von oberirdischen und unterirdischen Wasservorkommen analog der seit fast 100 Jahren bestehenden quantitativen Hydrographie
- Sanierung belasteter Oberflächengewässer oder Grundwässer durch Festlegung von rechtsverbindlichen Sanierungsmaßnahmen in Verordnungsform (Sanierungsplan nach § 33d WRG, Sanierungsgebiete nach § 33f WRG)
- Neugestaltung des Rechtsbereiches der wassergefährdenden Stoffe
- Generelle Befristung neuer Wasserrechte
- Einführung und strikte Beachtung des Begriffes "Stand der Technik"
- Verstärktes Eingriffsinstrumentarium der Wasserrechtsbehörden in bestehende Rechte
- Verstärkte Beachtung des Begriffes der Wasserwirtschaft.

Von besonderer Bedeutung für alle bewilligungspflichtigen Nutzungen von Gewässern bzw. Einwirkungen auf Gewässer ist die Einführung des Begriffes Stand der Technik in das Wasserrechtsgesetz. Im § 12a findet sich folgende Definition: "Der Stand der Technik im Sinne dieses Bundesgesetzes ist der auf den einschlägigen wissenschaftlichen Erkenntnissen beruhende Entwicklungsstand fortschrittlicher technologischer Verfah-

ren, Einrichtungen, Bau- und Betriebsweisen, deren Funktions-tüchtigkeit erprobt und erwiesen ist. Bei der Bestimmung des Standes der Technik sind insbesondere vergleichbare Verfahren, Einrichtungen, Bau- oder Betriebsweisen heranzuziehen".

Diese Definition erfolgte im Interesse der Rechtssicherheit und einer anzustrebenden Einheit der Rechtsordnung in weitgehender Anlehnung an § 71a Gewerbeordnung. In den Erläuterungen zur Regierungsvorlage wird dazu ausgeführt, daß unter dem Stand der Technik die oben genannten fortschrittlichen Techniken - sofern sie im Betrieb erprobt sind - zu verstehen sind. Dies entspricht dem auf internationaler Ebene (OECD, ECE, EG) geforderten Einsatz der "best available means".

Das neue Wasserrechtsgesetz nimmt in folgenden Bestimmungen Bezug auf den Stand der Technik:

- § 13 Abs.1 (Maß und Art der Wasserbenutzung)
- § 21 (Wiederverleihung von Wasserrechten)
- § 21a (Anpassungsaufträge durch die Behörde)
- § 31b Abs.2 (Maßnahmen bei der Errichtung von Abfalldepo-nien)
- § 33b Abs.1 und 2 (Vermeidung der Einbringung gefährlicher Abwasserinhaltsstoffe sowie Begrenzung von Abwasseremis-sionen bei Einleitungen in Gewässr oder öffentliche Kana-lisationen)
- § 104 Abs.1 (vorläufige Überprüfung von Anträgen).

Die Beurteilung, ob bei einer geplanten oder bestehenden Ge-wässernutzung oder Einwirkung auf ein Gewässer alle Vorkeh-rungen gemäß dem Stand der Technik getroffen wurden, obliegt im Einzelfall der Wasserrechtsbehörde. Lediglich im Bereich der Abwasserbeseitigung hat der Gesetzgeber eine bundesweit einheitliche Regelung im Verordnungsweg vorgesehen.



Eine weitere wichtige Veränderung hat die WRG-Novelle im Bereich der Indirekteinleiter gebracht. Dem Grundsatz des verstärkten Gewässerschutzes folgend, wird im § 32 WRG nunmehr auch der Indirekteinleiter einer Bewilligungspflicht unterworfen. Der Landeshauptmann kann im Verordnungsweg Schwellenwerte festlegen, bei deren Überschreitung jedenfalls eine Bewilligungspflicht bei Indirekteinleitung gegeben ist. Damit sollen insbesondere gefährliche Schadstoffe an der Quelle zurückgehalten, Kanalisationen und Abwasserreinigungsanlagen sowie Gewässer besser geschützt und Klärschlämme wieder verwertbar werden.

## 2. Gesetzliche Grundlagen der Abwasseremissionsregelung

Ziel der Neuregelung des Abwasserrechtes in den §§ 33a bis 33c WRG ist es, die Reinigung der Abwässer auf ein möglichst hohes Niveau zu bringen, wobei der Stand der Technik als Mindestanforderung betrachtet wird. Dem Vorsorgeprinzip entsprechend soll eine Minimierung des Ausstoßes an Abwasser angestrebt und gefährliche Inhaltsstoffe nur in unvermeidbarem Ausmaß in die Gewässer emittiert werden.

§ 33a WRG enthält die erforderlichen Begriffsbestimmungen (schädliche bzw. gefährliche Abwasserinhaltsstoffe, Grenzwert, Mittelwert, Konzentration, Eigenschaft etc.).

§ 33b enthält die eigentliche Emissionsregelung. Die Bestimmung verpflichtet die Behörde jedenfalls die nach dem Stand der Technik möglichen Auflagen zur Begrenzung von Frachten und Konzentrationen schädlicher Abwasserinhaltsstoffe vorzuschreiben. Die Einleitung gefährlicher Abwasserinhaltsstoffe darf nur soweit und so lange bewilligt werden, als nach dem Stand der Technik die Vermeidung nicht möglich ist und die wasserwirtschaftlichen Verhältnisse es gestatten. Die Absätze

3 und 4 ermächtigen den Bundesminister für Land- und Forstwirtschaft zur Erlassung herkunftsbezogener oder stoffbezogener Emissionswerte. Darüber hinaus sind alle für die Überwachung, Analyse und Interpretation erforderlichen Regelungen zu treffen. Das Inkrafttreten einer Verordnung nach § 33b WRG ist von der Herstellung des Einvernehmens mit den Bundesministern für wirtschaftliche Angelegenheiten und für Umwelt, Jugend und Familie abhängig.

§ 33c WRG befaßt sich mit der Sanierung jener Altanlagen, die bei Inkrafttreten einer Emissionsverordnung bereits rechtmäßig bestehen. In der Verordnung ist für die jeweilige Sparte eine Frist festzusetzen, innerhalb der Altanlagen an den in der Verordnung festgeschriebenen Abwasserstandard anzupassen oder die Einleitung stillzusetzen ist. Eines besonderen behördlichen Auftrages bedarf es nicht. Wichtig ist, daß der Wasserberechtigte innerhalb von 2 Jahren nach Erlassung einer Verordnung der Wasserrechtsbehörde ein Sanierungsprojekt vorzulegen hat oder seine Anlage mit Ablauf der Sanierungsfrist stillzulegen hat. Bei bestehenden Altanlagen, die über keine wasserrechtliche Bewilligung verfügen, kann die Anpassungsregelung gemäß § 33c WRG nicht angewandt werden, sodaß die in einer Emissionsverordnung festgelegte Übergangsfrist für solche Anlagen nicht in Anspruch genommen werden kann. Betroffen davon sind u.a. zahlreiche Indirekteinleiter, die nach § 32 Abs.4 WRG (alt) als Regelfall galten, nunmehr aber eine eigene Bewilligung benötigen.

Schließlich ist festzuhalten, daß die in einer Emissionsverordnung enthaltenen Emissionswerte für den Abwasseremittenten nicht unmittelbar verbindlich sind. Die Behörde hat vielmehr diese Werte in den Bewilligungsbescheid aufzunehmen. Erst dann entfalten sie für den Betroffenen rechtliche Wirksamkeit. Das WRG hält aus Gründen der Rechtssicherheit am Prinzip der Einzelfallbeurteilung fest. Der Antragsteller hat ei-

nen Rechtsanspruch darauf, daß ihm keine anderen als die verordneten Grenzwerte auferlegt werden, sofern nicht ein Sachverhalt nach § 33b Abs.6 oder 10 WRG vorliegt.

### 3. Die Allgemeine Abwasseremissionsverordnung

Die Allgemeine Abwasseremissionsverordnung (AAEV, BGBl 179/1991) stellt das grundlegende Regelwerk für die Emissionsbegrenzungen dar, auf welches die Spezialverordnungen immer wieder Bezug nehmen. Sie enthält über § 33a WRG hinausgehend Begriffsbestimmungen, die für die gesetzlichen Regelungen im Bereich des Abwasserwesens von allgemeiner Bedeutung sind, und sie behandelt allgemeine Grundsätze des Umganges mit Abwasser und Abwasserinhaltsstoffen sowie generelle wasserwirtschaftliche Anforderungen an die Abwasserbehandlung und den allgemeinen Stand der Rückhalte- und Reinigungstechnik. Die AAEV bestimmt weiters, für welche Herkunftsbereiche spezielle Emissionsverordnungen geplant sind, so z.B. auch für den Herkunftsbereich "Abwasser aus Abwasserreinigungsanlagen für Siedlungsgebiete sowie für Einzelobjekte mit Anschlußgrößen über 50 EGW".

Für Abwasser aus einem derartigen Herkunftsbereich hat die Behörde bei der wasserrechtlichen Bewilligung einer Einleitung jedenfalls die in der Verordnung enthaltenen Emissionswerte vorzuschreiben und darüber hinaus - soweit nach der Sachlage erforderlich - allenfalls weitere Parameter aus der AAEV mit den dort enthaltenen Grenzwerten.

Für Abwasserherkunftsbereiche, die im § 4 Abs.2 AAEV nicht genannt sind, gelten die Parameter und Grenzwerte der AAEV. Ist bei solchen Abwässern die Einhaltung der Emissionswerte der AAEV nicht möglich, so gilt der Emissionswert als Richtwert. Bei allen Abwasseremissionsverordnungen hat die Behörde

im Einzelfall zu entscheiden, welche Parameter bei der Überwachung der Abwasserbeschaffenheit eingesetzt werden und mit welchen Wiederkehrintervallen diese Parameter beobachtet werden. Auf die gewonnenen Meßergebnisse sind die "4 von 5"-Regel und die Überschreitungsklauseln der jeweiligen Verordnung bzw. der AAEV anzuwenden.

Für Abwasserherkunftsbereiche des § 4 Abs.2 AAEV, für die eine spezielle Emissionsverordnung noch nicht besteht, werden im Rahmen der Einzelfallbeurteilung die Regelungen der AAEV mit dem Charakter einer Richtlinie anzuwenden sein.

Die Mischung von Abwässern verschiedener Herkunftsbereiche ist nach § 33b Abs.9 WRG nur zulässig, wenn dadurch keine nachteiligen Auswirkungen auf die Gewässer zu besorgen sind. Bei Abwasseremittenten mit Teilströmen unterschiedlicher Herkunftsbereiche unterliegen diese Teilströme den jeweils in Betracht kommenden Spezialverordnungen. Werden Abwässer verschiedener Herkunftsbereiche vermischt, gelten die Regeln des § 4 Abs.5 bis 7 AAEV.

#### **4. Die branchenspezifischen Abwasseremissionsverordnungen**

Die branchenspezifischen Verordnungen sind in Anlehnung an die AAEV derart aufgebaut, daß zunächst der Geltungsbereich gegenüber der AAEV und gegenüber anderen Spezialverordnungen abgegrenzt wird. Die Abgrenzung kann auch derart erfolgen, daß für ein einer Sparte angehörendes Abwasser die AAEV Gültigkeit hat. Sodann wird demonstrativ, d.h. ohne Anspruch auf Vollständigkeit und Rechtsverbindlichkeit, für jede Sparte der Stand der Technik beschrieben, der in Betracht gezogen werden kann, um die in den Anlagen der Verordnungen enthaltenen Emissionswerte einhalten zu können. Individuell nach den Erfordernissen der einzelnen Sparten werden weiters die Pro-

benahme- und Analysenmethoden und Meßwertinterpretationen festgelegt sowie Anpassungsfristen für bestehende Anlagen bestimmt. Diesbezüglich gilt als Grundlinie, daß die Regelung der AAEV (4 von 5-Regel, 50%-Überschreitung, Beurteilung an Hand von Tagesfrachten etc.) möglichst durchgehalten wird. Als Fristen für die Anpassung bestehender Anlagen an die Emissionswerte werden in der Regel 5 Jahre vorgesehen; insbesondere dann, wenn das Abwasser gefährliche Stoffe enthält.

Ein spezielles Rechtsproblem ergibt sich bei Abwassermischungen, deren Teilströme aus verschiedenen Herkunftsbereichen stammen, solange nicht für alle Teilströme die entsprechenden Spezialverordnungen erlassen wurden. Dieses Problem war auf Grund der großen Anzahl der von der Wirtschaft gewünschten Spezialverordnungen generell nicht lösbar. Einen gangbaren Ansatzpunkt bietet in Abhängigkeit von den Mengenverhältnissen der Weg der Zuordnung. Für gefährliche Stoffe gilt jedenfalls die Teilstromanforderung gemäß § 4 Abs.7 AAEV.

Bei der Reihenfolge der Erstellung der Spezialverordnungen wurde darauf geachtet, daß zuerst die Schwerpunkte der Gewässerbelastungen durch die Verordnungen abgedeckt werden. Gesamtwasserwirtschaftlich sind in Österreich die folgenden Abwasseremissionsschwerpunkte von Bedeutung:

- Abwasser aus der Zellstoff- und Papiererzeugung
- Kommunales Abwasser
- Abwasser aus der chemischen Industrie
- Abwasser aus dem Bergbau- und Hüttenwesen.

Demgemäß wurden zuallererst Emissionsverordnungen für Abwasser aus der Erzeugung von gebleichtem Zellstoff und für kommunales Abwasser erarbeitet. Gemäß einer politischen Vorgabe aus der Zeit der parlamentarischen Behandlung der WRG-Novelle wurden diese beiden Verordnungen gemeinsam mit Emissionsver-

ordnungen für die Milch- und Fleischwirtschaft sowie für Gerbereien, Lederfabriken und Pelzzurichtereien raschestmöglich in Kraft gesetzt.

Die beiden anderen genannten Schwerpunkte (chemische Industrie, Berg- und Hüttenwesen) stellen eine sehr heterogene Gruppe von Abwasseremittenten dar, über die nur wenig bekannt ist und bei denen auch eine Formulierung des Standes der Technik Schwierigkeiten bereiten wird. Diesbezüglich ist geplant, vorerst Forschungsaufträge an österreichische Universitäten zu vergeben; die Vorbereitungen hierfür laufen bereits.

Nach Inkraftsetzung der AAEV und der o.g. 5 Spezialverordnungen sind für das nächste Paket von Verordnungen folgende Herkunftsbereiche vorgesehen:

- Papier und Pappe
- grafische und fotografische Prozesse
- Textilveredelung und -behandlung
- Bearbeitung metallischer Oberflächen
- Sickerwasser aus AbfalldPONien.

Bezüglich dieser fünf Verordnungen wurde im Juni 1991 das öffentliche Begutachtungsverfahren eingeleitet. Die Ergebnisse lagen bis Mitte September 1991 vor. Sie werden nunmehr in die Entwürfe eingearbeitet und mit den betroffenen Branchen diskutiert. Mit einer Inkraftsetzung ist voraussichtlich im ersten Quartal 1992 zu rechnen.

Daran anschließend sollen Abwasseremittenten mit Verordnungen bedacht werden, die zwar als einzelne Emissionsquellen zu- meist untergeordnete Bedeutung haben, die aber auf Grund ihrer großen Anzahl gesamtwasserwirtschaftlich wichtig sind. Dazu gehören:

- Kleinkläranlagen unter 50 EGW
- Einzelobjekte in Extremelage
- Tankstellen und KFZ-Reparatur-und-Waschbetriebe
- Wäschereien und Chemisch-Reinigungsbetriebe.

#### 4.1 Anforderungen an Abwasserreinigungsanlagen größer 50 EGW

Die Verordnung gilt für das Einleiten von Abwasser aus kommunalen Kläranlagen mit Anschlußgrößen über 50 Einwohnergleichwerten (EGW) in ein Fließgewässer. Der Grundsatz der biologischen Abwasserreinigung mit weitgehender Stickstoff- und Phosphorentfernung steht heute außer Diskussion. Ab Anschlußgrößen über 500 EGW wird die volle Nitrifikation bei Abwassertemperaturen größer  $12^{\circ}$  C verlangt. Ab 5000 EGW ist eine Gesamtstickstoffeliminationsleistung von 70 % im Sommer und 60 % im Winter zu erbringen. Dies stellt gemäß gegenwärtigem Kenntnisstand die Obergrenze des ohne externe Kohlenstoffquelle bei vorgeschalteter kontinuierlicher Denitrifikation erreichbaren Wirkungsgrades bei der Stickstoffentfernung dar. Ab 1000 EGW ist bei der Phosphorentfernung die Simultanfällung anzuwenden; im Einzugsgebiet von Seen ist bei Anschlußgrößen über 30.000 EGW die Flockungsfiltration vorgesehen.

Für die Gültigkeit der Verordnung wesentlich ist, daß es sich bei dem in einer kommunalen Abwasserreinigungsanlage behandelten Abwasser um solches mit kommunalem Charakter handelt. Ist ein derart kommunaler Charakter nicht gegeben, sind andere Regelungen anzuwenden - so zum Beispiel die AAEV oder bei dominantem Industrie- oder Gewerbeanteil eine einschlägige Branchenemissionsverordnung. Zur Gewährleistung des kommunalen Charakters des Rohabwassers sind darüberhinaus entsprechende Vorreinigungsschritte bei Indirekteinleitern in Erwä-

gung zu ziehen. Auf die geänderte Gesetzeslage bei § 32 Abs.4 WRG ist hinzuweisen.

Die Zuordnung einer Abwasserreinigungsanlage zu einer Größenklasse gemäß Anlage A der Verordnung muß sich aus Gründen der Kontinuität der Anforderungen an die Reinigungsleistung nach dem der wasserrechtlichen Bewilligung zugrundeliegenden Bemessungswert der Abwasserreinigungsanlage richten. Dies gilt sowohl für die Einstufung bestehender Anlagen (§ 33c WRG) wie auch für die Bewilligung neuer Anlagen. Lediglich bei den verschärften Anforderungen betreffend Phosphor wird auf die tatsächliche Kläranlagenbelastung abgestellt. Dem maximalen Einleitungskonsens für die Schmutzfrachten der Abwasserinhaltsstoffe sind die hydraulischen Daten der Reinigungsanlage zugrundezulegen. Dabei können sich je nach den Verdünnungsverhältnissen in der Kanalisation aus den Festlegungen für die Mindestwirkungsgrade zusätzliche Einschränkungen der ableitbaren Schmutzfrachten ergeben.

Bei kommunalen Abwasserreinigungsanlagen nach dem Mischsystem ist eine Emissionsbegrenzung gemäß dem Stand der Technik nur im Trockenwetterfall möglich. Bei Regenwetter erhobene Meßwerte bleiben bei der Anwendung der "4 von 5"-Regel außer Betracht. Da die Festlegung eines Emissionswertes nach dem Stand der Technik für den Regenwetterfall im Verordnungsweg derzeit nicht möglich ist, muß erforderlichenfalls die individuelle Begrenzung von Schmutzfrachten bei Niederschlagsereignissen nach § 33b Abs.1 oder 2 zur Anwendung kommen.

Auf Grund der starken Temperaturabhängigkeit der Nitrifikations- und Denitrifikationsvorgänge war es erforderlich, den Geltungsbereich der Emissionswerte für Ammonium bzw. für Gesamtstickstoffentfernung auf bestimmte Temperaturbereiche einzugrenzen. Für den Temperaturbereich unter 12 °C ist eine Festlegung des Emissionswertes für Ammonium, für den Tempera-



turbereich unter 8 °C eine Festlegung für den Gesamtwirkungsgrad der Stickstoffentfernung derzeit nicht möglich. Das Unterschreiten der Temperaturgrenze von 12 °C für Ammoniumstickstoff bzw. von 8 °C für Gesamtstickstoffentfernung unterbricht die Anwendung der "4 von 5"-Regel (Anhalten der fortlaufenden Zählung) auf die Meßwerte dieser Parameter bis zu einem Zeitpunkt, an dem die Abwassertemperatur diese Temperaturgrenzen wieder übersteigt. Ein Unter- bzw. Überschreiten der Temperaturgrenze von 12 °C für den Parameter Gesamtstickstoffentfernung unterbricht dagegen die Anwendung der "4 von 5"-Regel nicht.

Zum Einsatz eines bestimmten Parameters für die Überwachung der Beschaffenheit des Abwassers ist auf § 4 Abs.1 AAEV zu verweisen, wonach die Wasserrechtsbehörde über die Anwendung eines Parameters im Einzelfall zu entscheiden hat. Diese Bestimmung gilt auch für die Spezialverordnungen. Auch ist die Behörde bei der Festlegung der Probenahmeintervalle für einen Abwasserparameter frei. Damit ist ein flexibles Instrument zur Anpassung an die Verhältnisse des Einzelfalles und zur Begrenzung der Überwachungskosten gegeben. So ist es beispielsweise nicht erforderlich, den Gesamtstickstoffgehalt des Abwassers bzw. den Wirkungsgrad seiner Entfernung täglich bestimmen zu lassen.

Bei der Interpretation von Meßwerten eines Abwasserparameters ist bei allen Abwasseremissionsverordnungen die "4 von 5"-Regel anzuwenden. Die Anwendung dieser Regel soll den Gesetzen der statistischen Meßwertverteilung bei normalem Betrieb von Abwasserbehandlungsanlagen Rechnung tragen. Die aus ihr ableitbare Vorstellung der Einhaltung vorgeschriebener Werte soll in bestimmten Fällen behördliches Einschreiten ersparen. Die "4 von 5"-Regel ist keine Ausnahmebestimmung für Störfälle. Derzeit gibt es keine verbindlichen Festlegungen darüber, was ein Störfall ist. Daher muß bei einem tatsäch-

lich auftretenden derartigen Ereignis die Behörde im Einzelfall beurteilen, ob ein Störfall vorgelegen hat, der zur Nichteinhaltung des Emissionswertes eines Abwasserparameters führte. Als Störfall zu bewerten ist dabei jedenfalls ein Ereignis, dessen Eintreffen ein Nichteinhalten eines Emissionswertes zur Folge hatte und welches nicht abgewendet werden konnte, obwohl der Wasserberechtigte alles in seinem Verfügungsbereich rechtlich, technisch oder organisatorisch Mögliche zur Verhinderung unternommen hat. Dazu zählen beispielsweise Ereignisse wie

- völliger Zusammenbruch der Energieversorgung
- Unfälle mit wassergefährdenden Stoffen im Einzugsgebiet einer öffentlichen Kanalisation, welche bis zur Kläranlage durchschlagen
- Zusammenbruch einer gesamten Belebtschlammbiozönose oder einzelner Mikroorganismengruppen (z.B. Nitrifikanten) infolge toxischer Eigenschaften von widerrechtlich abgeleiteten Abwasserinhaltsstoffen
- Hochwasserereignisse, welche für die Funktion der Reinigungsanlage wichtige Bauteile außer Betrieb setzen etc.

Die Emissionswerte der Verordnung für kommunales Abwasser bedeuten auch, daß gewisse derzeit eingesetzte Abwasserreinigungsverfahren bei Kläranlagen bestimmter Größe in Hinkunft gar nicht mehr oder nur in Kombination mit anderen Reinigungsverfahren angewandt werden können. Es hat nicht an massiven Interventionen gefehlt, die Pflanzenkläranlagen durch Festlegung eigener Emissionswerte salonfähig zu machen. Derartige Anträge waren abzuweisen, da erwiesenermaßen die bei den Stickstoff- und Phosphorparametern nach dem Stande der Technik erzielbaren Anforderungen von Pflanzenkläranlagen nicht erfüllt werden können. Die Festlegung unterschiedlicher Niveaus des Standes der Technik für verschiedene Reinigungstechnologien ist gesetzwidrig.

Abgehend von der bisherigen Praxis der Einzelstoffregelungen für gefährliche Stoffe hat die EG mit Richtlinie vom 21. Mai 1991 Emissionsanforderungen an kommunales Abwasser formuliert. Die EG-Richtlinie bedient sich etwas anderer Festlegungen (insbesondere betreffend Überschreitungshäufigkeiten bei einzelnen Parametern), ist aber generell gesehen inhaltlich schwächer als die österreichische Verordnung, vor allem bei Stickstoff und Phosphor. Aus fachlicher Sicht besteht bei unserer Verordnung EG-Konformität. Ob die österreichische Verordnung in der geltenden Form bei einem EG-Beitritt bestehen bleibt, hängt allerdings von der rechtlichen Entscheidung ab, ob eine inhaltlich Erfüllung der EG-Richtlinie ausreicht oder auch eine formale Anpassung erfolgen muß.

#### 4.2 Ausständige Regelungen im kommunalen Bereich

Die in Kraft befindliche Verordnung für kommunale Kläranlagen größer 50 EGW gilt nicht für Einzelobjekte in Extremlagen. Auch die noch ausständige Verordnung für Anlagen mit einer Anschlußgröße kleiner 50 EGW wird nicht für Einzelobjekte in Extremlagen gelten. Für beide ausständigen Verordnungen werden derzeit Entwürfe im zuständigen Ressort erstellt.

Die Anforderungen für die Anlagen kleiner 50 EGW werden sich an den Anforderungen für die Größenklasse 50 bis 500 EGW orientieren; für die Wirkungsgrade bei BSB<sub>5</sub> und CSB werden keine Emissionswerte festgelegt. Bei den Überwachungsmodalitäten wird anstelle der "4 von 5"-Regel gefordert, daß 80 % aller Meßwerte eines Abwasserparameters im Untersuchungsjahr unter dem jeweiligen Emissionswert liegen. Als Probenahmemodalität wird die qualifizierte Stichprobe vorgesehen.

Bei der Extremlagenverordnung ergibt sich die Notwendigkeit der Vorabklärung, was unter den erschwerenden Bedingungen der

Extremlage für die Abwasserreinigung als Stand der Technik angesehen werden kann. Die Diskussion darüber dauert ebenso noch an wie die Diskussion über die Definition der Extremlage selbst. Die Auswertung von Betriebsergebnissen an bestehenden Anlagen, die derzeit mit dem Prädikat Stand der Technik versehen werden könnten, bleibt abzuwarten. Da sich derartige Reinigungsanlagen zusätzlich oft in örtlichen wasserwirtschaftlichen Verhältnissen befinden, in denen die Einflüsse auf die Gewässer durch andere Verursacher (insbesondere die Landwirtschaft) die Einträge aus den Kläranlagen bei weitem überwiegen, ist hier auch für politischen Konfliktstoff gesorgt - besonders wenn man an die mit den von der Verordnung betroffenen Objekten verbundenen Erwartungshaltungen bzw. Wirtschaftsinteressen einer ganzen Branche denkt (Stichwort wanderbares Österreich). Beide noch ausstehenden Verordnungsentwürfe sollen jedenfalls im Laufe des Jahres 1992 der öffentlichen Begutachtung zugeführt werden.

MR Dipl.-Ing. Dr.  
Friedrich Hefler  
BMLF, Abteilung IV 2

ERWEITERUNGSKONZEPTE FÜR KOMMUNALE KLÄRANLAGEN  
NACH DEM STAND DER TECHNIK

H. KROISS

1. Einleitung

In der Wasserrechtsgesetznovelle 1990 ist das Vorsorgeprinzip bei der Abwasserreinigung verankert, das die Anwendung des Standes der Technik auch bei der Reinigung von kommunalem Abwasser fordert. Der Stand der Technik wurde dann im Rahmen der ersten Emissionsverordnung für kommunales Abwasser durch die Angabe der geforderten Ablaufgüteparameter zahlenmäßig fixiert (HEFLER, 1992). Schon bei der Suche nach vorhandenen Beispielen kommunaler Kläranlagen, die den neuen Anforderungen entsprechen, hat sich herausgestellt, daß es davon zur Zeit nur wenige gibt. Noch weniger Anlagen werden bereits heute analytisch so überwacht, daß die Einhaltung der Emissionsverordnung tatsächlich gesichert nachgewiesen werden kann.

Die neuen Anforderungen sind nur dann erfüllbar, wenn die Kläranlagen richtig geplant und richtig betrieben werden. Das war zwar prinzipiell schon immer so, aber erst mit den neuen strengen Grenzwerten und der hohen Sicherheit, mit der sie eingehalten werden müssen, wird die innige Verflechtung von Planung und Betrieb zum Prüfstein dafür, ob das Ziel erreicht wird oder nicht. Da die Überschreitung der Grenzwerte prinzipiell strafrechtlich verfolgt werden kann, kommt auch der Frage nach der Verantwortlichkeit eine neue Dimension zu. Die Folge davon muß zumindest sein, daß sich der Planer sehr intensiv mit den Fragen des Betriebes der Kläranlage auseinandersetzen wird müssen und zwar

nicht nur für den Normalbetrieb sondern für alle vorstellbaren Betriebszustände.

Erweiterungsplanungen stellen besonders hohe Anforderungen an den Planer, weil viele Randbedingungen und Zwangspunkte vorgegeben sind. Damit wird es häufig sehr schwierig das Optimum zu finden. In jedem Fall wird es notwendig sein, die verschiedensten Möglichkeiten zu untersuchen, die unter Berücksichtigung der spezifischen lokalen Situation Erfolg versprechen. Patentlösungen können nicht angegeben werden. Daher ist das Folgende auch als Leitfaden zum Auffinden von Problemlösungen zu verstehen und nicht als vollständiges Register von richtigen Lösungen.

## 2. Zielvorstellungen

Auf die geforderten Grenzwerte für die Ablaufgüte braucht nicht mehr näher eingegangen zu werden. Mit der Verordnung sind auch die Zielvorstellungen für die Planung klar umrissen. Dennoch soll hier versucht werden, die kritischen Punkte herauszuarbeiten, von denen aus das Geflecht der komplexen Aufgabe bestimmt wird.

Am Anfang jeder Überlegung muß eine möglichst genaue Analyse der lokalen Abwassersituation stehen. Dabei sind die vielfältigen Zusammenhänge zwischen Entwässerungsgebiet, Kanalnetz und Kläranlage zu ergründen (Fremdwasser, Entwässerungsverfahren, Indirekteinleiter, Vorabbau im Kanalnetz, Fließzeit im Kanalnetz, Versäuerung durch Faulvorgänge, Fremdenverkehr, Temperaturverlauf etc.). Am Anfang einer Erweiterungsplanung gilt es alle Möglichkeiten zu prüfen, welche die Voraussetzungen für ein günstiges Reinigungsergebnis durch Maßnahmen im Entwässerungsnetz verbessern.

Die empfindlichste Bakteriengruppe in einer kommunalen Kläranlage ist jene der Nitrifikanten. Vor allem die Forderung nach einer Unterschreitung der Ammoniumkonzentration von  $5 \text{ mg NH}_4 - \text{N/l}$  bei

Temperaturen  $>12^{\circ}\text{C}$  und der Stickstoffentfernung von 60 % bei Temperaturen von  $>8^{\circ}\text{C}$  in 4 von 5 Proben erfordert eine genaue Analyse des Jahresganges der Abwasserbeschaffenheit. (BSB<sub>5</sub>-Fracht, Temperatur). Die Sicherstellung ausreichender Belüftungs-kapazität, Säurekapazität und belüftbarer Volumina vor allem bei niedrigen Temperaturen und hoher Belastung muß für jede Anlage eigens geprüft werden.

Die Forderung nach Einhaltung der Grenzkonzentrationen für Phosphor (z.B.  $\text{lmgP/l}$ ) ist relativ einfach durch chemische Fällung (Simultanfällung mit Fe, Al) zu erreichen, wenn gleichzeitig die Schwebstoffkonzentration im Ablauf gering ist (10 bis 15  $\text{mg/l}$ ). Zuzufolge des Rückganges der spezifischen P-Fracht je Einwohner auf ca. 2  $\text{gP}/(\text{EGW.d})$  ergeben sich bei höherem Fremdwasseranteil Probleme, die geforderte P-Elimination von 85% zu erreichen, weil die Restkonzentration an Phosphor bei gleichem Fällmitteleinsatz (z.B.  $\text{g Fe/g P}$ ) nicht von der Zulaufkonzentration abhängt. Aus mehreren Gründen (Einsparung an Chemikalien, geringerer Schlammfall, geringerer Bedarf an Alkalität etc.) ist es meist vorteilhaft, die Möglichkeiten der biologischen P-Elimination zu nutzen und mit der chemischen Fällung zu kombinieren. Die biologische P-Eliminierung ist von vielen Einflußgrößen abhängig und eng mit dem Problem der Stickstoffelimination verquickt (MATSCHKE 1991). So wie bei der Nitrifikation ist auch hier die Temperatur von großem Einfluß, sodaß für Sommer und Winter unterschiedliche Betriebsweisen sinnvoll sein können. Die Möglichkeiten dazu sind bei der Planung natürlich zu berücksichtigen.

Die Forderung nach Stickstoffentfernung stellt ebenfalls ein Problem für Planung und Betrieb dar. Der Planer muß nicht nur ausreichende Volumina vorsehen, sondern auch sicherstellen, daß zu jeder Zeit im anoxischen Bereich ein ausreichendes Angebot an abbaubaren Kohlenstoffverbindungen gegeben ist. Dazu ist einerseits eine große betriebliche Variabilität anzustreben, andererseits muß für den Normalbetrieb eine möglichst einfache Betriebsführung möglich sein um die Betriebssicherheit zu erhöhen. Je

kleiner die Anlage, desto einfacher sollte der Normalbetrieb gestaltet werden.

Der Gesamtkomplex der Schlammbehandlung hat viele Rückwirkungen auf die Stickstoff- und Phosphorentfernung und muß daher immer gleichzeitig bei der Planung des Abwasserreinigungsteiles mitgedacht werden. Letzlich wird über den Schlamm nur jene Nährstofffracht entsorgt, die die Kläranlage verläßt. Man kann zwar die Rückflüsse an N und P aus der Schlammbehandlung durch Teilstrombehandlungen (chem. - phys.) stark reduzieren, was jedoch nur bei großen Anlagen überlegt werden sollte.

Als generelle Zielvorstellung sollte davon ausgegangen werden, alle Möglichkeiten der biologischen Verfahren zur Minimierung der Restverschmutzung des Abwassers zur Entfaltung zu bringen und die chemisch - physikalischen Verfahren nur dort einzusetzen, wo entscheidende Kostenvorteile zu erwarten sind. In den Bakterien ist Erfahrung von Jahrmillionen gespeichert, die wir nützen und durch unsere Meß- und Regeltechnik unterstützen können. Zur Entfaltung der Biologie sind Raum (Volumen) und unterschiedliche Umweltbedingungen erforderlich (aerob, anoxisch, anaerob).

Zur Nutzung vorhandener Anlagenteile wird von Fall zu Fall sehr unterschiedlich vorgegangen werden müssen. Insbesondere muß überlegt werden, wie während der Erweiterungsphase der Klärbetrieb aufrecht erhalten werden kann. Die Möglichkeiten der Erweiterung werden sehr stark von den vorhandenen Bauteilen bestimmt. Die Anpassung an den Stand der Technik kann von der Ermöglichung neuer Betriebsweisen bis hin zum quasi Neubau reichen. Es ist daher nicht möglich, hier das gesamte Spektrum der Erweiterungskonzepte darzustellen, sondern nur beispielhafte Lösungswege aufzuzeigen und ihre Vor- und Nachteile zu kommentieren.

Jene Fälle, wo sich auf Grund der Immissionssituation höhere Anforderungen an die Abwasserreinigung ergeben als nach der Emissionsverordnung, werden hier nicht speziell behandelt. Aller-



dings dürften die Rückwirkungen von weitergehenden Reinigungsschritten wie Filtration, Flockungsfiltration, Biofiltration, Schönungsteiche auf das Konzept der biologischen Stufe im Normalfall nur relativ gering sein. Nachdem hier eine Reihe neuer Entwicklungen im Gange sind, können sich in Zukunft andere Aspekte ergeben.

### 3. Grundlagen für die Erweiterungsplanungen

Prinzipiell braucht man für Erweiterungsplanungen mindestens die gleichen Grundlagen wie für eine Neuplanung. Häufig hat man jedoch den Vorteil, daß bereits Langzeiterfahrung und Betriebsdaten einer bestehenden Anlage vorliegen. Über Umfang und Bedeutung der für die Planung erforderlichen Daten wurde schon an anderer Stelle ausführlich berichtet (KROISS, 1990).

Daher werden hier nur die wichtigsten Bestimmungsstücke aufgezählt:

Wassermengen (Ganglinien)

Schmutzfrachten (Kohlenstoffverbindungen, BSB<sub>5</sub>, CSB, TOC, TS<sub>0</sub>)

Stickstofffrachten (Ganglinien TKN, NH<sub>4</sub> - N)

Phosphorfrachten ( PO<sub>4</sub> - P, ges.P)

Temperatur (Ganglinien)

Alkalität (Wasserhärte)

Hemmstoffe für Nitrifikation (Industrie, Gewerbe)

Ein besonderes Problem stellt immer die Frage nach der künftigen Entwicklung dar. Diese hat prinzipiell zwei Aspekte. Erstens die Veränderung der Abwassermenge und -zusammensetzung in der Zukunft, zweitens die Möglichkeit der Verschärfung der Anforderungen an die Reinigungsleistung.

Die Abschätzung der Abwassermengenentwicklung sollte möglichst realistisch erfolgen, zumal das Wasserrecht keine Nutzungsrechte verleihen darf, die nicht benötigt werden. Auch sind Investitionen die lange Zeit keinen Nutzen bringen volkswirtschaftlich

eine schlechte Kapitalanlage. Dies gilt natürlich vor allem für die kurzlebigen Anlagenteile (Maschinen, Meß- und Regeltechnik) und weniger für die baulichen Teile. In der Praxis wird daher ein vernünftiger Kompromiß zwischen Kostenminimierung und Sicherheit gegenüber zukünftigen Entwicklungen erforderlich werden. Je einfacher die Bauweise der Beckenvolumina, desto weniger führt eine großzügige Bemessung zu Mehrkosten. Problematisch sind zu hohe Annahmen für die Bemessungswassermengen bei den verbindenden Leitungen, wo unter Umständen dann im Normalbetrieb zu geringe Fließgeschwindigkeiten auftreten und damit Ablagerungen entstehen.

Was eine Verschärfung der Reinigungsanforderungen in der Zukunft betrifft, ist vorerst einmal festzustellen, daß eine Reduzierung der Anforderungen kaum erwartet werden kann. Mit Hilfe biologischer Abwasserreinigungsverfahren kann nach derzeitigem Wissen sinnvollerweise nicht viel mehr erreicht werden als mit einer einstufigen Belebungsanlage ohne Vorklärung und gleichzeitiger aerober Schlammstabilisierung. Eine Verschärfung der derzeitigen Anforderungen mit deutlichen Auswirkungen auf die Beckenvolumina und die Verfahrensfrage wäre eine generelle Erhöhung des Grades der Stickstoffentfernung durch Denitrifikation von z.B. 70% auf 85%. Für alle anderen Forderungen wie die Reduktion des Feststoff- und Phosphorabstoßes oder besonders niedriger Restammonium-, Nitrat- und Nitritkonzentrationen werden möglicherweise in Zukunft nachgeschaltete Verfahren (Filtration, biologische Filtration, Flockungsfiltration, Schönungsteiche etc.) eingesetzt werden. Die allenfalls dafür erforderlichen Flächen sind vor allem bei Anlagen vorzuhalten, die an einem sehr schwachen Vorfluter liegen. Es ist jedoch anzuraten, sich bei der Planung zu überlegen, wie eine Anpassung an höhere N-Entfernungsforderungen zu einem späteren Zeitpunkt möglich wäre.

#### 4. Betriebssicherheit

Durch die Emissionsverordnung ist eine ganz wesentliche Verschärfung der Anforderungen an die Betriebssicherheit der Kläranlagen eingetreten. Diese ist insofern zu begründen, als mit steigender Gewässergüte durch Reinigungsmaßnahmen die Empfindlichkeit des aquatischen Ökosystems zunimmt.

Als planender Ingenieur muß man sich also überlegen, wie eine Kläranlage bei vorhersehbaren Revisions- und Instandsetzungsarbeiten sowie Betriebsstörungen die geforderte Ablaufgüte beibehalten kann.

Die geforderte Sicherheit des Kläranlagenbetriebes kann auf verschiedene Weise erreicht werden:

- Reserveaggregate für die entscheidenden Maschinen (Belüfter, Antriebe, Pumpen)
- Mehrstraßeige Ausbildung (mindestens 2-straßeig)
- Nutzung der Temperaturabhängigkeit biologischer Prozesse
- Verwendung robuster und einfacher Bau- und Ausrüstungsteile
- Vermehrter Einsatz von Meß- und Regeltechnik

Sowohl bei der Festlegung von Reserveaggregaten wie bei der Wahl der Anzahl paralleler Straßen sind zwei gegenläufige Überlegungen gegeneinander abzuwägen. Große Maschinen und einfache große Becken sind billiger und häufig betriebssicherer als viele kleine, zumal auch die Anzahl von verbindenden Leitungen, Absperrorganen sowie meß- und regeltechnischen Einrichtungen zunimmt und damit die Betriebssicherheit einzelner Straßen abnimmt. Je größer die Anzahl der Straßen desto kleiner ist der Einfluß des Ausfalles einer Straße oder eines Aggregates auf die Gesamtanlage. Auch eine allfällige Erweiterung von Anlagen bei Zunahme der Belastung ist besser abzustufen, wenn mehrere Straßen vorhanden sind. Generell kann man sagen, daß heute eine zumindest 2-stras-

sige Ausführung aller wesentlichen Anlagenteile erforderlich ist um den Anforderungen gerecht zu werden. Bei großen Anlagen sind drei Straßen meist schon günstiger. Entscheidend für die Anzahl paralleler Einrichtungen ist auch die Reparaturanfälligkeit der Ausrüstung. So können z.B. Bandräumer in Absetzbecken und viele Druckluftbelüftungssysteme in den Belebungsbecken nur bei geleerten Becken gewartet und instandgesetzt werden. Bei Schildräumern und Oberflächenbelüftern können diese Arbeiten bei vollem Becken und teilweise bei vollem Betrieb erfolgen.

Aus Gründen einfacherer Optimierung des Betriebes erscheint es auch sinnvoll, zumindest bei größeren Anlagen zwei völlig unabhängige Einheiten der biologischen Reinigung zu errichten (getrennte Schlammkreisläufe). Damit ergibt sich die Möglichkeit unterschiedliche Betriebseinstellungen wirklich zu vergleichen, und die günstigste Betriebsweise zu ermitteln. Nachdem für die Bemessung der biologischen Reinigungsanlage in der Regel der Winterbetrieb  $T < 12^{\circ}\text{C}$  maßgebend ist, besitzen diese Anlagen im Sommer häufig relativ große Reserven. Das erforderliche Nitrifikationsvolumen nimmt bei  $7^{\circ}\text{C}$  Temperaturerhöhung auf die Hälfte ab. Auch das erforderliche Denitrifikationsvolumen nimmt, wenn auch weniger, mit steigender Temperatur ab. So können für Revisions- und Reparaturvorgänge im Sommer bis zu 50% des Beckenvolumens außer Betrieb genommen werden, wenn die Belüftungskapazität im verbleibenden Volumen entsprechend hoch ausgelegt ist. Bei Winterfremdenverkehrsgebieten kann diese Reserve noch deutlich größer sein. Wenn die Anlagengröße durch den Sommerfremdenverkehr bestimmt wird, sind dagegen die Reserven meist ganzjährig gering.

Bei niedrigen Temperaturen ( $<10^{\circ}\text{C}$ ) nimmt der Wirkungsgrad der biologischen P-Entfernung meist deutlich ab. Es kann daher sinnvoll sein, während der Zeit niedriger Temperaturen auf die biologische P-Entfernung zu verzichten und durch erhöhten Fallmittelaufwand zu ersetzen. Das anaerobe Volumen kann in dieser Zeit für die Denitrifikation genützt werden, wenn die Leitungsführung entsprechend geplant ist.

Bei Anlagen mit sehr niedrigen Temperaturen im Winter ( $T < 10^{\circ}\text{C}$ ) muß danach getrachtet werden, die Nitrifikation aufrechtzuerhalten, weil es nach deren Verlust sehr lange dauert bis sie wieder anspringt, wenn die Temperatur ansteigt. Für die ganz niedrigen Temperaturen muß dann meist das gesamte Belebungsbecken volumen belüftbar sein, damit das aerobe Schlammalter ausreicht. Die mangelhafte bzw. fehlende Denitrifikation führt jedoch zu erhöhtem Sauerstoffbedarf und größerem Verlust an Alkalität, beides ist bei der Planung zu berücksichtigen. Mit der besseren Nutzung der vorhandenen Volumina können insgesamt die Investitionskosten, und, was häufig schwerer wiegt, der Platzbedarf verringert werden.

Je einfacher und robuster die Anlage und ihre Ausrüstung ist, umso weniger Störfälle sind zu erwarten und umso weniger komplizierte Meß- und Regelstrategien sind erforderlich. Vor allem bei den kleinen und mittleren Anlagen ist es meist billiger den größeren Bedarf an Beckenvolumen für die einfachen Verfahren in Kauf zu nehmen und damit die Betriebssicherheit zu erhöhen. Bei den großen Anlagen kann es lohnend sein, durch komplizierte (mehrstufige) Anlagen und vermehrtem Meß- und Regelaufwand den Platzbedarf und die Kosten zu senken. Je größer die Anlage desto mehr und besser geschultes Betriebspersonal mit Spezialisten steht zur Verfügung. Alle Eingriffsmöglichkeiten in den Klärprozeß können nur dann genutzt werden, wenn ausreichende Entscheidungsgrundlagen (Meßwerte) vorhanden sind und mittels gezielter Steuerungs und Regelungsstrategien umgesetzt werden können. Auch bei Ausfall der Meßwerte und automatischer Regelung muß ein gesicherter, wenn auch nicht optimaler, Betrieb der Anlage gewährleistet sein.

## 5. Erweiterungskonzepte

### 5.1. Einstufige Anlagen

#### 5.1.1. Anlagen zur gleichzeitigen aeroben Schlammstabilisierung (ohne Vorklärung)

Bei allen Anlagen, bei denen eine aerobe Schlammstabilisierung vorhanden ist, reicht es meist die Steuerung der Belüftung so zu adaptieren, daß die simultane Nitrifikation - Denitrifikation optimiert wird. Durch Vorschalten eines anaeroben Selektors (P-Rücklösebecken) mit ca 1-3 h Verweilzeit des Belebtschlammes kann die biologische P-Elimination installiert werden. Zusätzlich muß die Möglichkeit der chemischen Fällung des Phosphors vorgesehen werden um vor allem bei niedrigen Temperaturen die Sicherheit der P-Elimination zu gewährleisten. Die Größe des Anaerobbeckens (AN) hängt von den örtlichen Bedingungen ab (MATSCHÉ, 1991).

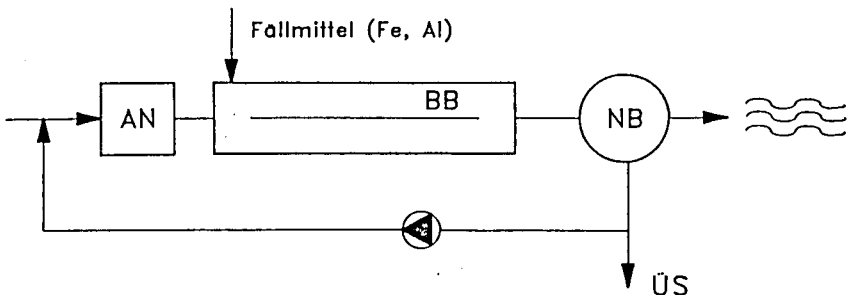


Abb.1: Kläranlage mit gleichzeitiger aerober Schlammstabilisierung (ohne Vorklärung) und biol. P-Entfernung

Einstufige Anlagen ohne Vorklärung, wie oben beschrieben, besitzen den höchsten Wirkungsgrad der N-Elimination, die größte Betriebssicherheit und den einfachsten Betrieb. Der einzige Nachteil ist der relativ große Platz- bzw. Volumenbedarf. Das Konzept eignet sich daher vor allem für kleine und mittlere

Anlagen. Bei schwachen Vorflutern und geringer Wasserhärte bieten sie die größte Sicherheit für den Gewässerschutz auch bei sehr tiefen Temperaturen. Eine Abdeckung des Belebungsbeckens ist aus Gründen der Verminderung der Abkühlung im Winter anzuraten. Bei Sommertemperaturen können bis zu 50% der Anlage zeitweise für Reparatur- und Instandsetzungsarbeiten außer Betrieb genommen werden.

### 5.1.2. Anlagen mit Vorklärung und Schlammfäulung

Die Anforderungen der Emissionsverordnung bezüglich Stickstoffentfernung lassen sich in der Mehrzahl der Fälle auch bei einstufigen Anlagen mit Vorklärung einhalten. Der Wirkungsgrad der Vorklärung kann dabei von einer Grobentschlammung bis zu einem hohen Wirkungsgrad ( $nBSB_5 = 30\%$ ) gewählt werden. Die Grobentschlammung (Aufenthaltszeit bei TW  $< 30$  Min) dient in erster Linie dem Rückhalt störender Feststoffe. Eine reichlich bemessene Vorklärung wurde in erster Linie zur Verbesserung der Energiebilanz (Sauerstoffbedarf, Faulgasanfall) eingesetzt. Die Feststoffe im Zulauf zur Belebungsstufe führen dort zu einer Erhöhung und Vergleichmäßigung der Denitrifikationskapazität. Bei steilen Kanalnetzen mit Vorabbau der leicht abbaubaren Kohlenstoffverbindungen kann eine zu große Vorklärung die Einhaltung der Stickstoffentfernung gefährden. Es kann daher festgehalten werden, daß eine zu große Vorklärung die Energiebilanz nur wenig verbessert, aber die Stabilität der Denitrifikation vermindert. Eine Vergrößerung der Vorklärung, eventuell kombiniert mit einer P-Vorfällung, kommt im Normalfall als Erweiterung bestehender zu knapper Belebungsbeckenvolumina nicht mehr in Frage, weil das CSB/N-Verhältnis zu ungünstig für die geforderte N-Entfernung wird. Die verfahrenstechnisch einfachste Lösung ist die entsprechende Vergrößerung des Belebungsbeckenvolumens, sodaß sich ein Schlammalter von ca. 15 bis 18 Tagen ergibt.

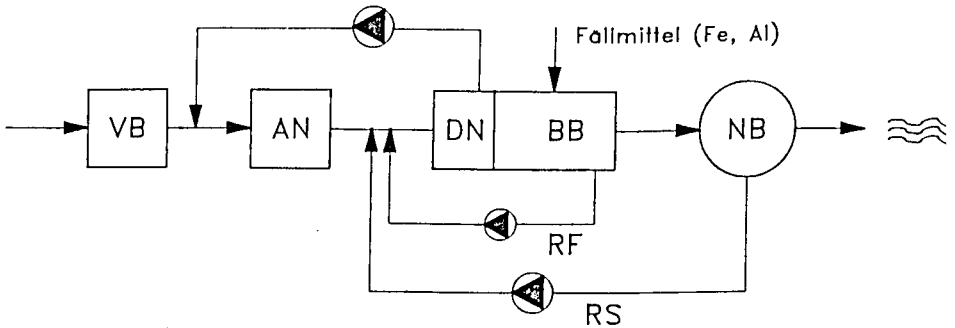


Abb.2: Einstufige Kläranlage mit Vorklärung und biol. P-Entfernung

Die Versäuerungskapazität des Primärschlammes kann zur Verbesserung der biologischen P-Entfernung eingesetzt werden.

Die Denitrifikation kann vorgeschaltet oder simultan erfolgen. Wenn das  $BSB_5$ -Angebot den begrenzenden Faktor der N-Elimination darstellt, ist die vorgeschaltete Denitrifikation einfacher zu betreiben, weil ein fixes anoxisches Volumen vorhanden ist. Mit dem UCT-Verfahren ist dann auch eine Verschleppung von Nitrat in das Anaerobbecken weitgehend vermeidbar. Der Nachteil der vorgeschalteten Denitrifikation liegt in der Starrheit der Beckenaufteilung in anoxische und aerobe Zonen, die durch Kaskadenausbildung des Belebungsbeckens vermindert werden kann. Häufig ist es sinnvoll zumindest einen großen Teil der Denitrifikationsbecken auch mit einer Belüftung zu versehen, insbesondere wenn sehr niedrige Temperaturen im Belebungsbecken im Winter zu erwarten sind. Das Anaerobbecken kann während dieser Zeit als vorgeschaltetes Denitrifikationsbecken benutzt werden (P-Entfernung nur durch Simultanfällung).

Die simultane Nitrifikation Denitrifikation ist vor allem bei sehr knapper Vorklärung (Grobentschlammung) und günstigem Verhältnis  $N/CSB < 0,125$  vorteilhaft, weil eine weitgehende N-Entfernung und eine große Flexibilität des Betriebes erreicht



wird. Die Steuerung der Belüftung muß dann allerdings aufwendiger sein als bei der vorgeschalteten Denitrifikation. Statt der simultanen kann auch die intermittierende oder alternierende Denitrifikation gewählt werden. Zu jedem System gehören bestimmte Kombinationen von Steuerungs- und Regelstrategien, Belüftungs- und Umwälzungsaggregate sowie Beckenformen. Hier spielen also häufig die vorhandenen Bauteile eine wichtige Entscheidungsgrundlage für die Wahl des Verfahrens. Die einfachste Form der  $O_2$ -Zufuhr-Steuerung ist die intermittierende Belüftung, die vor allem bei kleinen Anlagen sehr vorteilhaft ist.

Bei Einsatz der biologischen P-Entfernung ist die Zufuhr von Nitrat ins Anaerobbecken weitgehend zu vermeiden. Die Anpassung an unterschiedliche Temperatur- und Belastungsverhältnisse ist bei dieser Lösung sehr elegant möglich. Die Ausbildung aller Belebungsbeckenteile als Kaskadenbecken (hintereinander durchflossene Teilbecken) oder Becken mit Pfropfenströmung wirken sich im Allgemeinen günstig auf die Stabilität des Reinigungsergebnisses aus (vor allem bei Stoßbelastungen).

Bei der biologischen P-Entfernung ist es wichtig die Eindickung von Primär- und Überschußschlamm (ÜS) getrennt vorzunehmen um die P-Rücklösung hintanzuhalten. Für den Überschußschlamm sollte eine maschinelle Eindickung gewählt werden. Bei Entwässerung des ausgefaulten Klärschlammes mit Kalkkonditionierung kann der P-Rückfluß aus der Schlammbehandlung sehr gering gehalten werden, was den Fällmitteleinsatz vermindert.

## 5.2. Zweistufiges Belebungsverfahren

### 5.2.1. Allgemeines

Wenn eine vorhandene Belebungsanlage für die neuen Anforderungen zu klein ist, gibt es prinzipiell die Möglichkeit sie in eine zweistufige Lösung einzubauen. Je nachdem um wieviel das vorhandene Volumen zu klein ist, kann sie als erste oder als zweite Stufe verwendet werden.

Der Grundgedanke für die Entwicklung zweistufiger Anlagen war es, in der ersten Stufe den größten Teil des Abbaues der Kohlenstoffverbindungen und damit der Schlammproduktion vorzunehmen. Dies ist mit Schlammaltern von 0,5 bis 2 Tagen, also relativ kleinen Belebungsbecken möglich. In der zweiten Belebungsstufe wird dann nur mehr sehr wenig Schlamm produziert, sodaß bei ebenfalls relativ geringem Beckenvolumen ein hohes Schlammalter erzielt werden kann. Diese Lösung kann besonders vorteilhaft sein, wenn nur die Nitrifikation sichergestellt werden muß. Sobald hohe Anforderungen an die Stickstoffentfernung durch Denitrifikation auftreten, kann das einfache Grundkonzept nicht mehr verwendet werden, weil in der ersten Stufe nicht nitrifiziert werden kann und in der zweiten zu wenig Kohlenstoff für die Denitrifikation vorhanden ist. Generell kann also gesagt werden, daß mit dem einfachen Grundkonzept keine ausreichende N-Entfernung erreicht werden kann. Es sind nun eine Reihe von verschiedenen Lösungen entwickelt worden, mit denen es bei günstigem Verhältnis  $N/CSB < 0,125$  ermöglicht werden soll, die Emissionsverordnung einzuhalten. Bei allen diesen Lösungen kommt der optimalen Betriebsführung eine ganz wichtige Rolle zu, und die Einsparung an Investitionskosten und Platzbedarf gegenüber einstufigen Lösungen gehen teilweise verloren. Letzteres gilt ganz besonders bei kleineren und mittleren Anlagen. Dort wo die Immissionsituation erhöhte N-Entfernungsraten erfordert, sind 2-stufige Anlagen im Regelfall abzulehnen.

Als Problem bleibt die Bemessung bestehen, für die es keine zu den einstufigen Anlagen vergleichbare Erfahrungsbasis und kein allgemein anerkanntes Verfahren gibt, das die Stickstoffentfernung berücksichtigt. Es gibt bisher keine veröffentlichten Berichte über zweistufige Großanlagen, die in der Nähe der Bemessungsbelastung betrieben ganzjährig die Emissionsverordnung eingehalten haben. Pilotversuche sind daher für diese Verfahren zumindest anzuraten. Besonderes Augenmerk ist dabei den Rückflüssen aus der Schlammbehandlung zu widmen, weil ein großer Teil der Nährstoffe (besonders Stickstoff) aus dem Überschussschlamm der ersten Stufe wieder in den Zulauf gelangt, wenn nicht durch chemisch - physikalische Verfahren der Rückfluß vermieden wird. Letzteres kompliziert natürlich die Betriebsführung erheblich und ist daher nur bei Großanlagen denkbar und nicht großtechnisch erprobt.

Für alle zweistufigen Verfahren gilt, daß eine wirkungsvolle biologische P-Entfernung (Luxusaufnahme) bisher in der Praxis nicht zufriedenstellend gelungen ist, weil die Bedingungen zumindest schwieriger zu beherrschen sind, und noch nicht genug Erfahrung gewonnen werden konnte.

Im folgenden wird versucht die drei Grundgedanken der Ertüchtigung 2-stufiger Anlagen für die Denitrifikation an Hand von Beispielen darzustellen

### 5.2.2. Konventionelle 2-stufige Belebungsanlage mit Vorklärung

Die Lösung kann dort sinnvoll sein, wo eine bestehende Kläranlage z.B. im Belastungsbereich  $B_R = 1,0 - 3,0 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$  vorhanden ist und erweitert und angepaßt werden muß.

Wie die Forderung nach Einhaltung der N-Entfernung erfüllt werden kann, zeigt das folgende Fließschema (vergleiche SICKERT, v.d.EMDE et.al.1991). Einerseits wird ein Teilstrom des Ablaufes

der 2. Stufe (nitrathältig) in die 1. Stufe zur Denitrifikation geführt. In der 2. Stufe wird nitrifiziert und denitrifiziert, wobei als Kohlenstoffquelle vorgeklärtes Abwasser an der ersten Stufe vorbei geleitet wird.

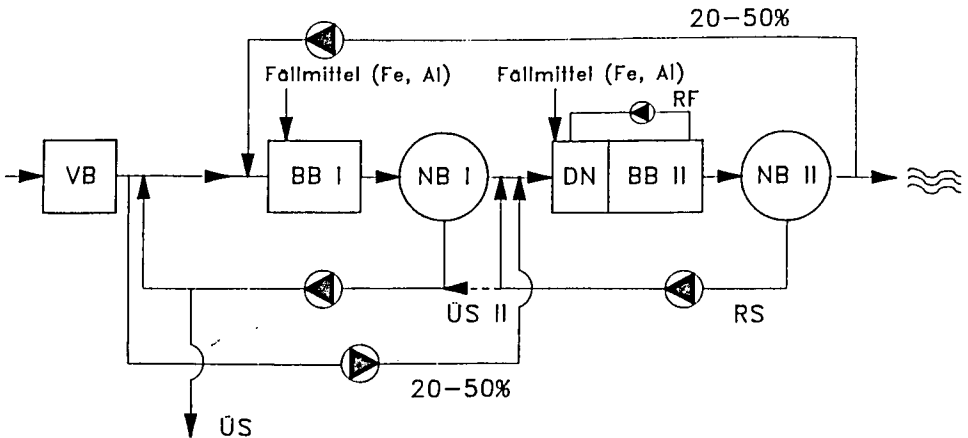


Abb.3: Konventionelle 2-stufige Kläranlage mit Vorklärung

Je nach Temperaturverhältnissen kann die Denitrifikationsleistung in der 2. Stufe durch vermehrte Rohabwasserzugabe erhöht werden. Bei sehr niedrigen Temperaturen kann die Rohabwasserzugabe auch völlig gedrosselt werden um die Nitrifikation zu erhalten. Nachteilig bei dieser Lösung sind:

- die erhöhte hydraulische Belastung der Nachklärbecken bei Trockenwetter durch die Rückführungen
- die vielen Steuerungs- und Eingriffsmöglichkeiten und damit die schwierige Optimierung des Gesamtsystems

Der Vorteil gegenüber einer einstufigen Lösung ist die hohe Sicherheit der Nitrifikation auch unter extremen Winterbedingungen ( $T < 10^{\circ}\text{C}$ ) durch große Flexibilität des Betriebes bei geringerem Gesamtvolumen.

### 5.2.3. Hochlast - Schwachlastanlagen ohne Vorklärung (AB-Anlagen)

Der Grundgedanke der 2-stufigen Anlage mit sehr hoch belasteter 1. Stufe ( $B_R = 5-10 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$ ) war eine weitgehende Trennung der Biozönosen. Erste Stufe heterotrophe Bakterien (BSB<sub>5</sub> Abbau) und zweite Stufe überwiegend nitrifizierende Bakterien (BÖHNKE 1978). Die Denitrifikation in der 2. Stufe ( $B_R = 0,3 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$ ) führt dort notgedrungen zu einer starken Vermehrung der heterotrophen Bakterien. Um ausreichend abbaubaren Kohlenstoff in die 2. Stufe zu bekommen wird der Abbau in der 1. Stufe durch Steuerung von Schlammalter und Sauerstoffzufuhr gedrosselt (angestrebt wird ein Wert von ca 50% BSB<sub>5</sub> - Abbau). (BÖHNKE, 1991)

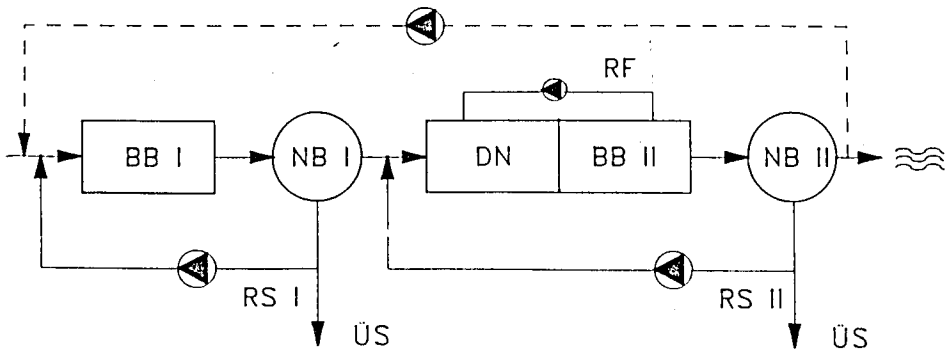


Abb.4: Hochlast-Schwachlastanlage ohne Vorklärung (AB-Anlage)

Bei dieser Lösung sind ebenfalls eine Reihe von Problemen zu beachten:

- Drosselung des BSB<sub>5</sub> Abbaues in der 1. Stufe ist nicht einfach zu sichern (vor allem bei geringer Belastung)
- Gefahr der Geruchsentwicklung zufolge O<sub>2</sub>-Mangel in der ersten Stufe (Abdeckung, Abluftentsorgung)
- schwierige Optimierung des Gesamtsystems

Vorteilhaft erscheint diese Lösung vor allem bei günstigem N/CSB Verhältnis, wenn die vorhandene Belebungsanlage weitgehend als 2. Stufe verwendbar ist, und eine vorhandene mechanische Stufe (Sandfang, Vorklärbecken) in eine Hochlastbelebungsanlage umgebaut werden kann.

#### 5.2.4. 2-stufige Belebungsanlage mit gezielter Schlammvermischung

Im Gegensatz zu der Lösung der konventionellen 2-stufigen Anlage wird nicht Rohabwasser in die 2. Stufe und Ablauf der 2. Stufe in die erste geleitet, sondern je nach Temperatur und Belastung Belebtschlamm aus der 1. Stufe in die 2. und der gesamte Überschussschlamm aus der 2. in die 1. Stufe gepumpt (MATSCHÉ, 1992). Damit ist in der ersten Stufe eine Teilnitrifikation und -denitrifikation möglich und auch in der 2. Stufe eine gute Denitrifikation erzielbar. Der hochbelastete Schlamm der 1. Stufe hat sozusagen das Substrat für die Denitrifikation gespeichert, was einen hohen Sauerstoffbedarf für die Denitrifikation bewirkt.

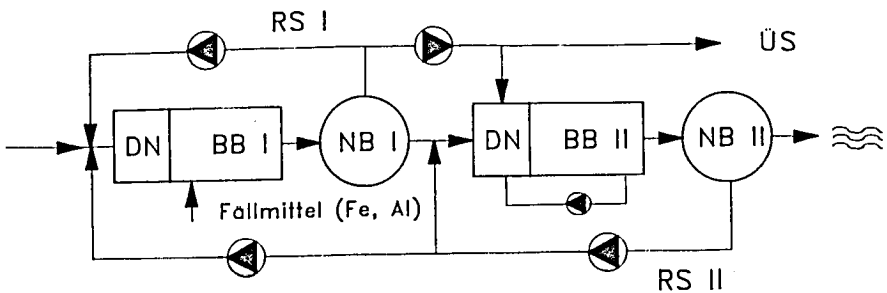


Abb.5: Zweistufige Belebungsanlage mit gezielter Schlammvermischung (Hybridverfahren)

Der Vorteil gegenüber der 1. Variante (5.2.2.) liegt in den geringeren hydraulischen Belastungen der Nachklärbecken bei Trockenwetter.

Die Anpassung an wechselnde Temperaturen und Belastungsverhältnisse ist ähnlich wie bei Variante 1, doch ist noch weniger Erfahrung vorhanden.

Die Probleme hier sind ähnlich wie in der 1. Variante:

- Steuerung der Schlammvermischung muß vorausschauend erfolgen
- schwierige Optimierung des Gesamtsystems

So wie bei der 2. Variante kann die P-Fällung weitgehend in der 1. Stufe erfolgen, was vorteilhaft ist.

### 5.3. Zweistufige Verfahren mit Tropfkörpern

Ähnlich wie für die 2-stufigen Belebungsanlagen gilt auch für die Kombination Belebungs - Tropfkörper, daß noch wenig gesicherte Erfahrung von Großanlagen vorhanden ist, bei denen die Emissionsverordnung eingehalten wird. Diese Lösung wird von Interesse sein, wenn eine Tropfkörperanlage erweitert und angepaßt werden muß (ZANDER 1988).

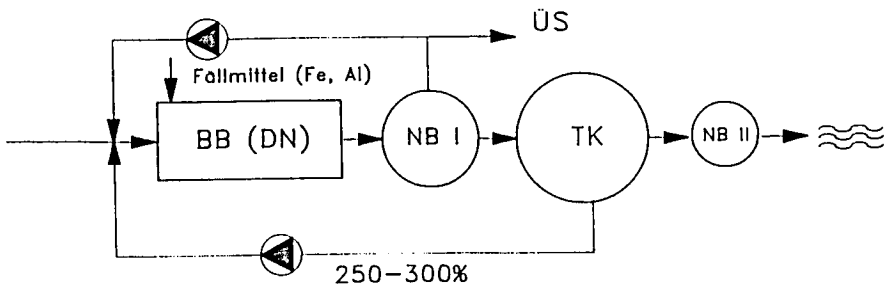


Abb.6: 2-stufige Belebungs-Tropfkörper-Anlage

Als relativ gesichert kann die Verwendung von Tropfkörpern zur nachgeschalteten Nitrifikation angesehen werden. Die vorgeschaltete Belebung dient dann zur Entfernung der Kohlenstoffverbindungen, zur Denitrifikation und zur P-Entfernung (Fällung).

Um über 70 % N-Entfernung sicherzustellen sind ca. 250 - 300 % der Zulaufmenge aus dem Ablauf des Tropfkörpers in die Belebung zurückzupumpen. Damit wird das Zwischenklärbecken (NB-I) stark hydraulisch belastet. Nachdem bei Regenwetter auf die Rückführung verzichtet werden kann, ist die Steigerung der hydraulischen Belastung zufolge der Denitrifikation nicht so krass, wie es auf den ersten Blick scheint. Das Zwischenklärbecken muß jedoch mit hoher Sicherheit ein Schlammabtreiben verhindern. Nachdem die hydraulische Beschickung des Nachklärbeckens bei Regenwetterzufluß durch entsprechende Verminderung der Rückführung konstant gehalten werden kann, braucht das Nachklärbecken keine besondere Speicherzone aufzuweisen. Der Schwebstoffgehalt im Ablauf des Tropfkörpers ist verhältnismäßig sehr gering (20 - 30 mg/l), es kann daher das Nachklärbecken (NB-II) auch durch Sandfilter ersetzt werden (LENGYEL, 1992), was vor allem bei empfindlichen Vorflutern sinnvoll sein kann. Auch bei diesem Verfahren gibt es noch keine Langzeiterfahrung und keine allgemein anerkannte Bemessungsvorschrift.

Es gibt auch Untersuchungen über die Verwendung von Tropfkörpern zur Denitrifikation (RÜDIGER, SEKOULOV, 1991). Sie werden dazu von unten her eingestaut um den Luftzutritt zu verhindern. Wie weit diese Variante zur Nutzung vorhandener Tropfkörper erfolgreich ist, wird die Zukunft zeigen. Auch hier fehlen noch großtechnische Langzeiterfahrung und anerkannte Bemessungsverfahren.



## 6. Zusammenfassung

Die Anpassung von Kläranlagen an die Emissionsverordnung auf Grundlage der WRG-Novelle 1990 reicht von Änderung und Optimierung des Betriebes bis hin zur Neuerrichtung. Sie stellt an Planer und Betreiber neue und sehr hohe Anforderungen, weil die Phosphor und Stickstoffentfernung aus dem Abwasser auch bei richtiger Planung nicht gesichert ist, wenn die Anlagen nicht richtig betrieben werden. Andererseits lassen sich Planungs- und Bemessungsfehler auch durch optimalen Betrieb nicht ausgleichen. Der Planer muß sich daher noch viel mehr als bisher mit den Problemen des Betriebes bei unterschiedlichen Bedingungen (Sommer, Winter, Fremdenverkehr, Revision, Störfälle etc.) auseinandersetzen, damit zu jeder Zeit die hohen Sicherheitsanforderungen an die Ablaufgüte eingehalten werden können. Die Bemessung von solchen Anlagen ist nur bei den einstufigen Belebungsanlagen durch ein allgemein anerkanntes Verfahren gesichert (ATV A131). Bei allen anderen Möglichkeiten muß auf Analogieschlüsse und andere Methoden (Bilanzierungen) zurückgegriffen werden. In vielen dieser Fälle und auch bei einstufigen Belebungsanlagen mit untypischen Abwasserverhältnissen oder besonders bei großen Anlagen sind daher Pilotversuche unter möglichst realistischen Bedingungen anzuraten. Das Risiko einer Fehleinschätzung der Verfahren ist insbesondere hinsichtlich der Stickstoff- und Phosphorentfernung relativ groß. Im Rahmen der Pilotversuche können z.B. auch Nitrifikationshemmstoffe im Abwasser festgestellt und durch gezielte Suche ausgeforscht und eliminiert werden.

Die Anpassung an die neuen Vorschriften stellt für alle Beteiligten eine große Herausforderung dar. Das Denken in komplexen Zusammenhängen und viel Phantasie werden notwendig sein und vor allem auch eine schonungslose Erfolgskontrolle. Nur so kann man vermeiden, daß Fehler wiederholt werden. Die aufgeführten Konzepte sollen als Anregung dienen, wie man unter Nutzung vorhandener Gegebenheiten zu neuen Lösungen findet. Sie sollen nicht als gesicherte Pfade betrachtet werden, weil sie es in vielen Fällen

auch nicht sind. Besondere Vorsicht ist bei ungünstigem N/CSB (N/BSB<sub>5</sub>) Verhältnis und weichem Trink- bzw. Fremdwasser geboten.

Letzten Endes muß die Entscheidung für die Verfahrenswahl auf Grund einer Kosten- Nutzenüberlegung fallen, bei der jedoch eine Reihe von Kriterien wie z.B. die Betriebssicherheit oder die Auswirkungen auf das Gewässer nur schwer monetär zu bewerten sind.

Die Planer und die Behörden müssen sich im Klaren sein, daß die Erweiterung einer Kläranlage auf Grund der neuen Gesetzeslage eine einmalige Chance ist Lösungen zu finden, die auch in ferner Zukunft Bestand haben. Dies erfordert Großzügigkeit und Weit-sicht. Es sind oft schwere Entscheidungen für die Erweiterung einer Anlage hohe Kosten entstehen zulassen, obwohl sie derzeit fast zufriedenstellende Reinigungsergebnisse bringt. Zudem gilt es noch einen Kompromiß zu finden zwischen der Sicherheit, die durch den Einsatz bewährter und erprobter Verfahren entsteht, und dem Risiko, das der Einsatz des neuesten Standes des Wissens und der Technik mit sich bringt. Als Wissenschaftler kann der Autor durchaus die Empfehlung wagen, bei der Beurteilung des ganz Neuen eine gesunde Portion Skepsis an den Tag zu legen, denn die Wunder sind selten.

### Literatur

- BÖHNKE B. (1977): Das Adsorptionsbelevungsverfahren. Ist in Deutschland eine weitergehende Abwasserreinigung erforderlich. Korrespondenz Abwasser, Heft 7, S.33.
- BÖHNKE B. (1990): Nitrifikation und Denitrifikation in ein- und zweistufigen Anlagen bei niedrigen BSB<sub>5</sub>/N Verhältnis. Gewässerschutz-Wasser-Abwasser Bd. 115, S. 63-84, Aachen 1990.
- HEFLER, F. (1992): Gesetzliche Anforderungen an die Abwasser reinigungsanlagen. In diesem Band
- KROISS H.(1990): Fortbildungskurs biologische Abwasserreinigung. Ermittlung von Bemessungsgrundlagen für die Planung von Abwasserreinigungsanlagen. Wiener. Mitt. Bd 81, 2. Aufl.
- LENGYEL A. (1992): Kläranlage Klagenfurt. Wiener Mitteilungen Bd. 100, Wien 1992.

- MATSCHÉ, N. (1991): Phosphorentfernung in der Abwasserreinigung  
Wiener Mitt. Bd.97, Hrsg.Inst. f. Wassergüte TU-Wien.
- MATSCHÉ, N. (1992): Kläranlage Admont. In diesem Band
- RÜDIGER A., SEKOULOV I. (1991): Untersuchungen zur  
Denitrifikationsleistung konventioneller Tropfkörper.  
Vortrag beim Seminar in Lübeck-Travemünde 7./8. 11. 1991
- SICKERT E. (1991): Nutrient removal in a 2-stage biological  
sewage treatment plant. IAWPRC Konferenz in Prag 1991,  
Wat.Sci.Tech. (In Vorbereitung)
- v.d.EMDE W., KROISS H., NAGEL G., DORNHOFER K. (1991): Design  
procedure and pilot investigations for the expansion of  
the Main Treatment Plant of Vienna. IAWPRC Konferenz in  
Prag 1991. Wat.Sci.Tech (In Vorbereitung)
- ZANDER St. (1988): Ausbau der Tropfkörperanlage Spenge (anoxische  
Belebungsstufe als 1. Stufe, Tropfkörper als 2. Stufe).  
Stuttgarter Berichte Bd. 103.

Verfasser:

o.Prof.Dr. Helmut Kroiß  
Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft  
Techn.Universität Wien  
Karlsplatz 13  
1040 WIEN

## BEMESSUNGSANSÄTZE

K. Svardal, O. Nowak

### 1. ANFORDERUNGEN AN DIE REINIGUNGSLEISTUNG KOMMUNALER ABWASSERREINIGUNGSANLAGEN

Die Anforderungen an die Reinigungsleistung bzw. die Ablaufqualität kommunaler Kläranlagen wird durch die Verordnung über die Begrenzung von Abwasseremissionen aus Abwasserreinigungsanlagen für Siedlungsgebiete (Emissionsverordnung für kommunales Abwasser) definiert. Diese Verordnung ist seit knapp einem Jahr veröffentlicht. Darin werden in Abhängigkeit von der Ausbaugröße der Kläranlage einerseits höchstzulässige Ablaufkonzentrationen für CSB, BSB<sub>5</sub>, TOC, NH<sub>4</sub>-N, PO<sub>4</sub>-P und Gesamt-P andererseits Mindestwirkungsgrade des Abbaues für CSB, BSB<sub>5</sub>, TOC, PO<sub>4</sub>-P, Gesamt-P und Gesamt-N angegeben. Die Emissionsverordnung fordert also Kläranlagen mit weitgehender Kohlenstoffentfernung, weitgehender Nitrifikation, Denitrifikation und Phosphatfällung.

Durch die Bemessung müssen entsprechend des Abwasseranfalls bzw. der Schmutzfracht die wesentlichen Bestimmungsstücke für eine Kläranlage, die die gestellten Forderungen erfüllt, erhalten werden.

Die wichtigsten Ziele der Bemessung sind die Ermittlung

- des aeroben Belebungsbeckenvolumens
- des anoxischen Belebungsbeckenvolumens
- der Sauerstoffzufuhr
- des Überschussschlammanfalls
- der Oberfläche und des Volumens der Nachklärbecken

## 2. BEMESSUNGSANSÄTZE

Grundsätzlich muß gesagt werden, daß für Kläranlagen mit Nitrifikation und Denitrifikation Bemessungsansätze nur für einstufige Belebungsanlagen zur Verfügung stehen.

Drei Bemessungsansätze, die Anspruch haben dem Stand der Technik zu entsprechen, sollen hier erwähnt werden:

- Arbeitsblatt A 131:

Das A 131 ist, obwohl sehr einfach gehalten, heute wohl die umfassendste und solideste Berechnungsrichtlinie. Es wurde dabei von den Bearbeitern sehr viel Erfahrung eingebracht, die nur leider oft vom Planer schwer nachzuvollziehen ist. Im A 131 werden keine konkreten Werte über die erzielbare Ablaufqualität angegeben, die Anforderungen der deutschen Rahmen-Abwasser-VwV sollen erfüllt werden.

- Hochschulansatz:

In den Jahren 1988, 1989 versuchte eine Gruppe von Assistenten verschiedener Hochschulen unter Leitung von Prof. Böhnke den Stand des Wissens aufzuarbeiten. Das Ergebnis wurde von BÖHNKE (1989) veröffentlicht. Dieses Modell, allgemein als "Hochschulansatz" bezeichnet, basiert im wesentlichen auf den gleichen Grundlagen wie das A 131 (ABELING et al., 1990; SCHWENTNER, 1990). Grundsätzlich wurde versucht durch Berücksichtigung kinetischer Vorgänge die Schwankungen der N-Zulaufkraft unter Berücksichtigung der maximal tolerierbaren  $\text{NH}_4\text{-N}$  Ablaufkonzentration in die Bemessung einfließen zu lassen. Dadurch ist es möglich in gewissem Rahmen eine individuelle Anpassung an die Zulaufverhältnisse und Anforderungen an die Ablaufqualität zu machen. Allerdings fehlen in diesem Ansatz Angaben über die Ermittlung der Datengrundlage (Zulaufkraft- und Menge), der Sauerstoffzufuhr und die Bemessung der Nachklärbecken.

- Dynamische Simulation:

Von einer Arbeitsgruppe der IAWPRC wurde ein mathematisches Modell für die Simulation von Belebungsanlagen entwickelt. In diesem Modell wird versucht, die kinetischen Vorgänge im Belebungsbecken zu beschreiben. Es ist im Gegensatz zu den anderen Ansätzen konsequent auf dem CSB aufgebaut, da nur damit eine Bilanzierung möglich ist. Mit diesem dynamischen Modell ist es möglich, Angaben über die Ablaufqualität speziell bezüglich Ammonium und Nitrat zu machen. Dieses mehr an Information erfordert natürlich auch detailliertere Angaben über die Zulaufqualität. Bei kommunalem Abwasser können diese notwendigen Parameter aber heute nach eingehenden Untersuchungen weitgehend abgeschätzt werden. Mit der dynamischen Simulation ist es möglich unterschiedliche Verfahrensführungen, wie z.B. Aufteilung des Belebungsbeckens (Kaskaden), Aufteilung aeröbe/anoxische Zonen, sowie Belastungsschwankungen und ihre Auswirkungen auf die Reinigungsleistung zu untersuchen. Es ist auch möglich, die Auswirkungen unterschiedlicher Regelungsstrategien auf den Prozeß bzw. die Ablaufqualität zu simulieren.

### 3. BEMESSUNGSRUNDLAGEN

Es soll hier keine Anleitung für die Bemessung von Belebungsbecken gegeben werden, sondern die grundlegenden und entscheidenden Bestimmungsstücke der Bemessung erörtert und die einzelnen Bemessungsansätze bei den entscheidenden Punkten verglichen werden.

#### 3.1 Nitrifikation, aerobes Schlammalter

Damit eine bestimmte Art von Bakterien im Belebungsbecken erhalten bleiben kann muß das Schlammalter ( $t_{TS}$ ), also die mittlere Aufenthaltszeit des Belebtschlammes im Belebungsbecken, größer sein als der reziproke Wert der Wachstumsrate ( $\mu$ ):

$$t_{TS} \text{ (d)} > \frac{1}{\mu}$$

Nitrifikanten haben eine wesentlich geringere maximale Wachstumsrate als heterotrophe Bakterien. Belebungsanlagen zur Nitrifikation müssen daher so ausgelegt werden, daß das Schlammalter größer als der reziproke Wert der Wachstumsrate der Nitrifikanten ist. Sonst würden die Nitrifikanten mit dem Überschußschlamm aus der biologischen Stufe ausgetragen werden, sie können sich nicht schnell genug vermehren. Zusätzlich kommt bei Anlagen mit gleichzeitiger Denitrifikation hinzu, daß sich Nitrifikanten nur in aeroben, also mit Sauerstoff versorgten Zonen des Belebungsbeckens vermehren können. Daher darf die Wachstumsrate der Nitrifikanten auch nur auf die Schlammmenge im aeroben Teil des Belebungsbeckens bezogen werden. Es wird vielfach die Bezeichnung "aerobes Schlammalter", also die mittlere Aufenthaltszeit des Belebtschlammes im aeroben Teil des Belebungsbeckens verwendet. Bei Anlagen für Nitrifikation muß also gelten:

$$t_{TS,A} \text{ (d)} > \frac{1}{\mu}$$

$t_{TS,A}$  ... aerobes Schlammalter

Mit welcher Wachstumsrate für die Nitrifikanten ist aber nun zu rechnen? Die heute angenommenen Werte für die maximalen Wachstumsrate (Wachstum bei Substratüberschuß) gehen auf Messungen von KNOWLES et al. (1965) zurück. Dabei wurden folgende Werte ermittelt:

$$\begin{aligned} \text{Nitrosomonas: } \mu_{\max} &= 0,47 \times 1,10 \text{ (T-15)} \\ \text{Nitrobacter: } \mu_{\max} &= 0,78 \times 1,06 \text{ (T-15)} \end{aligned}$$

T ... Temperatur im Belebungsbecken

Die Messungen wurden zwischen 8°C und 30°C durchgeführt. Diese Werte wurden in der Zwischenzeit mehrfach bestätigt (z.B. GUJER, 1986). Unter 30°C ist die Wachstumsrate von Nitrosomonas ( $\text{NH}_4 \rightarrow \text{NO}_2$ ) also geringer als von Nitrobacter ( $\text{NO}_3 \rightarrow \text{NO}_2$ ) und daher maßgebend.

Im Belebungsbecken wachsen die Nitrifikanten allerdings nicht mit maximaler Geschwindigkeit, da unter den (geforderten) niedrigen Ammoniumkonzentrationen die Bakterien substratlimitiert sind.

Die realen Wachstumsraten ließen sich nur unter Einbeziehung der Bakterienkinetik und vor allem der sich ständig ändernden Belastungsverhältnisse berechnen. Dies ist nur mit dem dynamischen Simulationsmodell der IAWPRC möglich.

Beim Hochschulansatz wird versucht, unter Einbeziehung der Bakterienkinetik und der Schwankung der Stickstoffbelastung ein reales  $\mu$  und daraus ein erforderliches Schlammalter für einen bestimmten maximalen Ablaufwert zu berechnen. Es wird zusätzlich die Absterberate der Nitrifikanten berücksichtigt. Allerdings werden die Dämpfungsvorgänge, die sich durch die Beckenvolumina ergeben, nicht berücksichtigt. Bei höheren Schwankungsfaktoren liegt der sich errechnende Wert für das Schlammalter daher tendenziell zu hoch, damit aber auch auf der sicheren Seite.

Im A 131 wird für die Berechnung des aeroben Schlammalters ein empirischer Faktor angegeben, mit dem die reziproke maximale Wachstumsrate zu multiplizieren ist.

$$t_{SA} \text{ (d)} = 2,3 \cdot 2,13 \cdot 1,103^{(15-T)}$$

2,3 ..... "Faktor"  
 2,13 ..... rezipr. max. Wachstumsrate ( $1/\mu_{\max}$ )  
 bei 15°C  
 1,103<sup>(15-T)</sup>... Temperaturfaktor



Dieser Faktor beinhaltet sowohl die Auswirkung der wechselnden Stickstoffbelastung als auch das natürliche Absterben der Nitrifikanten. Allerdings wird im A 131 auch kein Ablaufspitzenwert genannt. Bei den Stickstoffschwankungen im Zulauf wird von "üblichen" Voraussetzungen ausgegangen, jedoch darauf hingewiesen, daß bei starken Schwankungen Maßnahmen im Zulaufbereich (Tagesausgleichsbecken) zu treffen sind. Nicht vergessen werden darf, daß Zulaufspitzen vielfach durch unsachgemäße Rückführung von Trüb- und Preßwässern hausgemacht sind. Auch darauf wird im A 131 hingewiesen.

Im IAWPRC-Modell ist die Vorgangsweise grundsätzlich anders. Hier werden unter Vorgabe der Anlage und des Schlammalters die Ablaufkonzentrationen ermittelt. Das aktuelle Bakterienwachstum wird, basierend auf biokinetischen Modellen, für die jeweils vorliegende Substratkonzentrationen berechnet. Anhand der Ergebnisse erkennt man, ob das Schlammalter ausreicht.

### 3.2 Denitrifikation, Sauerstoffverbrauch, anoxisches Belebungsbeckenvolumen

Maßgebend für die Bemessung der Denitrifikationsleistung ist der "verfügbare" Sauerstoffverbrauch für den Abbau der Kohlenstoffverbindungen.

Eine große Anzahl von heterotrophen (kohlenstoffveratmenden) Bakterien ist in der Lage, Nitrat bei Abwesenheit von Sauerstoff zur Veratmung von Kohlenstoffverbindungen zu verwenden.

Der Sauerstoffverbrauch der heterotrophen Bakterien hängt von verschiedenen Einflußfaktoren ab, vor allem von der Belastung (CSB, BSB<sub>5</sub>) und der Temperatur. Nahezu proportional dazu verhält sich auch die "Nitratatmung" (MATSCHÉ, 1980 und 1988). Die Messungen zeigen deutlich eine Abhängigkeit des Sauerstoffverbrauchs für den Abbau der Kohlenstoffverbindungen OVC von der Temperatur und die dazu mit der Temperatur

etwa proportional steigende Nitratatmung OVD. MATSCHÉ (1980 und 1982) nimmt daher an, daß die Nitratatmung etwa 70% der Sauerstoffatmung beträgt. Im Bemessungsvorschlag nach KAYSER (1983) wird  $OVD/OVC = 0,75$  gesetzt.

Sowohl im Arbeitsblatt A 131 als auch im Hochschulansatz wird von einem Verhältnis  $OVD/OVC$  von 0,75 ausgegangen. Bei der dynamischen Simulation liegt dieser Wert in der gleichen Größenordnung.

Für die Ermittlung des Sauerstoffverbrauchs wurde von v.d.EMDE (1957) nach Messungen an hochbelasteten Belebungsanlagen ( $B_{TS} > 0,5 \text{ kg}/(\text{kg}\cdot\text{d})$ ) folgende Beziehung ermittelt:

$$OVC_R = 0,5 \cdot B_R + 0,1 \cdot TS_{BB}$$

$OVC_R$  ..... Sauerstoffverbrauch bezogen auf das Belebungsbeckenvolumen in  $\text{kg O}_2/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$   
 $B_R$  .....  $BSB_5$ -Raumbelastung in  $\text{kg BSB}_5/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$   
 $TS_{BB}$  ..... Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken in  $\text{g TS}/\text{l}$

In der Folge wurde der Faktor "0,1" durch  $0,24 \cdot x$  ersetzt, wobei  $x$  den Anteil der aktiven Biomasse am Trockensubstanzgehalt darstellt.

Danach ergibt sich folgende Formel (v.d.EMDE, 1980):

$$OVC_R = 0,5 \cdot B_R + 0,24 \cdot x \cdot TS_{BB} \cdot F$$

$$\text{mit } F = 1,072^{(T-15)}$$

$x$  ..... Anteil der aktiven Biomasse  
 $F$  ..... Temperaturfaktor

Dieser Berechnung liegt die Erfahrung (von hochbelasteten Anlagen !) zugrunde, daß bei  $15^\circ\text{C}$  die "spezifische endogene Atmung" der aktiven Biomasse  $10 \text{ g O}_2/(\text{kg oTS}\cdot\text{h})$  beträgt.

Diese Formel wurde in der Folge von mehreren Autoren (u.a. KAYSER, 1983) übernommen und in das ATV-Handbuch (ATV, 1985) aufgenommen. Seit etwa 10 Jahren wird nun diese Formel i.a.

in Deutschland und in Österreich zur Bemessung des Sauerstoffverbrauchs herangezogen.

Im Ansatz der Hochschulgruppe wird diese Formel für den Sauerstoffverbrauch auch zur Ermittlung der Denitrifikationsleistung herangezogen.

Im Anhang des ATV-Arbeitsblattes A 131 findet sich für die Bemessung des Sauerstoffverbrauchs im Prinzip die gleiche Formel, nur dargestellt in Abhängigkeit vom Schlammalter  $t_{TS}$ :

$$OV_C = \frac{OVC_R}{B_R} = 0,5 + \frac{0,144 \cdot t_{TS} \cdot F}{1 + t_{TS} \cdot 0,08 \cdot F}$$

Dabei wird vermerkt, daß der Wert  $OV_C$  mit 1,6 kg  $O_2$ /kg  $BSB_5$  zu begrenzen ist.

Für die Bemessung der simultanen Denitrifikation wird in der Formel für die Denitrifikationskapazität der Wert  $OV_C$  wie früher üblich (z.B. KAYSER, 1983 und 1991) mit dem Faktor 0,75 abgemindert, jedoch zusätzlich noch mit 0,8. Zudem sind im A 131 in Tabelle 4 Werte für die Denitrifikationskapazität angegeben.

Wie erwähnt, werden mit dem IAWPRC-Modell ("Dynamische Simulation") die kinetischen Vorgänge beim Belebungsverfahren unter Einhaltung der CSB-Bilanz beschrieben. Auch in der deutschsprachigen Literatur wird mehrmals hervorgehoben (v.d.EMDE, 1980; ATV, 1985; ABELING et al., 1991), daß unter Gleichgewichtsbedingungen gelten muß, daß die abgebaute CSB-Fracht  $\eta_{CSB}$  der Summe aus Sauerstoffverbrauch  $OV_C$  und CSB des Überschussschlammes  $CSB(\ddot{U}S)$  entspricht:

$$\eta_{CSB-F} = OV_C-F + CSB(\ddot{U}S)-F$$

Da das Verhältnis  $OVD/OVC$  bei allen 3 Bemessungsansätzen in der gleichen Größenordnung liegt, können unterschiedliche Ergebnisse bezüglich der Denitrifikationsleistung nur auf

unterschiedliche Annahmen bei der Ermittlung des Sauerstoffverbrauchs zurückzuführen sein.

Für eine Belebungsanlage mit Vorklärung bei einer Temperatur im Belebungsbecken von  $10^{\circ}\text{C}$  ist in Abbildung 1 das Verhältnis des Sauerstoffverbrauchs zum abgebauten CSB ( $\text{OVC}/\eta\text{CSB}$ ) dargestellt, das sich bei den einzelnen Bemessungsansätzen in Abhängigkeit von Schlammalter  $t_{\text{TS}}$  ergibt. Für die Umrechnung von  $\text{BSB}_5$  in CSB wurde angenommen, daß die CSB-Konzentration im Zulauf zum Belebungsbecken  $320\text{ mg/l}$ , die  $\text{BSB}_5$ -Konzentration  $170\text{ mg/l}$  beträgt. Da die CSB-Bilanz gilt, muß die Summe aus  $\text{OVC}/\eta\text{CSB}$  und  $\text{CSB}(\text{ÜS})/\eta\text{CSB}$ , dem Verhältnis CSB im Überschußschlamm zu abgebautem CSB, 1 ergeben.

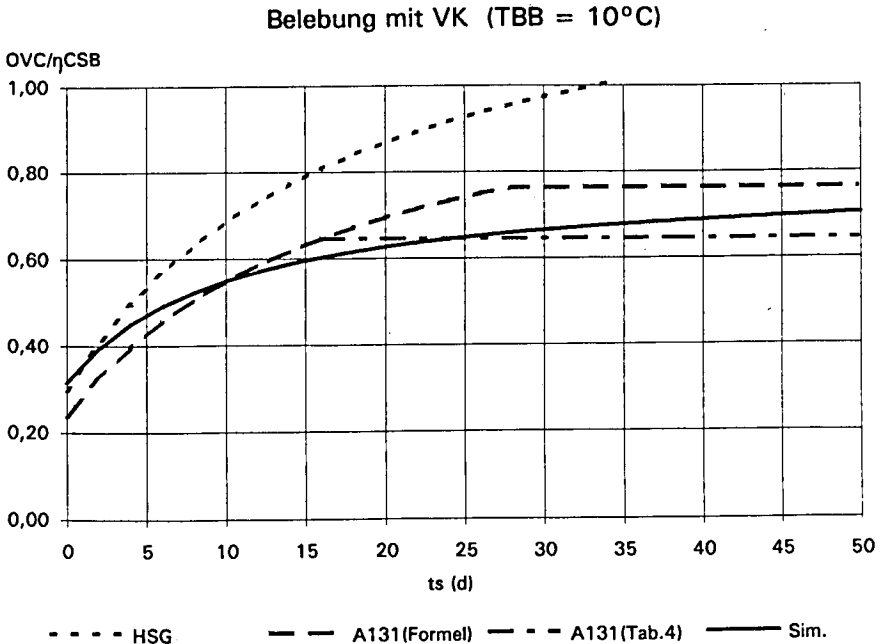


Abbildung 1:  $\text{OVC}/\eta\text{CSB}$ -Verhältnis der einzelnen Bemessungsansätze in Abhängigkeit von Schlammalter  $t_{\text{TS}}$

Aus dieser Abbildung wird nun ersichtlich:

- Die Ergebnisse der Berechnung des Sauerstoffverbrauchs mit der derzeit üblichen Formel, wie sie sowohl im Hochschulansatz als auch im A 131 verwendet wird, stimmen nur bei einem Schlammalter von wenigen Tagen mit den Ergebnissen nach dem IAWPRC-Modell überein (vgl. HSG mit Sim.). Da diese Formel an hochbelasteten Anlagen ( $t_{TS} < \text{ca. } 3 \text{ d}$ ) entwickelt wurde, scheint sie auch nur in diesem Bereich Gültigkeit zu besitzen. Wäre die Formel auch bei 30 Tagen Schlammalter noch gültig, so würde in diesem Fall der Sauerstoffverbrauch im Bereich der abgebauten CSB-Fracht liegen und es würde zufolge der CSB-Bilanz kein Überschußschlamm mehr entstehen!
- Nachdem diese Formel im Hochschulansatz für die Berechnung der Denitrifikationskapazität herangezogen wird, ergeben sich dabei für den Grad der Stickstoffentfernung viel zu günstige Werte. Es wird zwar darauf hingewiesen, daß der berechnete Sauerstoffverbrauch zu hoch liegt, in weiterer Folge wird dies aber ignoriert. Solange diese Formel für die Berechnung der erforderlichen Sauerstoffzufuhr herangezogen wird, liegt man auf der sicheren Seite. Wird diese Formel jedoch für die Bemessung der Denitrifikation verwendet, so wird die Stickstoffentfernung stark überschätzt.
- Für Belebungsanlagen mit Vorklärung für häusliches Abwasser ist bekannt, daß bei Temperaturen im Belebungsbecken von etwa  $15^{\circ}\text{C}$  und bei einem Schlammalter zwischen 10 und 15 Tagen rund 60 % des abgebauten CSB in den Sauerstoffverbrauch gehen (KROISS, 1988; NOWAK, SVARDAL, 1990). Auch in einem Bemessungsansatz von MATSCHÉ (1982) zur Bestimmung der erforderlichen Denitrifikationszone wird das Verhältnis  $\text{OVC}/\eta \text{CSB}$  mit 0,6 abgeschätzt. Berücksichtigt man, daß bei einer Temperatur von  $10^{\circ}\text{C}$  der Sauerstoffverbrauch etwas niedriger ist als bei  $15^{\circ}\text{C}$ , stimmen die Ergebnisse aus der Berechnung nach dem IAWPRC-Modell mit diesen Annahmen gut

überein. Bei einem Schlammalter von rund 40 Tagen gehen in diesem Beispiel nach dem IAWPRC-Modell etwa 2/3 der abgebauten CSB-Fracht in den Sauerstoffverbrauch und etwa 1/3 in den CSB des Überschußschlamm, was ebenfalls mit praktischen Erfahrungen gut übereinstimmt (KEIL, NOWAK, 1992). Bei Anlagen ohne Vorklärung liegt der Anteil des Sauerstoffverbrauchs am abgebauten CSB um etwa 5 bis 10 % unter dem von Anlagen mit Vorklärung, bei sonst gleichen Verhältnissen bezüglich Temperatur und Schlammalter.

- Für die Berechnung der Denitrifikationskapazität wird, wie erwähnt, im Arbeitsblatt A 131 die Formel für den Sauerstoffverbrauch um den Faktor 0,8 abgemindert (siehe A131(Formel)). Aus Abbildung 1 wird ersichtlich, daß diese Ergebnisse nur bei einem Schlammalter unter 10 Tagen gut mit den Ergebnissen nach dem IAWPRC-Modell übereinstimmen. Bei größerem Schlammalter steigt auch bei dieser Berechnung der Wert stärker an, jedoch nicht so kraß wie bei der Berechnung nach dem Hochschulansatz. Die Begrenzung von  $OVC/\eta_{CSB}$  auf 0,76 ergibt sich daraus, daß der Wert  $OV_C$  mit maximal 1,6 kg  $O_2$ /kg  $BSB_5$  festgelegt ist.
- Rechnet man die im A 131 in Tabelle 4 zusammengestellten Richtwerte für die Bemessung der Denitrifikation nach, so stellt sich heraus, daß die Werte in dieser Tabelle im allgemeinen etwas unter den Werten liegen, die sich bei einer Berechnung mittels der im Anhang des A 131 angegebenen Formeln ergeben. In dieser Tabelle wird bei einem Anteil der Denitrifikationszone am gesamten Belebungsbeckenvolumen  $V_D/V_{BB}$  von 0,50 angegeben, daß 0,14 kg  $NO_3-N$  je kg  $BSB_5$  denitrifiziert werden können. Dieser Wert entspricht einem Verhältnis  $OVC/\eta_{CSB}$  von 0,65 (A131 (Tab.4)). Wie aus Abbildung 1 ersichtlich, liegt bei einem Schlammalter größer 20 Tage der Wert aus der Tabelle 4 wesentlich unter den Werten, die sich bei einer Berechnung mittels der Formeln im Anhang ergeben. Weiters wird ersichtlich, daß bei einem Schlammalter von 25 Tagen der Wert  $OVC/\eta_{CSB} = 0,65$  gut mit den Ergebnissen der Simulation übereinstimmt.

Die erhöhte Denitrifikationsleistung aufgrund des höheren Sauerstoffverbrauchs in einer vorgeschalteten Denitrifikationszone wird im A 131 nur tabellarisch dargestellt (A131, Tab.4), wobei ab einem  $V_D/V_{BB}$  von 0,5 mit keiner Erhöhung mehr gerechnet wird. Beim Hochschulansatz werden Formeln extrapoliert, wodurch die Denitrifikationskapazität nochmals überschätzt wird.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß eine Bemessung nach dem Hochschulansatz zwangsläufig zu einer krassen Überschätzung der Denitrifikationsleistung einer Belebungsanlage führt. Für eine gesicherte Bemessung nach dem Arbeitsblatt A 131 ist anzuraten, die in dessen Tabelle 4 angegebenen Werte heranzuziehen. Eine Bemessung nach den Formeln im Anhang des A 131 kann ebenfalls zu einem etwas zu optimistischen Ergebnis führen.

Für die Bemessung der Belüftungseinrichtung liefert die Formel wie erwähnt "sichere" Werte, die aber all zu oft wegen einer Überschätzung der Leistungsfähigkeit der Belüfter unter Betriebsbedingungen auch gebraucht werden. Die Berechnung des Sauerstoffverbrauchs für die Nitrifikation ist in allen Ansätzen gleich. Wichtig ist von der maximalen  $BSB_5^-$  (CSB-) und Stickstofffracht (2-Stundenwert) auszugehen.

### 3.3 Überschußschlammproduktion, Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken und Belebungsbeckenvolumen

Die Berechnung des Überschußschlammfalls spielt bei der Bemessung der Beckenvolumina eine entscheidende Rolle. Bei Vorgabe des Schlammalters und der Trockensubstanz kann damit das Belebungsbeckenvolumen berechnet werden.

Sowohl im A 131 als auch im Hochschulansatz wird zur Ermittlung des Überschußschlammfalls auf den im ATV-Handbuch der Abwasserreinigung (ATV, 1985) veröffentlichten Ansatz nach

v.d.Emde und Kayser zurückgegriffen. Im Hochschulansatz werden die einzelnen empirischen Parameter etwas durchleuchtet, letztendlich aber doch die von v.d.Emde und Kayser gefundenen empfohlen.

Zusätzlich wird im Hochschulansatz der Schlammanfall an Nitrifikanten berechnet. Dieser ist jedoch bei einstufigen Belebungsanlagen und kommunalem Abwasser im Vergleich zum übrigen Schlammanfall (vernachlässigbar) gering.

Die Ermittlung der Schlammproduktion infolge Simultanfällung wird im A 131 nur für einen  $\beta$ -Wert von 1,5 angegeben, nach Hochschulansatz ist die Berechnung auch für andere  $\beta$ -Werte möglich. In jedem Fall muß die Phosphorfracht richtig abgeschätzt werden.

Im IAWPRC-Modell wird der Überschußschlammrechnung die CSB-Bilanz zugrunde gelegt. Dies wird durch die konsequente Verwendung des CSB als Maß für die organische Verschmutzung möglich. Aus zahlreichen Messungen ist bekannt, daß der CSB von Belebtschlamm (ohne Simultanfällung) stets im Bereich von 1 liegt. Es kann daher davon ausgegangen werden, daß der biologische Überschußschlamm näherungsweise dem CSB des Überschußschlammes entspricht. Phosphor wird in diesem Modell nicht berücksichtigt, der Fällschlammanfall kann allerdings "per Hand" dazugerechnet werden.

Die im A 131 und im Hochschulansatz verwendete Methode ist viele Jahre "erprobt" und ergibt unter Voraussetzung der richtigen Eingangsdaten ( $BSB_5$ ,  $TS_0$ ) vernünftige Werte. Sie sind in der Regel aufgrund der in der Formel "versteckten" Sicherheiten etwas zu hoch. Die Berechnung nach dem IAWPRC-Modell ergibt meist eine etwas niedrigere Schlammproduktion da in diesem Modell keine "versteckten" Sicherheiten enthalten sein können, weil sonst die Bilanz nicht stimmen kann.

Zur Berechnung des Belebungsbeckenvolumens muß nun noch die



erreichbare Schlammrockensubstanz vorgegeben (abgeschätzt) werden.

$$V_{BB} = \frac{\ddot{U}S-F \cdot t_{TS}}{TS_{BB}}$$

$\ddot{U}S-F$ ..... Überschußschlammanfall (kg/d)

$t_{TS}$  ..... erf. Schlammalter (d)

$V_{BB}$  ..... Volumen Belebungsbecken ( $m^3$ )

$TS_{BB}$  .... Trockensubstanzgehalt im  
Belebungsbecken ( $kg/m^3$ )

Die Annahme eines vernünftigen Wertes für die Schlammrockensubstanz ist von zentraler Bedeutung für die Bemessung. Wird z.B. für die Trockensubstanz im Belebungsbecken statt  $3,5 kg/m^3$  ein Wert von  $4,2 kg/m^3$  angenommen (also 20% mehr), so verringert sich das notwendige Beckenvolumen bei sonst gleichen Annahmen ebenfalls um 20%. Dies soll nur zeigen, daß die oftmals gewünschte Exaktheit bei der Bemessung nicht möglich ist.

Im wesentlichen hängt es von den Schlammeigenschaften, aber auch von der Ausbildung der Nachklärbecken ab, welcher Schlammgehalt im Belebungsbecken gehalten werden kann, ohne daß Schlammflocken aus dem Nachklärbecken abtreiben.

Bei der Planung einer Belebungsanlage mit vollständiger Nitrifikation ist daher auch auf die Gestaltung der Nachklärbecken besonders zu achten. Es muß eine gute Durchströmung und ein gleichmäßiger, möglichst flächenhafter Abzug des geklärten Abwassers gewährleistet sein. Kurzschlußströmungen und Sogwirkung am Ablaufwehr müssen vermieden werden. Auf die Probleme bei der Bemessung von Nachklärbecken wird noch gesondert eingegangen.

Bei schlechten Schlammabsetzeigenschaften (Blähschlamm) kann es zu einer starken Verminderung des Schlammgehalts im Belebungsbecken kommen.

Es ist bekannt, daß viele Kläranlagen mit Trockensubstanzgehalten von deutlich mehr als  $5 \text{ kg/m}^3$  betrieben werden, jedoch darf bei der Bemessung nicht davon ausgegangen werden. Wegen der vielen Unwägbarkeiten sollten die im A 131 angegebenen Werte eingehalten werden, also bei Anlagen mit Simultanfällung und Vorklärung ein Schlammgehalt nicht größer als  $3,5 - 4,5 \text{ kg/m}^3$ , ohne Vorklärung nicht größer als  $4,0 - 5,0 \text{ kg/m}^3$ .

### 3.4 Phosphorelimination

Im Gegensatz zu Stickstoff, bei dem die Möglichkeit besteht ihn gasförmig in die Atmosphäre abzugeben, können Phosphorverbindungen nur aus dem Wasser entfernt werden, wenn sie auf Grund von chemischen bzw. biochemischen Reaktionen in den festen Aggregatzustand übergeführt und danach als Feststoff (Schlamm) aus dem Wasser abgeschieden werden. Die Überführung von gelösten Phosphaten in den festen Aggregatzustand kann auf zwei Arten erfolgen:

- Inkorporation des Phosphors in die Biomasse
- Chemische Fällung des Phosphates

Die Phosphorelimination durch Fällung mit Eisen- bzw. Aluminiumsalzen wird auf vielen Kläranlagen seit vielen Jahren erfolgreich durchgeführt (Seeneinzugsgebiete). Bei der Bemessung der Fällung (Berechnung des Fällmittelbedarfs und des Fällschlammanfalls) wird im A 131 von einem  $\beta$ -Wert (Molverhältnis Fe/P bzw. Al/P) von 1,5 ausgegangen. Damit ist zu erwarten, daß der geforderte Grenzwert von  $0,8 \text{ mg/l PO}_4\text{-P}$  bei Anlagen  $> 5000 \text{ EGW}$  bzw. von  $1 \text{ mg/l}$  bei Anlagen mit einer Ausbaugröße von 500 bis 5000 EGW eingehalten werden kann (SPAZIERER, 1991; DÜNSER, 1991).

Im A 131 wird auf die Möglichkeit der biologischen Phosphorentfernung (Luxusaufnahme) hingewiesen. Um vermehrte biologische Phosphorentfernung zu ermöglichen, muß der Schlamm mit

Abwasser in Abwesenheit von Sauerstoff und Nitrat in Kontakt gebracht werden (Anaerobe Zone) (MATSCHÉ, 1990). Im A 131 wird für die Bemessung dieses Anaerobbeckens eine Aufenthaltszeit von 1 bis 3 Stunden vorgeschlagen. Nähere Angaben werden von der ATV Arbeitsgruppe 2.6.6 (1989) gegeben.

Auf dem Gebiet der biologischen Phosphorentfernung laufen zur Zeit einige Forschungsprojekte, sodaß neuere Erkenntnisse zu erwarten sind. Es ist jedoch als sicher anzunehmen, daß mit biologischen Phosphorentfernung allein die geforderten Grenzwerte nicht eingehalten werden können. Es ist daher zusätzlich immer eine Fällung vorzusehen (BOLL, 1989).

Der Vorteil der biologischen Phosphorentfernung liegt vor allem in der Einsparung an Fällmittel. Aufgrund der "Unzuverlässigkeit" der biologischen Phosphorentfernung sollte zur Optimierung des Fällmittelbedarfs die notwendige Menge mit Hilfe einer kontinuierliche  $PO_4$ -P Messung im Belebungsbecken angepaßt werden.

Die Einhaltung der Gesamtphosphorkonzentration von 1 bzw. 1,5 mg/l (je nach Anlagengröße) ist - unabhängig vom Verfahren - wesentlich durch die abfließenden Schwebstoffe bestimmt. RESCH (1991) weist darauf hin, daß  $TS_e$ -Werte kleiner 20 mg/l mit Sedimentationsbecken (NKB) nicht gesichert eingehalten werden können. Man kann annehmen, daß bei kommunalen Anlagen mit Simultanfällung der Belebtschlamm etwa einen Phosphorgehalt von 4% aufweist. Rechnet man nun mit 20 mg/l  $TS_e$  im Ablauf der Anlage, so ergibt sich rein aufgrund der abtreibenden Belebtschlammflocken eine P-Konzentration im Ablauf von 0,8 mg/l. Rechnet man dazu die noch gelöste  $PO_4$ -P bzw. gelöste nicht hydrolysierbare Phosphorkonzentration von rund 0,5 mg/l hinzu, so ergeben sich Ablaufwerte, die größer als die für Anlagen über 5000 EGW geforderten 1 mg/l Gesamt-P sind. Auch im A 131 wird darauf hingewiesen, daß zur Einhaltung von Phosphorkonzentrationen im Ablauf kleiner 1 mg/l weitergehende Maßnahmen (Filtration) notwendig sind.

Da kurzzeitig erhöhte Phosphorkonzentrationen keinen akuten Einfluß auf den Vorfluter haben, sollte von der strikten Befolgung der vier von fünf Regel abgegangen werden und eine statistische Auswertung der Jahreswerte vorgenommen werden.

DÜNSER (1991) weist auch darauf hin, daß ein bestimmter Anteil des Phosphors im Abwasser in Form von nicht fällbaren (nicht hydrolysierbaren) gelösten Verbindungen vorliegt, deren Elimination auf Abwasserreinigungsanlagen nach dem Stand der Technik nicht möglich ist. Hier kann nur eine Beschränkung des Einsatzes dieser Verbindungen Abhilfe schaffen.

Es soll hier noch ein weiteres Problem bezüglich des Mindestwirkungsgrades der Entfernung von  $\text{PO}_4\text{-P}$  bzw. Gesamt-P angesprochen werden. Aufgrund des Rückganges der einwohnerspezifischen Phosphorfracht von früher 4 auf unter 2 g/E/d (rund die Hälfte davon  $\text{PO}_4\text{-P}$ ) ergibt sich bei einer durchaus realistischen Wassermenge von 250 l/E/d eine  $\text{PO}_4\text{-P}$ -Konzentration von 4 mg/l im Abwasser. Hält man die 0,8 mg/l  $\text{PO}_4\text{-P}$  im Ablauf der Anlage ein, so erreicht man dabei erst einen Wirkungsgrad von 80%. Da die einwohnerspezifische Phosphorfracht nach wie vor im Sinken begriffen ist, wird das gleiche Problem auch für Gesamt-P kritisch. Ein Beharren auf diesem Mindestwirkungsgrad würde eine Flockungsfiltration für jede kommunale Kläranlage unumgänglich machen.

### 3.5 pH-Wert - Säurekapazität

Es ist bekannt, daß die Aktivität der Nitrifikanten unter einem pH-Wert von etwa 7 abnimmt. Der pH-Wert im Belebungsbecken ist abhängig vom Verhältnis  $\text{CO}_2$  zu Säurekapazität. Sowohl durch Nitrifikation-Denitrifikation als auch durch die Phosphorfällung wird die Säurekapazität des Abwassers verändert. Im A 131 wird darauf hingewiesen, es wird auch eine Formel zur Berechnung der verbleibenden Säurekapazität im Belebungsbecken bzw. Ablauf angegeben. Auch im IAWPRC-

Modell wird die Veränderung - allerdings nur infolge Nitrifikation-Denitrifikation - berechnet.

Für eine pH-Berechnung muß der  $\text{CO}_2$ -Gehalt im Belebungsbecken abgeschätzt werden. Da das produzierte  $\text{CO}_2$  zum größten Teil über die Abluft entfernt wird, ist für den  $\text{CO}_2$ -Gehalt im Belebungsbecken die Menge der Abluft ( $\approx$  zugeführte Luftmenge) maßgebend. Diese ist wiederum unmittelbar von der Sauerstoffausnutzung des Belüftungssystems und der Beckentiefe abhängig.

Im A 131 wird in einer Tabelle der zu erwartende pH-Wert in Abhängigkeit von der Sauerstoffausnutzung und der Säurekapazität im Belebungsbecken dargestellt. Moderne Druckbelüftungssysteme erreichen unter Betriebsbedingungen eine spezifische  $\text{O}_2$ -Ausnutzung von 3%/m Einblastiefe und mehr. Bei einer heute durchaus üblichen Beckentiefe von 8 m ergibt dies eine Sauerstoffausnutzung von 24%. Nach der in A 131 angegebenen Tabelle muß die Säurekapazität im Belebungsbecken größer als 3 mmol/l sein um einen pH-Wert von über 6,9 zu erhalten. Dieser Wert ist nur in Gebieten mit hartem Trinkwasser zu erreichen. In anderen Fällen müßte neutralisiert werden, was sicher nicht wirtschaftlich ist.

Diese Zusammenhänge sollte man sich sehr gut überlegen, speziell wenn man tiefe Becken planen will oder (aus Platzmangel) muß. Der kritische Fall tritt speziell im Winter ein, wo weniger denitrifiziert wird und die Nitrifikation bereits von der Temperatur her kritisch ist. Eine Nichtbeachtung kann sehr unangenehme Folgen haben.

### 3.6 Blähschlamm und Schwimmschlamm

Im A 131 wird diesem Thema ebenfalls ein Kapitel gewidmet. Darin werden die Möglichkeiten zur Bekämpfung von Blähschlamm kurz angeführt. Es ist zu erwarten, daß bei Anlagen mit

Nitrifikation, Denitrifikation und Phosphorfällung die Gefahr der Entwicklung von Blähschlamm geringer ist als bei höher belasteten Anlagen ohne Fällung.

Die Gefahr der Bildung von Schwimmschlamm auf der Nachklärung ist allerdings auch bei diesen Anlagen gegeben. Schwimmschlamm kann nur durch eine leistungsfähige Schwimmschlamm-entfernung auf der Nachklärung oder wie in A 131 vorgeschlagen eine, der Nachklärung vorgeschaltete, Flotation mit Schwimmschlammräumung begegnet werden.

#### 4. BEMESSUNGSFÄLLE, DATENBASIS

Die Ermittlung und Abschätzung der für die zu bemessende Anlage zukünftig zu erwartenden Daten (Wassermenge, Schmutzfracht...) und speziell das Herausfinden der entscheidenden Belastungsfälle ist wohl der kritischste Punkt bei der gesamten Bemessung.

Im A 131 werden Angaben über die Auswertung von Datenmaterial zur Ermittlung des maßgebenden Abwasserzuflusses bzw. der Schmutzfracht gegeben. Als Bemessungsfall für die Beckenvolumina wird eine Temperatur von 10°C vorgeschlagen mit der Annahme, daß dann bei 12°C die Anforderungen der deutschen Rahmen-Abwasser-VwV unterschritten werden. Für die Berechnung der O<sub>2</sub>-Zufuhr wird der Sauerstoffverbrauch für die Tagesspitzenbelastung bei 10 und 20°C abgeschätzt.

Die in der Emissionsverordnung geforderte Stickstoffelimination bis 8°C erfordert allerdings auf jeden Fall eine Denitrifikation bis 8°C. Wie bereits erwähnt, darf, um der Emissionsverordnung genüge zu tun, die Nitrifikation in einer Kläranlage auch bei tieferen Temperaturen nicht verloren gehen. Es ergeben sich logisch für die Ermittlung des Schlammalters bzw. des Anteils der Denitrifikationszone 3 zu untersuchende Lastfälle:

- Weitgehende Nitrifikation und 70%ige Stickstoffentfernung bei 12°C
- Nitrifikation und Stickstoffentfernung bei 8°C
- Nitrifikation bei der tiefsten (Wochenmittel) zu erwartenden Temperatur im Belebungsbecken

Entscheidend für die Ermittlung der Größe des aeroben Belebungsbeckenvolumens ist das aerobe Schlammalter und dafür ist die Belastung mit Kohlenstoffverbindungen bzw. Feststoffen maßgebend. Es ist daher zumeist der Wochenmittelwert der Woche mit max. BSB<sub>5</sub>-Belastung während der kalten Jahreszeit bestimmend.

In Gebieten mit höchster Belastung im Sommer (z.B. Sommerfremdenverkehr) kann natürlich auch diese für die Bemessung des Beckenvolumens maßgebend sein. Rechnet man mit einem notwendigen aeroben Schlammalter bei 10°C von 8 Tagen, so beträgt es bei 15°C 4,9 Tage. Ist also die Überschußschlammproduktion im Sommer (bzw. bei 15°C) mehr als  $8/4,9 = 1,63$  mal so hoch als im Winter, so ist nicht die höchste Belastung in der kalten Jahreszeit bestimmend. Bemißt man in diesem Fall mit einem statistisch ermittelten 85% Wert der Belastung mehrerer Jahre für eine Wintertemperatur, so erhält man sicher kein vernünftiges Ergebnis.

Es soll hier auch noch darauf hingewiesen werden, daß eine zu hohe Annahme für den Abwasseranfall (Überschätzung der zukünftigen Anschlüsse) bezüglich der Einhaltung der Emissionsverordnung zu Problemen führen kann. Wird die maximale Trockenwettermenge bei der Bemessung deutlich überschätzt, so kann es vorkommen, daß dadurch auf der Kläranlage trotz Mischkanalisation auch bei Regen die Bemessungstrockenwettermenge nicht überschritten wird. Gemäß Emissionsverordnung müssen die Grenzwerte und Mindestwirkungsgrade bis zur maxi-

malen Bemessungstrockenwettermenge eingehalten werden. In diesem Fall ist dies jedoch zumindest bezüglich der Mindestwirkungsgrade nicht möglich.

Für eine 70%ige N-Elimination sind bei vorgeklärtem Abwasser, mit einem N/BSB<sub>5</sub>-Verhältnis von  $10/40 = 0,25$ , 0,175 kg N/kg BSB<sub>5</sub> zu entfernen. Wird angenommen, daß etwa 0,04 kg/kg über den Schlamm entfernt werden - und mehr sollte man keinesfalls annehmen - so müssen 0,13 kg/kg durch Denitrifikation entfernt werden. Nach der Tabelle im A 131 wird man daher ein  $V_D/V_{BB}$  von 0,5 wählen.

Bei 8°C und 60% Stickstoffentfernung sind nach Abzug der in den Schlamm eingelagerten Stickstoffmenge 0,11 kg N/kg BSB<sub>5</sub> zu denitrifizieren. Dafür sind nach A 131 rund 40 % anoxisches Volumen notwendig. Das bedeutet, daß die aerobe Zone um 20% vergrößert werden kann und damit wird auch das aerobe Schlammalter um 20% erhöht.

Bei Temperaturen unter 8°C kann der anoxische Anteil des Belebungsbeckens reduziert werden, wenn man die Möglichkeit schafft, dieses anoxische Volumen noch teilweise zu belüften. Das aerobe Schlammalter kann so weiter erhöht werden. Von einem Betrieb gänzlich ohne Denitrifikation ist aus betrieblichen Gründen abzuraten (Schwimmschlamm, pH).

Sehr viel Information über die Reaktion der Anlage bei verschiedenen (kritischen) Belastungen und Temperaturen kann mit Hilfe der dynamische Simulation erhalten werden. Grundlage ist allerdings nach wie vor die richtige Abschätzung der Belastung der Anlage bei der jeweiligen Temperatur.

Die Diskussion der verschiedenen Lastfälle zeigt allerdings eines sehr deutlich: am wichtigsten ist es, einen sehr flexiblen Betrieb der Kläranlage zu ermöglichen (KAYSER, 1989). Z.B. bedeutet eine große Veränderbarkeit des anoxischen Anteils, daß bei Anlagen mit simultaner Nitrifikation -



Denitrifikation ein großer Regelbereich der Belüftung bzw. eine Umstellung auf intermittierenden Betrieb möglich sein muß, bei vorgeschalteter Denitrifikation muß die anoxische Zone kaskadenförmig ausgebildet sein und eine bestimmte Anzahl der Kaskaden mit  $O_2$  versorgt werden können. Möglichkeiten der Regelung müssen überlegt werden (KAYSER, 1989; NOWAK, SVARDAL, 1990).

Für die Bemessung der Belüftungseinrichtung ist von der maximalen  $BSB_5$ - (CSB-) und Stickstofffracht (2-Stundenwert) auszugehen und zusätzlich immer auch der Fall bei Sommer-temperaturen zu betrachten. Kann die Sauerstoffversorgung nicht zu jeder Zeit gewährleistet werden, geht dies immer auf Kosten der Nitrifikanten.

## 5. ZUSAMMENFASSUNG

Bei Bemessung von Kläranlagen nach dem Arbeitsblatt A 131 ist zu erwarten, daß zumindest bei Anlagen ohne Vorklärung die Werte der Emissionsverordnung weitgehend (siehe Problem Phosphorwirkungsgrad) eingehalten werden können. Bei Anlagen mit Vorklärung ist eine genaue Analyse des Stickstoff/ $BSB_5$  - Verhältnisses notwendig. Ist dieses Verhältnis nach Vorklärung über etwa 0,25 kg N/kg  $BSB_5$ , so werden bei der geforderten Stickstoffentfernung Schwierigkeiten auftreten. Dies hat allerdings mit der Bemessung an sich nichts zu tun.

Der Hochschulansatz bietet die Möglichkeit Schwankungen im Stickstofftagesgang zu berücksichtigen. Nochmals betont werden muß allerdings, daß die Denitrifikation bei diesem Bemessungsansatz viel zu optimistisch eingeschätzt wird. Für die Ermittlung der Lastfälle sollten die gleichen Grundsätze, wie im A 131 angeführt, gewählt werden.

Die Dynamische Simulation nach dem Modell der IAWPRC ist die einzige derzeit vorhandene Möglichkeit biologischen Prozesse unter den sich ständig ändernden Bedingungen (auf Grund der üblichen Zulaufschwankungen) zu beobachten. Nur damit ist es möglich, auch die Auswirkung auf die Ablaufqualität bezüglich N-Verbindungen zu sehen. Verschiedene Regelungsstrategien können getestet werden. Diese zusätzliche Information über die Ablaufqualität erfordert natürlich auch zusätzliche Information über die Zulaufqualität und die Prozeßkinetik.

Jede Bemessung einer Anlage ist mit Unsicherheiten behaftet. Dies resultiert daraus, daß Annahmen getroffen werden müssen, die immer mit Fehlern behaftet sind (Abschätzung des zukünftigen Abwasseranfalls, Trockensubstanz im Belebungsbecken, Schlammindex...).

Entscheidend bei der Bemessung ist, daß man genau weiß, wann die kritischen Belastungsfälle auftreten, und wie für die jeweiligen Prozesse Sicherheiten gegeben sind oder eingebaut werden können. Als Beispiel nochmals erwähnt: durch einen zu hoch angenommenen Sauerstoffverbrauch für den BSB<sub>5</sub>-Abbau liegt man bei der Bemessung der Belüftungseinrichtung auf der sicheren Seite, bei der Bemessung der Denitrifikationszonen jedoch auf der unsicheren und umgekehrt. Die Bemessung muß durch Bilanzen (CSB, Stickstoff) überprüft (v.d.EMDE, KROISS, 1990) und entsprechende Sicherheiten in der jeweils richtigen Richtung zugeschlagen werden.

## 6. LITERATUR

Abeling U., L.Härtel, P.Hartwig, O.Nowak, R.Otterpohl, G.Schwentner, K.Svardal, C.Wolffson: Bemessung von Kläranlagen zur Stickstoffelimination. Korr. Abw. 38, 222-227 (1991).

- ATV: Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik. Hrsg.: Abwassertechnische Vereinigung e.V. in St. Augustin. 3., überarbeitete Auflage, S.287 (1985).
- ATV - Arbeitsblatt A 131: "Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5.000 Einwohnerwerten" (1991).
- ATV Arbeitsgruppe 2.6.6: Arbeitsbericht Biologische Phosphorentfernung. Korr.Abw. 36, 327-348 (1989).
- Böhnke B.: Bemessung der Stickstoffelimination in der Abwasserreinigung. Ergebnisse eines Erfahrungsaustausches der Hochschulen. Korr.Abw.36, 1046-1061 (1989).
- Boll R.: Biologische Phosphatelimination in Kombination mit Simultanfällung. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft, TU Braunschweig, Heft 47, 57-76 (1989).
- Dünser H.: Erfahrungen mit der Phosphor-Entfernung in Vorarlberg. Wiener Mitteilungen Wasser - Abwasser - Gewässer, Band 97 (1991).
- Gujer W.: Nitrifikation in Belebungsanlagen. VSA - Verbandsbericht Nr.310 (1986)
- Henze M., Grady C.P.L., Gujer W., Marais G.v.R., Matsuo T.: "Activated sludge model No.1", IAWPRC (1986)
- Kayser R.: Ein Ansatz zur Bemessung einstufiger Belebungsanlagen für Nitrifikation-Denitrifikation. gwf-Wasser/Abwasser 124, 419-427 (1983)
- Kayser R.: Möglichkeiten und Grenzen der Flexibilisierung von Kläranlagen durch Prozeßregelung. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft, TU Braunschweig, Heft 47, 111-138 (1989).

- Kayser R.: Berechnungen zur Nitrifikation. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft, TU Braunschweig, Heft 50, (1991).
- Keil St., Nowak O.: Kläranlage Wolfgangsee-Ischl. Wiener Mitteilungen - Band 100 (1992).
- Knowles G., A.L. Downing, M.J. Barrett: Determination of Kinetic Constants for Nitrifying Bacteria in Mixed Culture, with the Aid of an Electronic Computer. J.gen.Microbiol., 263-278 (1965).
- Kroiß H.: Simultane Nitrifikation-Denitrifikation. ATV-Fortbildungskurs F/2, Fulda (1988)
- Matsché N.: Nitrifikation und Denitrifikation mit dem Belebungsverfahren. Fortbildungskurs "Biologische Abwasserreinigung" in Wien (1980).
- Matsché N.: Biologische Probleme beim Betrieb von Belebungsanlagen. Wiener Mitteilungen - Band 47 (1982).
- Matsché N.: Grundlagen der Nitrifikation-Denitrifikation. ATV-Fortbildungskurs F/2, Fulda (1988)
- Matsché N.: Grundlagen der biologischen Phosphor-Entfernung. Wiener Mitteilungen Wasser - Abwasser - Gewässer, Band 97 (1991).
- Nowak O., K.Svardal: Nitrifikation - Denitrifikation. Wiener Mitteilungen Wasser - Abwasser - Gewässer, Band 81, 2.Aufl. (1990).
- Resch H.: Nachweis und Verbesserungsmöglichkeiten bestehender Nachklärbecken. Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft TU München, Band 105, 177-197 (1991)

Schwentner G.: Vergleich des Modells der Hochschulgruppe zur Nitrifikation/Denitrifikation mit dem ATV Arbeitsblatt A 131. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 112 (1990).

Spazierer G.: Erfahrungen mit der Phosphor-Entfernung im Burgenland. Wiener Mitteilungen Wasser - Abwasser - Gewässer, Band 97 (1991).

v.d.Emde W.: Beitrag zu Versuchen zur Abwasserreinigung mit belebtem Schlamm. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft der TH Hannover, Heft 1(1957).

v.d.Emde W.: Berechnung von Sauerstoffverbrauch und Sauerstoffzufuhr sowie Stoffbilanzen. Fortbildungskurs "Biologische Abwasserreinigung" in Wien (1980)

v.d.Emde W.: Betriebsweisen von Belebungsanlagen. Wiener Mitteilungen Wasser - Abwasser - Gewässer, Band 81, 2.Aufl. (1990).

v.d.Emde W., H.Kroiß: Bemessung von Belebungsanlagen. Wiener Mitteilungen Wasser - Abwasser - Gewässer, Band 81, 2.Aufl. (1990).

Verfasser:

SVARDAL Karl, Dipl.-Ing. Dr.techn.

NOWAK Otto, Dipl.-Ing.

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft

Technische Universität Wien

Karlsplatz 13

A-1040 Wien

**HINWEISE ZUR BEMESSUNG DER NACHKLÄRUNG UND  
INTERAKTION ZWISCHEN BELEBUNG UND NACHKLÄRUNG**

H.Fleckseder

Überblick

Im Band 81 der "Wiener Mitteilungen" sind die mit Stand Frühjahr 1989 als maßgebend erachteten Punkte bezüglich der Bemessung und Gestaltung der Nachklärung aufgeführt (Fleckseder, 1989). In der Zwischenzeit ist die Neufassung des Arbeitsblattes A131 der ATV erschienen (ATV, 1991). Die wichtigsten Unterschiede im Vergleich zwischen A131(neu) zu A131(alt) und zur Arbeit Fleckseder (1989) sind folgende Punkte:

- ♣ Auslegung der Nachklärung auf den maximalen Niederschlagsabfluß-Zulauf.
- ♣ Im Vergleich zur bisherigen Bemessung deutlich vergrößerte Beckentiefen, die vor allem auch vom Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken und den Eindickeigenschaften des belebten Schlammes abhängen. So beträgt z.B. bei  $q_A = 1,0$  m/h (RW-Fall) und üblichen  $q_A = 0,5$  m/h (TW-Fall) und bei  $TS_{BB} = 5,0$  kg/m<sup>3</sup>, ISV = 90 ml/g (Anlage ohne Vorklärung, Simultanfällung), RV = 0,75 (bei RW-Fall),  $TS_{RS} = 11,7$  kg/m<sup>3</sup>,  $TS_{BS} = 16$  kg/m<sup>3</sup>,  $t_E = 2,0$  h die erforderliche Beckentiefe neu 4,10 m (hydraulische Aufenthaltszeit bei Trockenwetter 8,2h), bei  $q_A = 0,6$  m/h (RW-Fall) und  $q_A = 0,3$  m/h (TW-Fall), sonst jedoch konstanten Werten neu 2,65m (hydraulische Aufenthaltszeit bei Trockenwetter 8,8h), alt gemäß Fleckseder (1989) jedoch nur 2,90 m (hydraulische Aufenthaltszeit bei Trockenwetter 5,8h).

Mit dem Inkrafttreten der "1.Emissionsverordnung für kommunales Abwasser" (Bundesgesetzblatt, 1991, 74.Stück) wird der gesP im Anlagenablauf - abhängig von der Anlagengröße - mit 1,0 bzw. 1,5 mg/l begrenzt. Wird davon ausgegangen, daß der "biologische" Überschußschlammanfall 51 g/EW\*d beträgt, der Anfall an Fällschlamm 23 g/EW\*d und die gefällte Masse an Phosphor 2,0 g/EW\*d - Werte, die durchaus typisch für Anlagen mit Vorklärung sind - , so ist der Gehalt an Phosphor in der Trockensubstanz des Belebungsbeckens ca. 3%. Ein Abstoß

an 10 mg  $TS_e/1$  erhöht dann den Anteil an partikulärem Phosphor um 0,3 mg P/l, an 20 mg  $TS_e/1$  um 0,6 mg P/l und an 30 mg  $TS_e/1$  um 0,9 mg/l. Bei Anlagen > 5.000 EGW erfordert somit die in der Verordnung für Phosphor enthaltene Begrenzung die Einhaltung auch niedriger Ablauffeststoffgehalte, um überhaupt auch die Begrenzungen für Phosphor einhalten zu können.

Ähnlich liegt die Situation beim  $BSB_5$ . Beträgt das Verhältnis  $BSB_5/TS$   $0,3 \div 0,5$ , so bedeuten 10 mg  $TS_e/1$  im Anlagenablauf eine Erhöhung an partikulärem  $BSB_5$  von  $3 \div 5$  mg  $BSB_5/1$ , 20 mg  $TS_e/1$   $6 \div 10$  mg/l und 30 mg  $TS_e/1$   $9 \div 15$  mg/l. Von der Seite der Ablaufwerte her ist also - in Österreich nicht anders als in Deutschland oder auch in Dänemark - ein sehr wesentlicher Druck auf stets gut funktionsfähige Nachklärbecken gegeben.

#### Zur Wechselwirkung zwischen dem Belebungsbecken und der Nachklärung.

#### Zweck der Umsetzungen und deren wesentliche steuernden Elemente im Belebungsbecken:

- ♣ Weitgehende Entfernung von C-, N- und P-Verbindungen durch Umwandlung und Einbau in Biomasse bzw. Stoffwechselprodukte ( $CO_2$ ,  $N_2$ , etc.).
- ♣ Ziel erreichbar durch eine möglichst gute Führung des Prozesses bei Auslegung der Anlage auf die Auslegungsbedingungen (Kroiss, 1989, bezüglich der Erhebungen zur Anlagenerweiterung, aber auch jegliche Literatur zur Anlagenbemessung). Zur Prozeßführung gehören: Einstellen des Schlammgehaltes  $TS_{BB}$  durch den Überschußschlammabzug; Steuerung der Belüftung; Dosierung von Fällmitteln zur P-Entfernung. INTERAKTION ZWISCHEN ENTWURF UND BETRIEB WICHTIG; DER PLANER MUSS SICH AUCH MIT DEM ANLAGENBETRIEB BESCHÄFTIGEN!
- ♣ Wesentliches steuerndes Element: hoher  $TS_{BB}$ . Vorteile: Verhältnis von Nahrung zu Mikroorganismen klein, daher
  - > abbaubare organische C-Verbindungen entfernt;
  - > Schlammalter groß;
  - > Sicherheit für die Nitrifikation und die Entfernung biologisch langsam abbaubarer Stoffe größer als bei geringerem  $TS_{BB}$ ;

- > höherer  $O_2$ -Verbrauch günstig für die Denitrifikation;
- > gute Denitrifikation günstig für die biologische Phosphorentfernung;
- > große Fe-hältige Schlammmasse bietet Puffer gegen P-Stöße bei Fällungsreinigung;
- > Erfahrung zeigt: höherer  $TS_{BB}$  trägt zu einem niedrigeren ISV (Schlammindex, Maß für das Absetz- und Eindickverhalten) bei.

♣ Vorläufige Folgerungen:

- Für den Betrieb einen hohen Schlammgehalt anstreben.
- Für ausreichende Sauerstoffversorgung sorgen.

Zweck der Umsetzungen und deren wesentliche steuernden Elemente in der Nachklärung:

♣ Trennen des belebten Schlammes vom gereinigten Abwasser (Absetzen des Schlammes) durch

- > Bildung großer, kompakter Flocken (-> wesentlich -> ISV möglichst klein);
- > eine möglichst große Sinkgeschwindigkeit  $v_s$  (unbehinderte Absetzphase)  $\approx$  umgekehrt proportional VSV und ISV; für gleichen Schlamm bzw. gleiche Flockungs- und Absetzeigenschaften:  $VSV \cdot v_s \approx$  konstant;
- > eine Sinkgeschwindigkeit  $v_s$ , die größer ist als das maximale  $q_A$  (hier geht der max. Zulaufvolumenstrom und die Beckenoberfläche in die Bemessung ein); maßgebend für den Betrieb der Nachklärung:  $q_A \cdot VSV = q_{SV}$ ; Erfahrungswert für horizontal beschickte Nachklärbecken:  $q_{SV} \leq 450 \text{ l/m}^2 \cdot \text{h}$  bei max.  $q_A$ ; Beispiel (rechnerisch):  $VSV = 500 \text{ ml/l}$ ,  $ISV = 80 \text{ ml/g}$ , max.  $q_A = q_{SV}/VSV = 450/500 = 0,9 \text{ m/h}$ , max.  $TS_{BB} = 500/80 = 6,3 \text{ kg/m}^3$ ; qualitative Beobachtungen aus der Praxis: Schlammabtrieb auf Anlagen bei RW-Zufluß, bei denen  $TS_{BB}$  (deutlich) über dem vorstehend ausgewiesenen Wert liegt.

**Folgerung:** Aus Gründen der Regenwettersituation bei Mischkanalisation kann  $TS_{BB}$  nicht nur wie vorstehend für die Auslegung und den Betrieb des Belebungsbeckens beschrieben möglichst groß gewählt werden, sondern muß auch nach oben begrenzt werden. In A131(neu) wurde dies mit maximal 4,5 g/l festgelegt; dieser Wert darf jedoch nicht als "sakrosankte



Begrenzung" nach oben aufgefaßt werden, denn es gilt auch bei A131 (neu), daß durch Messungen gesichert erfaßte Erfahrungswerte auf einzelnen Anlagen bei der Erweiterung dieser Anlagen als fundierter anzusehen sind als die allgemeinen Erfahrungswerte im Arbeitsblatt.

\* Eindickung, Räumung und Rückführung des belebten Schlammes, Zwischenspeicherung von Schlamm bei Erhöhung des Zu-  
lauf-Volumenstromes (RW-Fall), Vermeidung von Schlammab-  
treiben durch

-> eine ausreichende Tiefe der Nachklärung. Die ausrei-  
chende Tiefe sichert nicht nur die Eindickung, sondern  
vor allem auch die Zwischenspeicherung (Verlagerung)  
von Schlamm aus dem Belebungsbecken in das Nachklär-  
becken, aber auch die Verringerung der Tendenz zum  
Schlammabtrieb.

-> eine Anpassung der Rücklaufschlammförderung an den Zu-  
laufvolumenstrom. Ein Beispiel:  $\max TS_{RS} \approx 1300/ISV$  für  
eine Eindickzeit von ca. 2h;  $q_A = 0,69 \text{ m/h}$  mit  $RV = 0,6$   
im Regenwetterfall;  $TS_{BB} = 6,0 \text{ kg/m}^3$ ; Massenbilanz:  
 $q_A \cdot (1+RV) \cdot TS_{BB} = RV \cdot q_A \cdot TS_{RS}$ ; in Zahlenwerten:  
 $0,9 \cdot 1,6 \cdot 6,0 = 8,6 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 16,0 = 8,6$  --> Gleichge-  
wicht erreicht.

Im Trockenwetterfall bei z.B.  $q_A = 0,4 \text{ m/h}$ ,  $RV = 1,0$   
und  $TS_{RS} = 12,0 \text{ kg/m}^3$  (Eindickzeit 0,5h - 1,0h, siehe  
Abbildung 2 in A131(neu)) ergibt sich die Massenbilanz  
(Zahlenwerte) zu  $0,4 \cdot 2,0 \cdot 6,0 = 1,0 \cdot 0,4 \cdot 12,0 = 4,8$ .

-> eine ausreichende Schlammräumung (Ausbildung und Be-  
trieb der Schlammräumeinrichtungen). Die Schlammräumung  
wird bei horizontal durchströmten Becken i.a. nur einen  
Anteil des Rücklaufschlamm-Trockensubstanzgehaltes bzw.  
des Rücklaufschlamm-Volumenstromes zur Verfügung stel-  
len können, der Rest tritt als "Kurzschlußströmung"  
in das Nachklärbecken ein. Aus Gründen der Massenbilanz  
muß der eingedickte, durch die Schlammräumeinrichtungen  
beförderte Trockensubstanzgehalt an der Beckensohle  
( $TS_{BS}$ ) größer sein als  $TS_{RS}$ . Dennoch sollte die  
Schlammräumeinrichtung auf den gesamten, aus dem Nach-  
klärbecken rückgeführten Schlammvolumenstrom ausgelegt  
werden. Bei nicht ausreichender Räumung des abgesetzten

Bodenschlammes steigt der Schlamm Spiegel und es besteht die Gefahr des Schlammabtriebes, vor allem bei Regenwetterzufluß. Bezüglich der Schlammräumsysteme für Nachklärbecken von Belebungsanlagen siehe ATV-Fachauschuß 2.5 (1988).

Fragen, die sich der Planer stellen muß:

- (1) Wie tief muß die Beckentiefe tatsächlich sein?

Hier eröffnet sich etwa folgendes Vorgehen: War die alte Bemessung (A131(alt), Fleckseder (1989) oder ein anderes Vorgehen) ausreichend (Nachweis bezüglich der Erweiterung am Standort durch eine gesicherte Dokumentation über den Anlagenablauf bei Untersuchungsbedingungen, die der künftigen Auslegungssituation entsprechen, siehe im Vergleich dazu Kroiss, 1989), oder ist die neue Bemessung (A131neu) doch wegen der eingangs genannten Ablaufsituation, auch ohne Untersuchungen, nicht doch zweckmässigerweise anzuwenden?

Aus Gründen der Absicherung der Anlagen in die Zukunft hinein kann es günstig sein, die gemäß A 131(neu) für ein bestimmtes  $q_A$  gewählte Beckentiefe - so am Standort möglich - durch eine größere Beckenoberfläche bei einer Beckentiefe von  $\approx 3,0$  m zu substituieren, da - wie dies das eingangs aufgeführte Rechenbeispiel ja zeigt - die Bemessung ja auch anhand der hydraulischen Aufenthaltszeit (ca. 4,0 bis 4,5 h bezogen auf  $maxQ$ ) erfolgen kann. Von der Anlagengestaltung her bedeutet eine größere Beckenoberfläche die Möglichkeit, die Becken in eine größere Zahl voneinander unabhängig betreibbarer Einheiten zu gestalten. Dies erhöht die Verfügbarkeit der Anlage, bedeutet aber auch gleichzeitig eine Ausweitung der Schlammräumkapazität, da diese innerhalb gewisser Grenzen proportional zur Beckenoberfläche ist.

- (2) Wurde die Anpassung der Rücklaufschlammförderung an die Veränderung des Zulaufvolumenstromes berücksichtigt?
- (3) Wurde die Schlammräumeinrichtung auf die Bewältigung eines ausreichend großen Schlammvolumenstromes hin ausgelegt?

Zusätzliche generelle Aussagen bezüglich der Nachklärung.

- (1) Es spielt außer den vorstehend genannten Punkten und der Bemessung vor allem auch die konstruktive Gestaltung der Nachklärbecken eine ganz zentrale Rolle. Auf die konstruktive Gestaltung wurde in Fleckseder (1989) verwiesen, sie ist aber auch aus anderer Literatur ablesbar.
- (2) Es ist zweckmässig, den Schlamm Spiegel in der Nachklärung zu beobachten und daraus die erforderlichen Schlüsse zu ziehen. Bei Anlagenerweiterungen, bei denen nicht allgemeine Erfahrungswerte gemäß A131(neu), sondern durchaus auch standorttypische Werte in die Entscheidungsfindung mit eingehen können, ist die (kontinuierliche) Beobachtung des Schlamm Spiegels schon vor der Anlagenerweiterung zweckmässig, sie sollte jedoch nach Anlagenerweiterung auf jeden Fall vorgenommen werden. Im Anlagenbetrieb muß bei hohem Schlamm Spiegel vermehrt Überschußschlamm abgezogen werden, u.U. muß auch die Schlammräumeinrichtung "nachgebessert" werden.
- (3) Es muß alles daran gesetzt werden, um niedrige Schlammindizes zu haben. Dazu siehe z.B. Matsché (1989).

Literatur

- ATV - Fachausschuß 2.5 (1988): Schlammräumsysteme für Nachklärbecken von Belebungsanlagen. KA, 35, 263-274.
- ATV, ed. (1991): Arbeitsblatt A131 - Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5.000 Einwohnergleichwerten. 22p.
- Fleckseder, H. (1989): Nachklärbeckenausbildung und Bemessung. Wiener Mitteilungen - Wasser, Abwasser, Gewässer, Bd. 81, N-1 - N-32.
- Kroiss, H. (1989): Ermittlung der Bemessungsgrundlagen für die Planung von Abwasserreinigungsanlagen. Wiener Mitteilungen - Wasser, Abwasser, Gewässer, Bd. 81, J-1 - J-24.
- Matsché, N.: Mikrobiologie beim Belebungsverfahren. Wiener Mitteilungen - Wasser, Abwasser, Gewässer, Bd. 81, F-1 - F-39.

## KLÄRANLAGE WOLFGANGSEE - ISCHL

St. Keil und O. Nowak

### 1. EINLEITUNG

Der Reinhaltverband Wolfgangsee - Ischl ist der größte über zwei Bundesländer reichende Abwasserverband Österreichs und umfaßt mit dem Wolfgangsee und der Gegend um Bad Ischl eines der bedeutendsten und schönsten Fremdenverkehrszentren Österreichs.

Obwohl im Jahr 1970 von zwei der drei Wolfgangseeanrainergemeinden Kläranlagen errichtet wurden, wurde von den Verantwortlichen sehr bald erkannt, daß nur eine überregionale Lösung des Abwasserproblems sinnvoll ist. Dies insbesondere deshalb, weil die beiden erwähnten Kläranlagen der Gemeinden Strobl und St. Wolfgang zwar beide am Auslauf des Wolfgangsees, links- und rechtsufrig des Ischlflusses - auf oberösterreichischem und salzburgerischem Gebiet - gelegen waren, aber dennoch nur ein Teil der in den jeweiligen Gemeindegebieten anfallenden Abwässer entsorgt werden konnte.

Nachdem im Jahre 1976 noch St. Gilgen als dritte Seegemeinde für eine Mitgliedschaft gewonnen werden konnte, wurde der Reinhaltverband Wolfgangsee-Ischl mit folgenden Mitgliedern gegründet:

- Land Oberösterreich (63%): Bad Ischl (49%)  
St. Wolfgang (14%)
- Land Salzburg (27%) : St. Gilgen (24%)  
Strobl (13%)

# Reinhalverband Wolfgangsee-Ischl

Verbandsgebiet

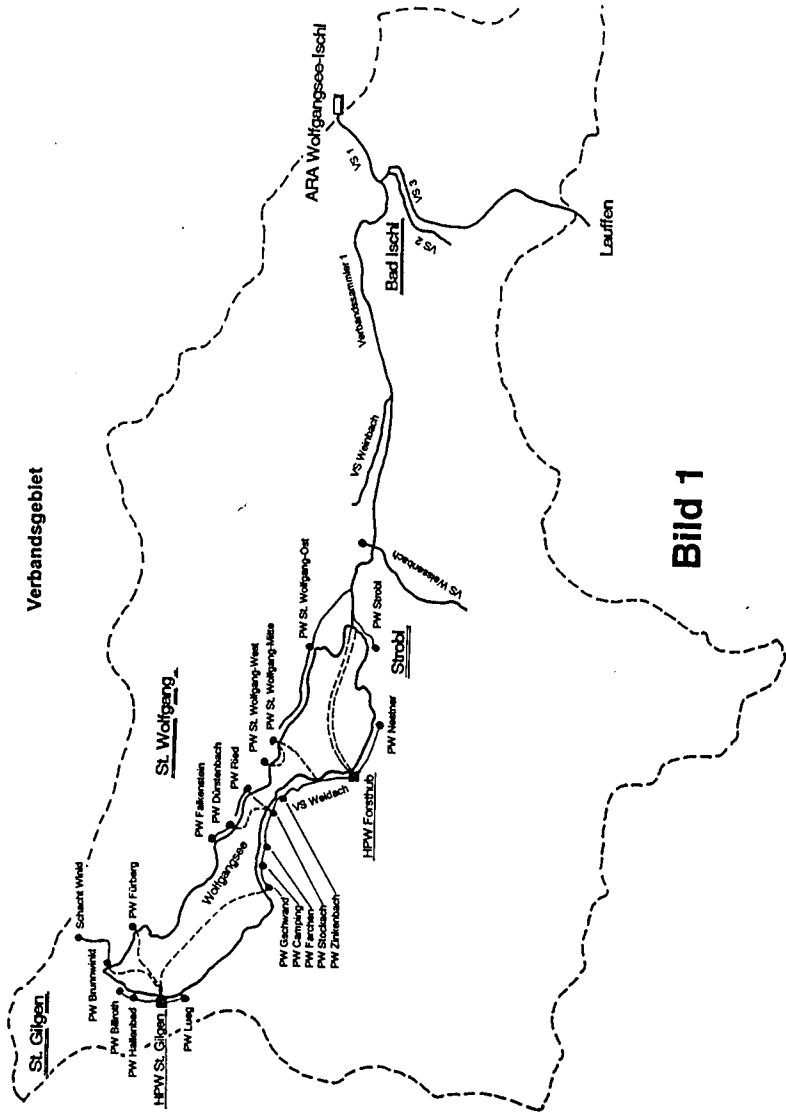


Bild 1

Die primäre Vorgabe war die Erstellung eines Sanierungsplanes gem. § 92 WRG 1959, der die Reihenfolge und die Art der zu treffenden Maßnahmen festlegen sollte. Das Ziel dieses Sanierungsplanes war naturgemäß die Reinhaltung der Gewässer im Verbandsgebiet und dadurch bedingt die Forderung nach Errichtung von Abwasserableitungs- und Abwasserreinigungsanlagen.

Nach dem Vorliegen des Sanierungsplanes wurde 1979 der Verbandszweck auch auf die Ausführung und den Betrieb der im Sanierungsplan enthaltenen Verbandsbauten, die im folgenden etwas näher betrachtet werden sollen, ausgedehnt.

## 2. SAMMLER, PUMPWERKE, ABWASSERABLEITUNG

Nach dem Vorliegen der Detailprojekte und die Sicherung der Finanzierung (Gesamtbaukosten 435 Mio.öS), vorwiegend aus Mitteln des WWF wurden 1983 zwei Bauabschnitte in Angriff genommen:

BA 02: Verbandskläranlage in Bad Ischl (160 Mio.öS)

BA 03: Verbandssammler, Pumpwerke, See- und Landdruckleitungen (245 Mio.öS)

Bild 1 zeigt die Verbandsanlagen um den Wolfgangsee.

2.1 Verbandssammler: - 7 Verbandssammler, Gesamtlänge 33 km, Durchmesser 20 cm bis 2m.

2.2 Pumpwerke : - 21 Pumpwerke mit 2500 m<sup>3</sup> Retentionsraum davon:

- 2 Hauptpumpwerke (Forsthub, St. Gilgen)
- 8 Seepumpwerke
- 11 Landpumpwerke

2.3 See- und Landdruckleitungen:

- Seeleitungen, Gesamtlänge 19 km, Durchmesser 15 bis 40 cm.
- Landdruckleitungen, Gesamtlänge 10 km, Durchmesser 13 bis 30 cm.

Um den Wolfgangsee wird das Abwasser im Trennsystem gesammelt und von den um den See angeordneten Pumpwerken durch See- und Landdruckleitungen bis zum Seeauslauf nach Strobl befördert. Von hier führt der Verbandssammler 1 mit einer Länge von 14 km durch das Ischltal bis zur ARA. Durch diesen Kanal wird das gesamte Ischltal entsorgt. Ebenso münden noch mehrere größere Verbandssammler, vor allem in Bad Ischl ein.

### 3. WASSERRECHTSBESCHEID

Für die Detailplanung und Auslegung der Kläranlage Rettenbach, ca. 2 km unterhalb der Stadt Bad Ischl am rechten Traunufer gelegen, wurden von der Wasserrechtsbehörde laut Bescheid vom 24. Oktober 1984 die im folgenden, zum damaligen Zeitpunkt durchaus üblichen Grenzwerte als Maxime für die Einleitung der biologisch gereinigten Abwässer in die Traun und in weiterer Folge in den Traunsee gefordert.

#### 3.1 In quantitativer Hinsicht

- Trockenwetterabfluß max. 17.500 m<sup>3</sup>/d bzw. 270 l/s  
(bei Ausbaugröße 100.000 EGW)  
1. Ausbaustufe 67.000 EGW, dementsprechend wird der Trockenwetterabfluß mit 11.600 m<sup>3</sup>/d bzw. 180 l/s begrenzt.
- Regenwetterzufluß zur ARA bis 540 l/s, die durch das Mischkanalsystem in Bad Ischl und im Wolfgangtal mehr zur ARA gelangende Wassermenge von bis zu 420 l/s muß über ein Regenbecken geleitet werden und darf nach 20-minütiger Absetzzeit vorgeklärt in den Vorfluter eingeleitet werden.

#### 3.2 In qualitativer Hinsicht

- Absetzbare Stoffe im Ablauf nach 2 h Absetzzeit: < 0,3 ml/l
- BSB<sub>5</sub> im Tagesmittel < 20 mg/l  
Bei Stichproben müssen 80% der Werte unter 25 mg/l liegen.

- P-Konzentration im Ablauf < 1 mg/l  
P-Fracht im Ablauf < 17,5 kg/d
- Im Vollausbau darf die Ablauffracht an organ. Schmutzstoffen, gemessen am BSB<sub>5</sub> 350 kg/d, in der 1. Ausbaustufe 232 kg/d nicht überschreiten.
- Der pH-Wert im Ablauf muß zwischen 6,5 und 8,5 liegen.

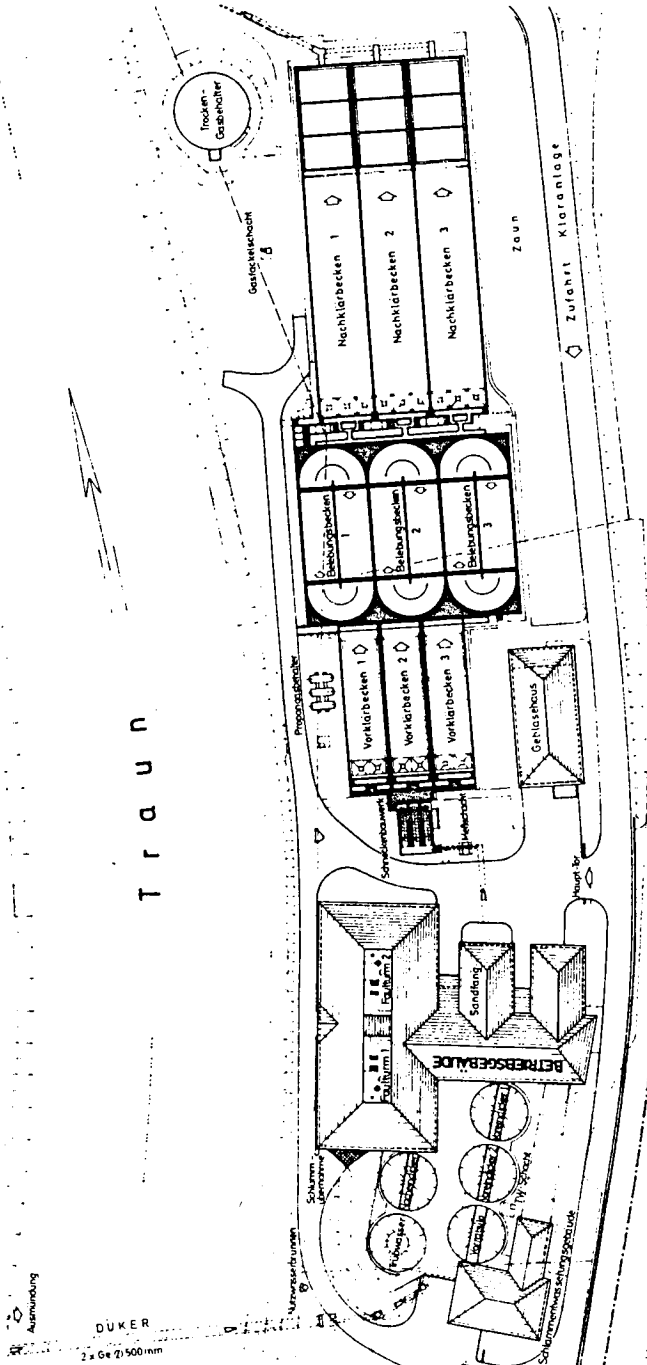
Auf andere, aus heutiger Sicht nicht mehr wegzudenkender Grenzwerte für andere Abwasserinhaltsstoffe wurde zum damaligen Zeitpunkt noch nicht eingegangen, so wurden CSB, TOC oder N-Verbindungen nicht erwähnt.

Tabelle 1 zeigt noch einmal die vorgeschriebenen Einleitungsbestimmungen im Vergleich zu den künftig geltenden Grenzwerten.

**Tabelle 1 Einleitungskriterien**  
**ARA Wolfgangsee**

	Bewilligte Werte, wr.-Bescheid 84	Maßg.Werte gem.EVO 1991 ab 1997	Maßg.Werte gem.EVO 1991 ab 2001
BSB5	20	20	15/Abbau 95%
CSB	-	-	75/Abbau 85%
TOC	-	-	25/Abbau 85%
NH4-N	-	-	5 (t>12°C)
Gesamt-N-Entf. t >12°C	-	-	70 %
Gesamt-N-Entf. t = 8-12° C	-	-	60 %
P	1	0,3/ Abb.85%	0,3/Abb.85%





Traun

ÖBB - Stainach Irnding - Schärding

Bild 2

Ausmündung

DUKER

1:1 Ge 1:500 mm

Nutzkärferunden

Säurefällfällung

Fällfällung

Fällung

BETRIEGSGEBÄUDE

Sandfang

Vorklärbecken 1

Vorklärbecken 2

Vorklärbecken 3

Belebungsbecken 1

Belebungsbecken 2

Belebungsbecken 3

Nachklärbecken 1

Nachklärbecken 2

Nachklärbecken 3

Zaun

Zufahrt Klaranlage

Trocken-Gabehalter

Gestühlswach

Gestühlshaus

Prozessgebäude

Sondbehälter

Pumpen

Schlammverfestigungsbecken

#### 4. DIE ARA WOLFGANGSEE - ISCHL

Bild 2 zeigt im Überblick die wichtigsten Teile der ARA Wolfgangsee-Ischl.

##### 4.1 Mechanische Reinigung

- Regenbecken ( $1000 \text{ m}^3$ ), Traundückerleitung ( $d = 2 \times 500 \text{ mm}$ )
- Rechenanlage, 2 Gegenstromrechen ( $s = 25 \text{ mm}$ ), Förderband, Rechengutpresse
- Sandfang, 2-straßig, mit Leichtstoffabscheider, belüftet, Längsräumer
- Vorklärung ( $3 \times 400 \text{ m}^3$ ), Längsbecken mit Brückenräumer, beheizbare Fahrbahn

##### 4.2 Biologische Reinigung

- Belebungsbecken ( $3 \times 1730 \text{ m}^3$ ), Umlaufbecken, feinblasige Druckbelüftung (Schlauchbelüfter), einzeln zuschaltbar. Zusätzliche Umwälzung durch Rührwerke  
Belüftungsaggregate:
  - 2 Drehkolbengebläse mit E-Antrieb (45 kW)
  - 2 detto mit Gasmotor (70 kW)
- Nachklärbecken ( $3 \times 1900 \text{ m}^3$ ), Längsbecken mit Kettenräumer, keine Schwimmschlammräumung !, Rückschlammförderung durch 3 Schneckenpumpen (90 bis 540 l/s)

##### 4.3 Phosphatfällung

Zugabe von verschiedenen Eisensalzen ( $\text{FeClSO}_4$ ,  $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ ) in den Zulauf zur Belebung und zur Nachklärung möglich.  
Eigene Lösestation für festes Eisensalz (Grünsalz), Abgabe an benachbarte Anlagen möglich.

#### 4.4 Schlammbehandlung

Der in der Vorklärung anfallende Rohschlamm wird von Längsräumern in die Schlammtrichter befördert und von dort in einen der beiden vorhandenen Voreindickern gepumpt.

Der in der Nachklärung anfallende Überschussschlamm und Schwimmschlamm gelangt ebenfalls über die Vorklärbecken in die Eindicker.

Eingedickt auf ca. 3 - 5 % TS wird der Schlamm über einen Spiralwärmetauscher in den Faulbehälter gepumpt. Die beiden Faultürme (je 3.500 m<sup>3</sup>) werden hintereinander gefahren. Über externe Wärmetauscher wird Überschußenergie aus der Abwärme der Gasotomotoren an den Schlamm abgegeben. Zusätzlich ist eine interne Umwälzung durch Faulschlammischer möglich, etwaiger Schwimmschlamm wird dadurch zerstört.

Der ausgefaulte Schlamm (Glührückstand 45 %) wird in einem Nacheindicker auf bis zu 9 % TS eingedickt und mittels einer Kammerfilterpresse entwässert.

Als Flockungsmittel haben sich sowohl Polyelektrolyte (TS 40 %), als auch Eisen und Kalk bewährt (TS 42 %).

Da der gepreßte Schlamm auf der eigenen, wasserrechtlich genehmigten Zwischendeponie gelagert werden kann, mußte das Pressen unter Verwendung von polymeren Flockungsmitteln beendet werden. Die zu geringe Scherfestigkeit des so gepreßten Klärschlammes verursachte große Schwierigkeiten beim Deponiebetrieb.

Obwohl der auf der ARA Wolfgangsee-Ischl anfallende Klärschlamm nur geringe Schwermetallgehalte aufweist (150 mgPb/kg; 1,5 Cd; 37 Cr; 280 Cu; 18 Ni; 3,5 Hg; 1325 Zn), und auch die AOX-Grenzwerte weit unterschritten werden, ist infrastrukturell bedingt, eine landwirtschaftliche Verwertung

nicht möglich. Eine Verwertung des Klärschlammes wäre demnach nur bei Rekultivierungsmaßnahmen (z.B. Forststraßen) denkbar.

Da in Oberösterreich nach Inkrafttreten des neuen Bodenschutzgesetzes 1991 nun auch die Aufbringung auf nicht landwirtschaftlich verwendete Flächen eine Bodenbeprobung bedingt und die Aufbringungsmengen mit 10 t TS/(ha·3 a) begrenzt sind, bleibt dem Betreiber somit nur die Deponierung oder Verbrennung über.

Erfolgversprechende Versuche der Klärschlammkompostierung, wodurch zumindest für einen, wenn auch nur geringen Teil der anfallenden Schlammmenge eine Entsorgungsmöglichkeit gegeben wäre, wurden wieder aufgegeben. Im Bodenschutzgesetz wird Klärschlammkompost mit Klärschlamm und Müllkompost gleichgestellt.

Hier geht der Appell an alle Fachleute und politischen Verantwortlichen, den Anlagenbetreibern sinnvolle Lösungen anzubieten, sowie österreichweit den gleichen Maßstab anzuwenden.

In Tabelle 2 sind die Auslegungsdaten der ARA angeführt.

Tabelle 2: AuslegungsdatenARA Wolfgangsee-Ischl

Trockenwetterzulauf	m <sup>3</sup> /d bzw. l/s	17.500 bzw.270
Regenwetterzulauf	l/s	540
Schmutzfracht BSB5	kg/d	6.000
Einwohnergleichwerte	EGW	100.000
<u>Mechan. Reinigung</u>		
Regenüberlaufbecken	m <sup>3</sup>	1.000
Gegenstromrechen	s	25 mm
Sandfang, belüftet	m <sup>3</sup>	2x65
Schneckenpumpwerk	l/s	3x180
Vorklärbecken	m <sup>3</sup>	3x400
<u>Biolog. Reinigung</u>		
Belebungsbecken	m <sup>3</sup>	3x1.730
Raumbelastung	kgBSB5/m <sup>3</sup> .d	0,77
Schlammbelastung	kgBSB5/kg.d	0,23
Nachklärbecken	m <sup>3</sup>	3x1.930
RS-Pumpwerk	l/s	3x180
<u>Schlammbehandlung</u>		
Voreindicker	m <sup>3</sup>	2x290
Frischschlammfall	kgFS/d	7.900
Faulschlammfall	kgTS/d	5.500
Faultürme	m <sup>3</sup>	2x3.500
Klärgasanfall	m <sup>3</sup>	3.000
Nacheindicker	m <sup>3</sup>	290
Trübwassersilo	m <sup>3</sup>	290
Gasbehälter	m <sup>3</sup>	1.000
Kammerfilterpresse	m <sup>3</sup>	1,7
<u>Sonst. Techn. Daten:</u>		
Zulaufmessung		
IDM	Ø mm	500
Belüftung Biologie		
2 Gasmotoren-Gebläse	KW	70
2 E-Motor-Gebläse	KW	45
6 Umwälzpropeller	KW	2
2 Verbindungspropeller	KW	4
Herstellungskosten	Mio	160

## 5. WAS BEDEUTEN DIE WRG-NOVELLE 1990 UND DIE DAZUGEHÖRIGEN EMISSIONSVERORDNUNGEN IN TECHNISCHER HINSICHT ?

Grundsätzlich muß festgehalten werden, daß die Anlage natürlich nicht dem nunmehr proklamiertem Stand der Technik entspricht, der Planung lagen ja die im Wasserrechtsbescheid geforderten Werte zugrunde. Im folgenden soll die mögliche Einhaltung und gegebenenfalls die Uneinhaltbarkeit der EVO 180 diskutiert werden:

### 5.1 Abbau und Emission von C-Verbindungen

In bezug auf die emittierten Kohlenstoffverbindungen CSB, BSB<sub>5</sub>, TOC traten im Betrieb bis auf einige Ausnahmen keine Probleme auf. Das Verhältnis CSB/BSB<sub>5</sub> liegt im Mittel bei 1,5, wonach auch bei allenfalls möglichen CSB-Steigerungen, die beim weiteren Ausbau des Kanalnetzes durch den Anschluß von einigen Industriebetrieben möglich sind, keine Schwierigkeiten zu erwarten sein werden.

### 5.2 Abbau und Emission von N-Verbindungen

Die in den Emissionsverordnungen für kommunales Abwasser vorgesehenen Ablaufgrenzwerte ( $\text{NH}_4\text{-N} < 5 \text{ mg/l}$ ) bedingen die weitgehende Nitrifikation bei Abwassertemperaturen über 12°C, die geforderte Stickstoffentfernung von 70 bzw. 60% bei Temperaturen zwischen 8 und 12°C bedingt aber ebenfalls vorangegangene Nitrifikation (SVARDAL, 1991).

Durch die relativ geringe Auslastung während der Wintermonate (bezogen auf die Schmutzfracht, ca.1/3) und einem vergleichsweise hohem Schlammalter kann die Nitrifikation auch bei Temperaturen unter 8°C meistens gewährleistet werden. Bild 3 zeigt die Temperaturganglinie 1991 (Ablauf), aus der doch

ziemlich lange "schlechte Zeiten" für nitrifizierende Bakterien abzuleiten sind.

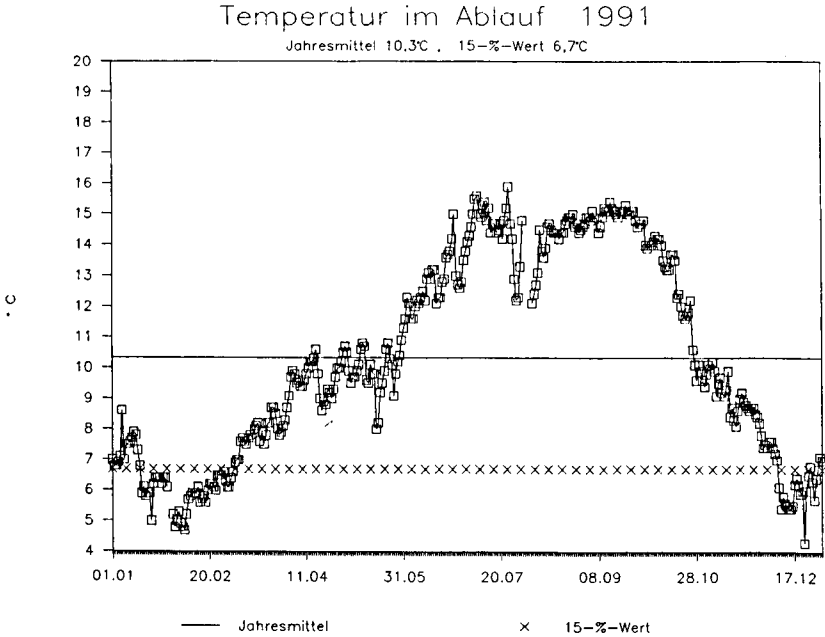


Bild 3 : Temperaturganglinie (Ablauf ARA) mit Jahresmittel und "15-%-Wert" (demnach lag die Ablauftemperatur an 15 % aller Tage des Jahres '91 unter 6,7°C)

In den Jahren 90 und 91 wurde versucht, durch verschiedene "Fahrweisen" der Biologie, bei möglichst günstigem Energieverbrauch, einen gleichmäßig guten Abbau von Kohlenstoff- und Stickstoffverbindungen zu erreichen.

Von den gefahrenen Betriebsarten sollen nun 3 Varianten näher betrachtet werden.

### 5.2.1 Intermittierende Belüftung von 3 parallel geschalteten Belebungsbecken

In Oberösterreich wurde schon ab 1982 begonnen, kleinere Anlagen bis 22.000 EGW mit simultaner Schlammstabilisierung zur gezielten Nitrifikation und Denitrifikation mit intermittierender Belüftung und von der Belüftung unabhängiger Umwälzung zu betreiben (MAYR, 1989).

Durch die guten Ergebnisse wurden in weiterer Folge auch konventionelle Anlagen mit Vorklärung und Faulräumen, wie die ARA Wolfgangsee-Ischl, für den intermittierenden Betrieb ausgerüstet.

Dazu ist es notwendig, feinblasige Belüftungssysteme, die beim Abschalten der Luftzufuhr nicht verstopfen können, einzubauen. Als Antriebsaggregate der Luftverdichter sind wegen der erforderlichen Belüftungspausen elektrische Antriebe gegenüber Verbrennungsmotoren zu bevorzugen.

Im Falle der ARA Wolfgangsee-Ischl entschied man sich für Schlauchbelüfter in allen drei Belebungsbecken, die Umwälzung nach dem Abschalten mit dem Ziel, den Belebtschlamm in Schwebe zu halten, erfolgt durch 2 Rührwerke pro Becken. Als Luftverdichter stehen 2 E-Gebläse und 2 Gasmotorgebläse zur Verfügung.

A.) Im relativ kurzen Versuchszeitraum vom 7.- 21.12.1990 wurde die Biologie wie folgt gefahren:

Nach den Abwasserhebewerken wurde der Abwasserstrom mehr oder weniger gleichmäßig auf 3 Vorklärbecken verteilt. Im gleichen Aufteilungsverhältnis erfolgte die Beschickung der Belebungsbecken, welche ebenso wie auch die anschließende Nachklärung hydraulisch getrennt wurden. Die Rücklaufschlämme wurden



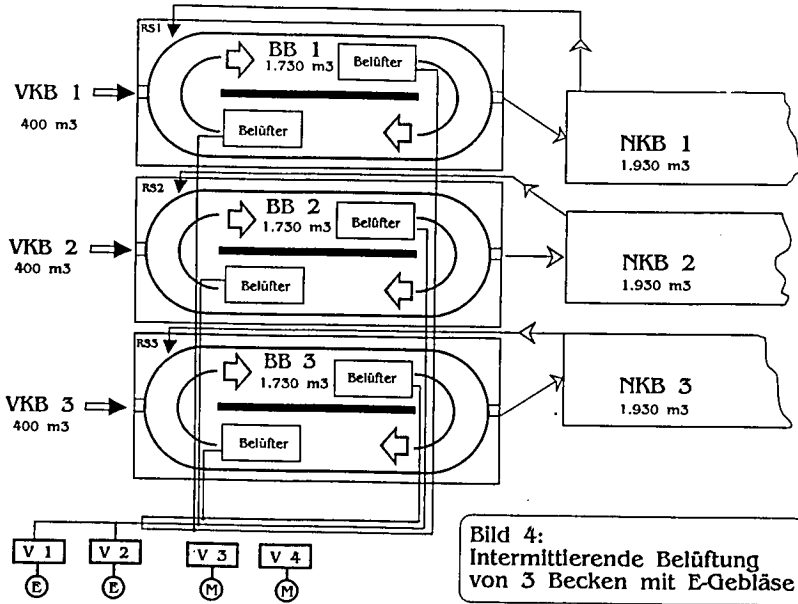
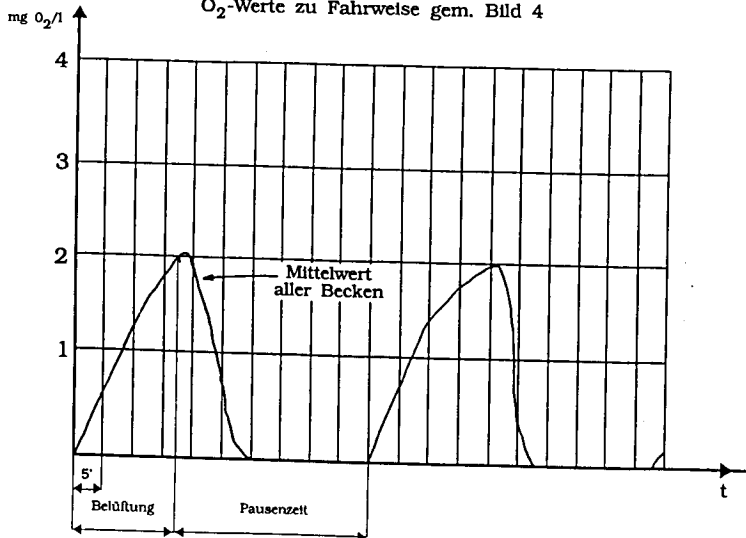


Bild 4 a:  
O<sub>2</sub>-Werte zu Fahrweise gem. Bild 4



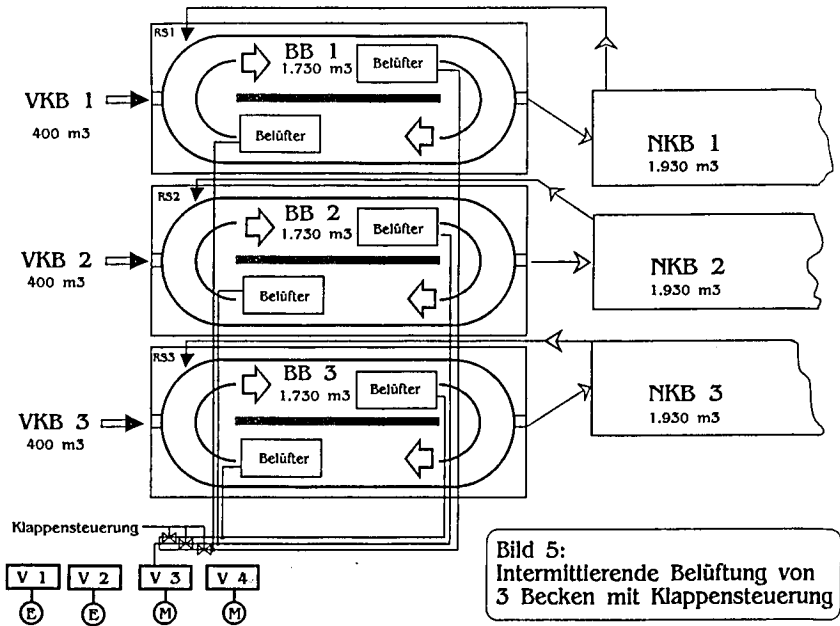
ebenso strikt getrennt. Pro Becken erfolgte eine Rücklaufförderung von 90 bzw. 180 l/s , was je nach Zulaufmenge einem Rückführverhältnis von 100 bis 250 % ergibt (Bild 4).

Die Belüftung aller 3 Becken erfolgte durch:

- Auflüftung auf einen O<sub>2</sub>-Gehalt von 2 mg/l (veränderbar)
- Abschalten der Belüftung (Atmung)
- Anoxische Phase (O<sub>2</sub> = 0, variable Pausenzeit, t = ca.30')
- Umwälzung aller Becken durch Rührwerke

Obwohl bei dem vorherrschenden Trockenwetterzufluß und den niedrigen Wassertemperaturen (6,9 - 7,9°C) ausreichend nitrifiziert wurde (NH<sub>4</sub>-N-Ablaufwert im Mittel 1,4 mg/l), traten Schwierigkeiten auf, die aber durch geeignete Maßnahmen beherrschbar sein müßten:

- 1.) Im Zulauf der Vorklärung sind Absperrschieber zum Zu- und Abschalten einzelner Becken installiert. Mit diesen Schiebern läßt sich eine gleichmäßige Mengenaufteilung des Abwasserstromes nur bedingt realisieren, d.h. es ist durchaus möglich, bei konstanter Zulaufmenge eine gleichmäßige Aufteilung zu treffen, bei sich ändernden Zulaufbedingungen ist dies jedoch nicht mehr möglich.
- 2.) Dadurch, daß mit 2 polumschaltbaren Drehkolbengebläsen in diesem Fall 3 Becken versorgt werden müssen, ist eine direkte Zuordnung der Luftmengen nicht möglich. Da zwar eine Luftmengenmessung, nicht aber eine Luftmengenregelung vorgesehen ist, mußte die Sauerstoffversorgung händisch geregelt werden, was wegen der unter Pkt. 1.) angeführten hydraulischen Schwankungen kaum möglich ist.
- 3.) Bedingt durch die Belüftungssteuerung nach dem gemittelten O<sub>2</sub>-Wert aller 3 Becken kam es anfänglich zu einer Unterversorgung eines Beckens, was zu einer Verminderung der BSB<sub>5</sub>-Reinigungsleistung führte (Tabelle 3).



**Bild 5:**  
Intermittierende Belüftung von 3 Becken mit Klappensteuerung

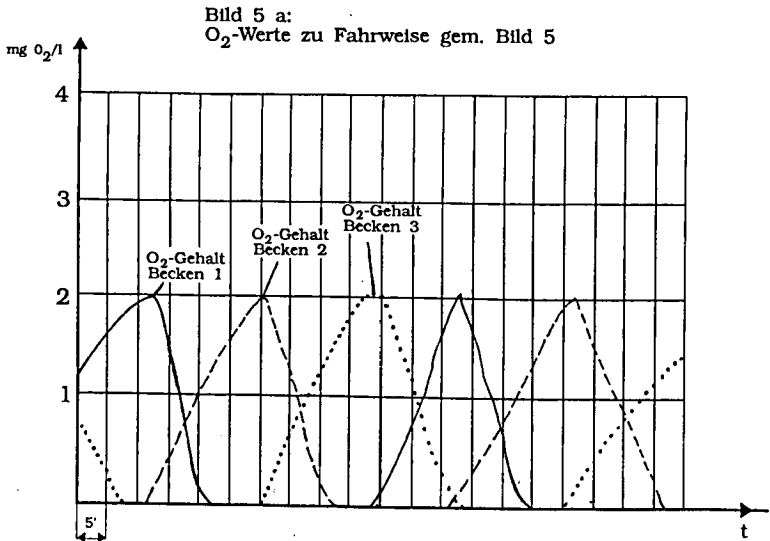


Tabelle 3: Mittelwerte 7.-21.12.1990

1990	Zulauf			Biologie Ablauf					
	$\dot{V}$	EGW	BSB	ts	Energie	NO <sub>3</sub> -N	NH <sub>4</sub> -N	NO <sub>2</sub> -N	P
	m <sup>3</sup> /d	l	%	d	kWh/kg	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
7.-21.12.	7.134	22.925	95,6	-	0,36	10,8	1,4	0,03	0,5

Nachdem schließlich stabile Verhältnisse (bedingt durch ständigen Trockenwetterzufluß) sowohl der Wasser-, als auch der Luftmengen erreicht werden konnten, kam es innerhalb weniger Tage bei beiden verwendeten Belüftungsaggregaten zu einem konstruktionsbedingten Wellenbruch. Notgedrungen mußte der Betrieb am 21.12. umgestellt werden.

B.) Bedingt durch den Ausfall der Elektrogebläse mußte im Zeitraum vom 22.12.90 bis 4.2.91 die O<sub>2</sub>-Versorgung der Biologie durch die Gasmotoren samt angekoppeltem Luftverdichter bewerkstelligt werden. Durch eine automatische Steuerung der Regelklappen wurden die einzelnen Belebungsbecken abwechselnd versorgt (Bild 5).

Wie in Bild 5a dargestellt erfolgte eine Auflüftung eines Beckens auf einen O<sub>2</sub>-Gehalt von 2 mg/l, während die beiden anderen Becken nicht mit O<sub>2</sub> versorgt, der Belebtschlamm aber durch die eingebauten Rührwerke in Schwebelage gehalten wurde. Nach dem Erreichen des max. gewünschten O<sub>2</sub>-Gehaltes erfolgte die Umschaltung auf das nächstfolgende Becken.

Dies ist jenes, welches als erstes der beiden nichtbelüfteten den anoxischen Bereich erreicht.

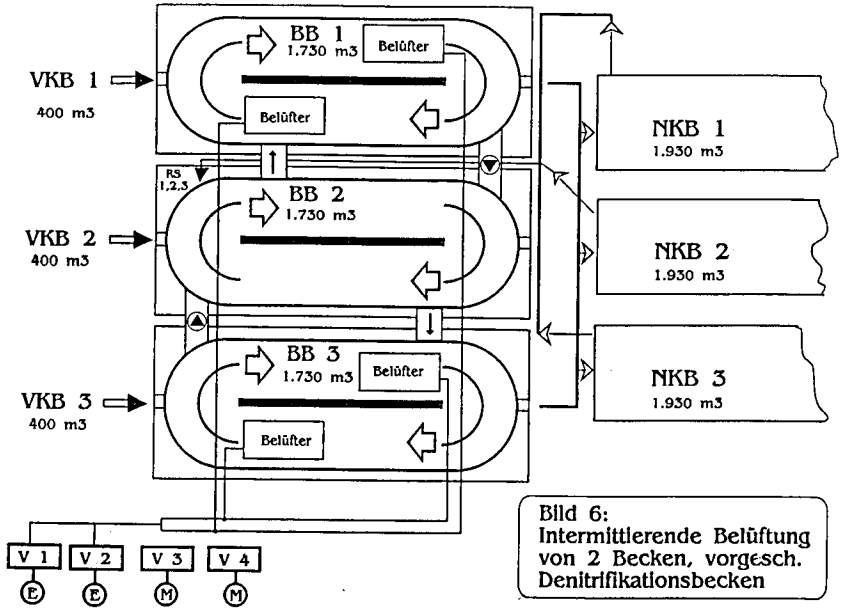
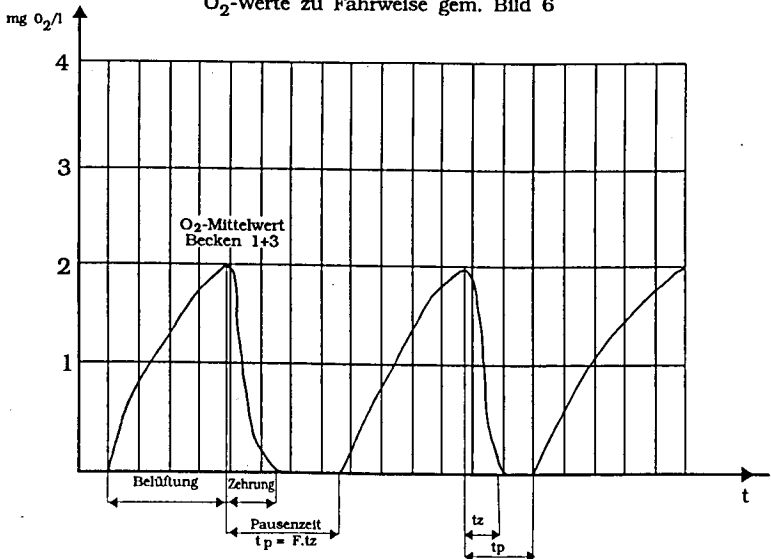


Bild 6 a:  
O<sub>2</sub>-Werte zu Fahrweise gem. Bild 6



Eine Pausenzeit ist hier nicht vorgesehen, was eine Stickstoffentfernung verhindert, durch das hohe Schlammalter konnte die Nitrifikation voll aufrecht erhalten werden.

Infolge der geringen Belastung im Versuchszeitraum (26.000 EGW) stellte sich des öfteren der Fall ein, daß nach dem Erreichen des oberen Grenzwertes im belüfteten Becken keines der beiden anderen Sauerstoffbedarf signalisierte und die Steuerung den Motor abstellt.

Dies ist zwar ab und zu zu tolerieren, häufiges Abstellen des Motors sollte jedoch vermieden werden.

#### 5.2.2 Intermittierende Belüftung in 2 parallel geschalteten Becken in Kombination mit vorgeschaltener Denitrifikation in einem Becken

Im März 91 konnte wieder auf den Betrieb mit E-Gebläsen, wie in Bild 6 ersichtlich, umgestellt werden:

Nach der Vorklärung fließt das gesamte Abwasser in das mittlere Umlaufbecken, in das auch der gesamte aus der Nachklärung anfallende Rücklaufschlamm (100 bis 250 % des Zulaufes) rückgeführt wird.

Durch über Zeitrelais gesteuerte Schlammrührwerke wird nitrathaltiger Schlamm aus den beiden äußeren Becken rückgeführt (ca. 300 %). Zwei Rührwerke halten den Schlamm in Schwebe und sorgen für die nötige Umwälzung. Über 2 Verbindungsöffnungen gelangt der Abwasserstrom in die beiden äußeren Becken, wo der Sauerstoffeintrag intermittierend erfolgt.

Im Gegensatz zu den in Pkt. 5.2.1.A aufgezeigten Schwierigkeiten bezüglich der Mengenaufteilung gibt es hier keine

Probleme: die Luftzufuhr, die durch die Gebläse bewerkstelligt wird, ist durch gelegentliches Nachregulieren von Hand auch relativ gleichmäßig verteilbar.

Die Bestimmung der Belüftungspausen erfolgt nunmehr belastungsabhängig nach dem Mittelwert der  $O_2$ -Gehalte. Nach dem Erreichen des eingestellten Maximalwertes wird die Belüftung abgeschaltet. Die "Zehrzeit", gemessen an der Zeit, in der der  $O_2$ -Gehalt von 2,0 auf 0,1 mg/l zurückgeht, wird mit einem einstellbaren Pausenfaktor multipliziert und nach Ablauf der so ermittelten Pausenzeit erfolgt eine neuerliche Belüftung.

Diese Fahrweise wurde ab März 1991 das ganze Jahr über beibehalten, wobei vor allem in den Sommermonaten Juli und August, wo fremdenverkehrsbedingte Belastungsspitzen auftreten, eine vollständige Nitrifikation bei weitgehender Stickstoffentfernung erreicht werden konnte. In Tabelle 4 sind die Monatsmittelwerte von 1991 angeführt.

Eine Eigenüberwachung der Gesamtstickstoffablaufwerte war bis vor kurzem nicht möglich, wird aber im heurigen Jahr unter Beibehaltung dieser Fahrweise durchgeführt, um genauere Aussagen über die Gesamtstickstoffentfernung machen zu können.

Wie der Tabelle 4 entnehmbar und im weiteren noch ausgeführt (Pkt. 7), kam es im Oktober 1991 zu einem teilweisen Verlust der Nitrifikation und vereinzelt auch zu Schwierigkeiten bei der  $BSB_5$ -Entfernung.

Durch das Fehlen einer Schwimmschlammräumung auf den Nachklärbecken ist die Entfernung der zeitweise auftretenden, Schwimmschlamm bildenden Fadenorganismen aus dem Schlammkreislauf nicht möglich, was zu einer Verschlechterung der Ergebnisse führen kann.

Tabelle 4: Monatsmittelwerte 1991

1991	Zulauf			Biologie Ablauf					
	$\dot{V}$	EGW	BSB	ts	Energie	NO <sub>3</sub> -N	NH <sub>4</sub> -N	NO <sub>2</sub> -N	P
	m <sup>3</sup> /d	l	%	d	KWh/kg	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
Jan	9.184	24.837	99,0	56	-	16,2	0,3	0,03	0,6
Feb	6.276	27.018	99,5	52	-	24,9	0,1	0,03	0,6
März	8.918	24.594	98,9	33	-	16,3	1,3	0,03	0,7
Apr	6.407	25.978	99,0	64	0,44	6,6	0,8	0,06	0,9
Mai	13.020	31.393	98,4	33	0,42	4,3	0,8	0,06	0,7
Juni	11.155	32.406	93,4	34	0,51	5,8	0,5	0,05	0,8
Juli	18.344	41.831	98,3	-	0,51	4,3	1,2	0,09	0,8
Aug	17.622	42.545	98,0	-	0,51	3,8	0,6	0,06	0,6
Sep	8.246	29.772	98,6	-	0,63	3,3	0,7	0,06	0,5
Okt	7.257	25.316	98,1	-	0,52	8,5	2,9	0,08	0,5
Nov	8.236	23,773	97,5	-	0,32	1,9	6,3	0,12	0,5
Dez	12.920	32,030	97,0	-	0,36	1,5	6,2	0,04	0,5



### 5.3 Abbau und Emission von P-Verbindungen

Die in den Emissionsverordnungen festgelegten Grenzwerte für die Einleitung von P-Verbindungen für Kläranlagen im Einzugsgebiet von Seen über 30.000 EGW im Jahresmittel trifft den RHV Wolfgangsee-Ischl am unmittelbarsten. Die ARA Wolfgangsee-Ischl ist die einzige Anlage Oberösterreichs, die aufgrund der Emissionsverordnung diese Auflagen einzuhalten hat.

Ab 12.4.97 ist demnach ein Grenzwert von 0,3 mg P/l die zu erreichende Vorgabe, was mit der zur Zeit mit gutem Erfolg praktizierten Simultanfällung keinesfalls zu erreichen sein wird.

Die momentan mit 1 mg Gesamt-P/l einzuhaltende Ablaufkonzentration wird durch die simultane Beigabe von Eisensulfat erreicht, bei hoher Überdosierung sind realistisch Werte zwischen 0,4 und 0,6 mg/l erreichbar.

Fast neidvoll blickt man gerade aus der Sicht des betroffenen Betreibers in die benachbarte Schweiz, wo im Seeneinzugsgebiet ebenfalls 0,3 mg P/l und 90 % P-Elimination gefordert werden, aber dies nur dann, wenn es "für den See notwendig ist". Dies wage ich im speziellen Fall des Traunsees in Zweifel zu ziehen.

### 6. SCHLUSSFOLGERUNGEN DES BETREIBERS

Durch die Wasserrechtsgesetznovelle 1990 und die dazugehörenden EVO 91 wird der RHV-Wolfgangsee-Ischl, wie viele andere Anlagenbetreiber auch, vor die Tatsache gestellt, daß eine eben erst in Betrieb gegangene Abwasserreinigungsanlage nicht mehr dem Stand der Technik entspricht und daß innerhalb der nächsten 10 Jahre etliche Millionen aufzubringen sind, um

eben diesen Stand der Technik zu erreichen, wobei sicher die berechnete Frage zu stellen ist: Was ist wirklich Stand der Technik bzw. ist dieser Stand der Technik mit den derzeitigen Erfahrungen immer und überall zu realisieren?

Angesichts der sonst existierenden globalen Umweltbelastungen (Ozonloch, Treibhauseffekt u.v.m.) darf sich der Staatsbürger und letztlich Finanzier der erforderlichen Maßnahmen sicher fragen, ob das hier nötige Investitionsvolumen nicht in anderen Umweltbereichen effizienter genutzt werden könnte.

## 7. MÖGLICHKEITEN UND GRENZEN DER NÄHRSTOFFELIMINATION AN DER ARA WOLFGANGSEE - ISCHL

Die Kläranlage Wolfgangsee-Ischl hat bereits derzeit den gleichen Phosphorablaufwert einzuhalten, wie er künftig allgemein vorgeschrieben ist.

Bezüglich der Nitrifikation, bzw. der Stickstoffentfernung wird, wie bereits erwähnt, seit über einem Jahr versucht, möglichst gute Ergebnisse zu erzielen.

Im folgenden wird dargestellt, inwieweit unter den vorliegenden Bedingungen (Abwasserzusammensetzung, Verfahrenskonzept) eine Einhaltung der künftigen Anforderungen bezüglich Nährstoffelimination möglich ist.

### 7.1 Abwassercharakteristik

Die Belastung der Anlage, bezogen auf den BSB<sub>5</sub> im Zulauf (60 g/(E·d)), lag 1991 während der Fremdenverkehrssaison (Juli, August) über 40.000 EGW, außerhalb der Saison zwischen etwa 25 und 30.000 EGW.

Bei der Auslegung der ARA Wolfgangsee-Ischl wurde von einem Abwasseranfall von 175 l/(EGW·d) ausgegangen. Nachdem die biologische Stufe vorerst auf 67.000 EGW ausgelegt wurde, ergibt sich daraus ein Trockenwetterabfluß von 11600 m<sup>3</sup>/d.

Im Jahre 1991 betrug die mittlere Zuflußmenge rund 10500 m<sup>3</sup>/d. Aus zwei Trockenwetterperioden wurde ein Trockenwetterabfluß von 260 l/(EGW·d) im April, bzw. 275 l/(EGW·d) im August ermittelt.

Weil zudem häufig Starkregen auftreten, lag die BSB<sub>5</sub>-Konzentration im Zulauf der Anlage im Jahresmittel bei 195 mg/l, wobei mehrmals Werte um 50 mg BSB<sub>5</sub>/l gemessen wurden!

Der Gehalt an Nährstoffen war vergleichsweise noch niedriger. Der Gesamtphosphorgehalt des Zulaufs lag im Mittel bei 3,4 mg/l. Dies entspricht, bezogen auf die Kohlenstoffbelastung, einer spezifischen Fracht von knapp über 1 g P/(EGW·d)! Dieser Wert mag zwar unrealistisch niedrig erscheinen, er ist jedoch durch verschiedene Parameter (P-Gehalt im Belebtschlamm, Fällmittelbedarf, Menge und OTS des ausgefauten Schlammes) mehrfach abgesichert.

Die mittlere NH<sub>4</sub>-N-Konzentration betrug im Jahre 1991 13,8 mg/l. Aus den wenigen Meßwerte über die TKN-Konzentration im Zulauf kann ein Gehalt an Gesamtstickstoff von im Mittel 23 mg/l abgeschätzt werden, etwa 7,5 g N/(EGW·d). Ähnlich wie die BSB<sub>5</sub>-Konzentration lag auch der Nährstoffgehalt an manchen Tagen sehr niedrig. So wurden Phosphorkonzentrationen im Zulauf von unter 1 mg/l und NH<sub>4</sub>-N-Werte von unter 3 mg/l gemessen.

Nochmals hingewiesen sei an dieser Stelle auf die äußerst niedrigen Temperaturwerte im Ablauf. Die Ablauftemperatur lag im Jahresmittel 1991 bei 10,3°C. 15 % aller Tageswerte lagen unter 6,7°C.

Der Wirkungsgrad der Vorklärung ist je nach der aktuellen Abwasserzusammensetzung recht unterschiedlich. Im Mittel werden trotz der langen Aufenthaltszeit nur knapp 20 % des BSB<sub>5</sub>, bzw. CSB entfernt. Nachdem die Rückläufe aus der Schlammbehandlung in den Ablauf der Vorklärung geleitet werden, liegt die Stickstoffkonzentration im Zulauf zur Belebung um rund 10 % höher als im Zulauf zur Vorklärung.

### 7.2 Betriebliche Probleme durch Schwimmschlamm

Durch spezifische Abwasserinhaltsstoffe, wie Fette, Öle etc., trat im Herbst 1991 ein Massenwachstum von Fadenorganismen, die sich an Gasblasen stabil anheften, auf, was eine massive Schwimmschlammbildung auf den Nachklärbecken zur Folge hatte.

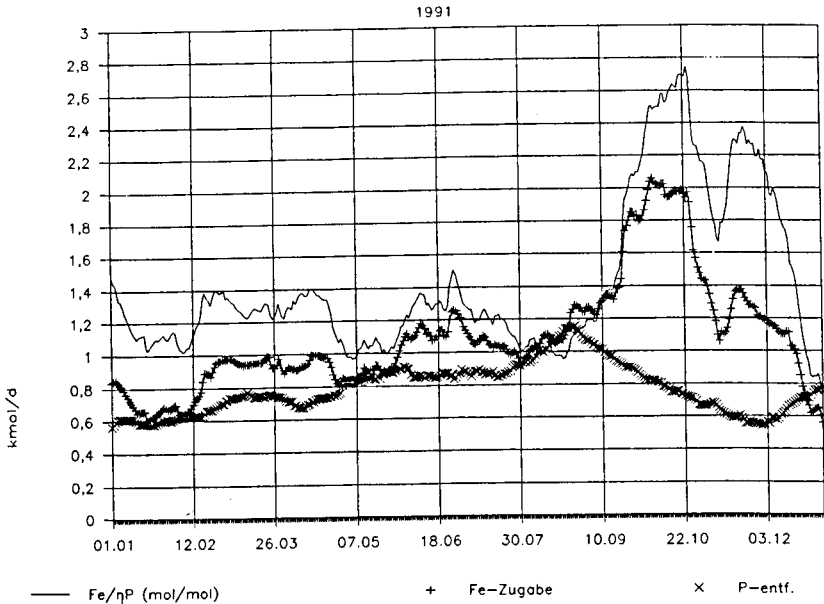
Wegen des Fehlens einer geeigneten Schwimmschlammräumung konnte der Abzug nur händisch und daher nicht sonderlich effektiv erfolgen. Zudem wird der Schwimmschlamm, ebenso wie der Überschussschlamm, in den Zulauf zur Vorklärung geleitet. Nachdem dieser Schlamm nicht, bzw. nur schlecht absetzt, gelangen diese Fadenbakterien wieder in die Biologie.

Da dieses Ereignis letztlich zu einer deutlichen Verschlechterung der Reinigungsleistung, vor allem bezüglich Nitrifikation, geführt hat, wird es in Zukunft erforderlich sein, den sich bildenden Schwimmschlamm mittels einer effektiven Schwimmschlammräumung kontinuierlich abzuziehen und direkt in die Schlammlinie zu leiten.

### 7.3 Phosphorelimination

In Bild 7 sind die Menge an zugegebenem Eisen und an entferntem Phosphor gegenübergestellt. Die Werte sind, jeweils in kmol/d, als gleitendes Mittel über 35 Tage, dies entspricht

## Phosphorfällung



**Bild 7: Eisenzugabe und gefällter Phosphor in kmol/d,  
und molares Verhältnis  $Fe/\eta P$  im Jahre 1991**

etwa einem Schlammalter, dargestellt. Dabei ergibt sich ein molares Verhältnis von zugegebenem Eisen zu entferntem Phosphor  $Fe/\eta P$  von im Mittel 1,2, bezogen auf den Zeitraum von Jänner bis August 1991. Ab Mitte September wurde versucht, den sich bildenden Schwimmschlamm mit Zugabe von Eisensulfat zu bekämpfen. Daher lag ab diesem Zeitraum das Verhältnis von zugegebenem Eisen zu entferntem Phosphor wesentlich höher.

Während des gesamten Jahres wurde der Phosphorgrenzwert von 1 mg gesP/l nur an wenigen Tagen überschritten (Bild 8).

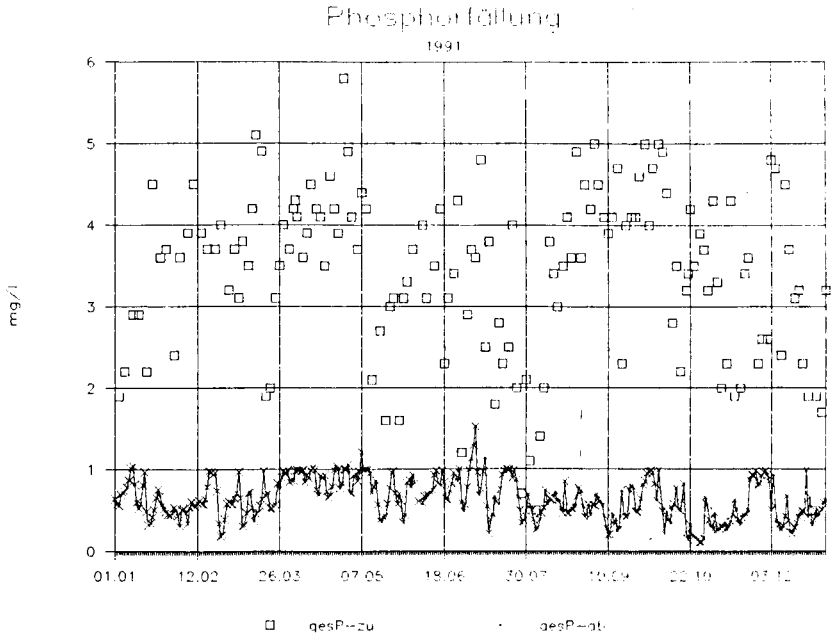


Bild 8: Konzentrationen an Gesamt-P im Zu- und Ablauf in mg/l  
im Jahre 1991

Bedingt durch die geringe spezifische Phosphorfracht, ist auch der P-Gehalt im Belebtschlamm mit rund 2 % sehr niedrig. Dadurch ist einerseits die Gefahr des Überschreitens des Phosphorgrenzwertes durch erhöhten TS-Gehalt im Ablauf gering. Andererseits könnte, zufolge der geringen P-Konzentration im Zulauf, bei dieser Anlage die Forderung nach 85-%-iger Phosphorentfernung mit Simultanfällung kaum eingehalten werden. Im Schnitt ergibt sich für das Jahr 1991 bei einem mittleren P-Gehalt von 3,4 mg/l im Zulauf und 0,65 mg/l im Ablauf ein Wirkungsgrad von rund 80 %.

#### 7.4 Nitrifikation

Aus dem Überschussschlammabzug, einschließlich der Feststoffe im Ablauf, errechnet sich ein Gesamtschlammalter für die Monate Jänner bis Juni 1991 im Bereich von 40 und 50 Tagen. Dabei ergibt sich, daß rund 32 % des abbaubaren CSB in den Überschussschlamm gehen, ein Wert, der für eine Anlage mit Vorklärung gut mit theoretischen Überlegungen übereinstimmt. Während der Sommersaison lag das Schlammalter bei 25 Tagen.

In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß das Schlammalter, das sich im Betrieb einstellt, meist wesentlich über jenem liegt, das der Bemessung zugrunde gelegt wurde. Einerseits liegt die Belastung im Jahresdurchschnitt wesentlich unter der Annahmen für die Bemessung, andererseits ergeben die üblichen Bemessungsansätze etwas zu hohe Werte für den Überschussschlammfall (SVARDAL, NOWAK, 1992).

Im gesamten Zeitraum von Jänner bis September 1991 wurde vollständig nitrifiziert.

Mitte Oktober wurde massiv Schwimmschlamm aus der Nachklärung abgezogen, wodurch der TS-Gehalt in der Belebung innerhalb weniger Tage halbiert wurde! Gleichzeitig ging die Temperatur im Belebungsbecken von etwa 13,5 auf 10°C zurück. Dadurch wurde die Nitrifikation stark beeinträchtigt, und es kam in der Folge zu NH<sub>4</sub>-N-Ablaufwerten von über 10 mg/l. Erst seit Mitte Dezember ist eine vollständige Nitrifikation wieder möglich.

In Bild 9 sind die Jahresganglinien (gleitendes Mittel) für den Gesamtstickstoffwert im Zu- und Ablauf, sowie für den NH<sub>4</sub>-N-Gehalt im Ablauf dargestellt. Daraus sind die Auswirkungen der unterschiedlichen Betriebsweisen während des letzten und während dieses Winters gut erkennbar.

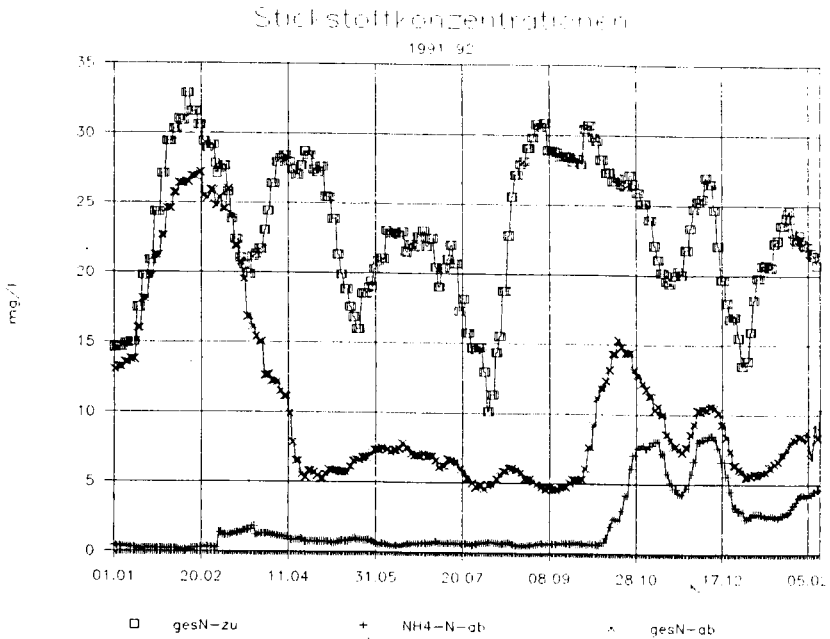


Bild 9: Stickstoffkonzentrationen im Zu- und Ablauf in mg/l  
im Jahre 1991/(92)

Bis 21.3., sowie ab 30.11.1991 lag die Temperatur im Belebungsbecken unter 8°C. Demnach ist für diese beiden Zeiträume keine Stickstoffelimination gefordert.

- Bis Anfang März 1991 konnten, wie erwähnt, keine anoxischen Zonen im Belebungsbecken eingestellt werden. Es wurde daher nur der Stickstoff entfernt, der mit dem Klärschlamm aus der Anlage abgezogen wurde. Es ist jedoch bemerkenswert, daß bei Temperaturen von teilweise um 5°C  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwerte unter 1 mg/l eingehalten wurden.



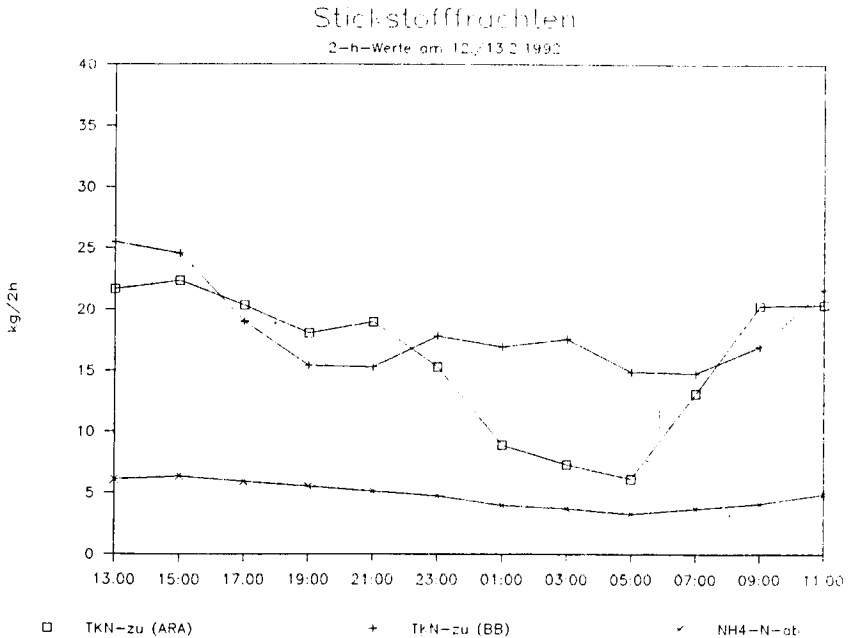
- Von Mitte Dezember 1991 bis Mitte Februar 1992 wurde die Anlage mit möglichst weitgehender Stickstoffelimination betrieben. Dabei wurden, bei  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwerten von rund 5 mg/l, zwischen 60 und 70 % Stickstoff entfernt.

Bei Ablauftemperaturen unter  $8^\circ\text{C}$ , die an der ARA Wolfgangsee-Ischl über rund 4 Monate im Jahr auftreten, sind weder Nitrifikation noch Stickstoffentfernung gefordert.

Für Belebungsanlagen mit sehr niedrigen Ablauftemperaturen über einen längeren Zeitraum sind jedoch zwei Punkte zu beachten:

- Vollständige Nitrifikation muß in jedem Fall erhalten bleiben, damit sichergestellt ist, daß die geforderte N-Entfernung gewährleistet ist, sobald die Ablauftemperatur wieder über  $8^\circ\text{C}$  ansteigt (Winter 91/92). Wie die Betriebsergebnisse vom Herbst '91 zeigen, dauert es bei niedrigen Temperaturen sehr lange, bis vollständige Nitrifikation wieder möglich ist.
- Wird während dieses Zeitraums auf Stickstoffentfernung verzichtet (Winter 90/91), so muß jedenfalls vom Betrieb her gewährleistet sein, daß vor Überschreiten der " $8^\circ$ -Grenze" eine Betriebsweise gewählt wird, die die geforderte N-Elimination ermöglicht.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß bei Ablauftemperaturen unter  $8^\circ\text{C}$  der anoxische Anteil am Belebungsbeckenvolumen so gewählt werden sollte, daß vollständige Nitrifikation ( $\text{NH}_4\text{-N}$  im Ablauf  $\approx 1$  mg/l) erreicht wird. Auf diese Weise ist sichergestellt, daß, indem möglichst viel Ammonium nitrifiziert wird, auch möglichst viel Nitrifikanten zur Verfügung stehen, wenn man sie braucht.



**Bild 10: 2-Stundenwerte für die TKN-Fracht im Zulauf der ARA, bzw. der Belebung, sowie NH<sub>4</sub>-N-Fracht im Ablauf**

Durch das lange Kanalnetz gelangt in der Zeit von etwa 8 bis 23 Uhr eine ziemlich konstante TKN-Belastung zur Kläranlage. Um die TKN-Fracht in die Biologie über den gesamten Tag möglichst gleichmäßig zu verteilen, werden die Rückläufe aus der Schlammbehandlung in der Zeit mit der geringsten Belastung (zwischen 0 und 6 Uhr) in den Zulauf zur Biologie geleitet. Dadurch wird, wie in der Literatur mehrfach empfohlen (z.B. GUJER, 1986), ein sehr weitgehender Tagesausgleich erreicht (Bild 10). Das Ergebnis ist eine sehr konstante NH<sub>4</sub>-N-, bzw. TKN-Tagesganglinie im Ablauf. Dies bewährt sich vor allem in Zeiten, in denen der NH<sub>4</sub>-N-Ablaufwert, wie am

Untersuchungstag mit im Mittel  $5,0 \text{ mg NH}_4\text{-N/l}$ , bereits leicht erhöht ist. Wäre hier nämlich die Belastungsganglinie ausgeprägter, so würde insgesamt auch mehr Ammonium in den Ablauf gelangen, da die Nitrifikanten die Belastungsspitzen nicht mehr bewältigen könnten.

Die Rückläufe aus der Schlammbehandlung müssen jedoch auch bei Anlagen mit sehr niedrigen  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufwerten zumindest über den ganzen Tag verteilt in die Belebung geleitet werden, da übermäßige Stoßbelastung auch bei sehr hohem Schlammalter zu Ammoniumspitzen im Ablauf führt.

### 7.5 Stickstoffentfernung

Das CSB/N-Verhältnis im Zulauf liegt im Jahresmittel bei 13, und damit deutlich höher, d.h. für die Denitrifikation günstiger, als es für kommunales Abwasser zu erwarten wäre. Im Zulauf zur Belebung liegt das Verhältnis CSB/N bei 9 und damit etwa im Bereich einer Anlage ohne Vorklärung. Der Stickstoffgehalt des Überschussschlammes ist mit rund 6 %, bezogen auf den CSB des Überschussschlammes, ziemlich niedrig. Es kann daher davon ausgegangen werden, daß das Verhältnis des abbaubaren CSB zum denitrifizierbaren Stickstoff ( $\eta_{\text{CSB/N}_{\text{deni}}}$ ) etwa dem CSB/N-Verhältnis im Zulauf zur Belebung entspricht und ebenfalls bei 9 liegt.

Aus der CSB-Bilanz ergibt sich, nachdem rund  $1/3$  des abbaubaren CSB in den Überschussschlamm geht (Pkt. 7.4), daß der Sauerstoffverbrauch zum Abbau der Kohlenstoffverbindungen OVC rund  $2/3$  des abbaubaren CSB beträgt. Mit  $\eta_{\text{CSB/N}_{\text{deni}}} = 9$  liegt demnach das Verhältnis von Kohlenstoffatmung zu denitrifizierbarem Stickstoff  $\text{OVC/N}_{\text{deni}}$  bei rund 6.

Während des gesamten Zeitraums des Jahres 1991, in dem eine Ablauftemperatur größer  $8^\circ\text{C}$  geherrscht hat, wurde versucht,

durch Denitrifikation möglichst viel Stickstoff zu entfernen.

Dabei wurde, wie unter Pkt. 5.2.2 (Bild 6) dargestellt, das mittlere der 3 Belebungsbecken als vorgeschaltetes Denitrifikationsbecken, die beiden anderen mit intermittierender Belüftung betrieben. Demzufolge lag der anoxische Anteil am Belebungsbeckenvolumen meist wesentlich über 50 %. Es kann davon ausgegangen werden, daß im Schnitt rund 2/3 des gesamten Belebungsbeckenvolumens anoxisch waren.

In Bild 11 ist das Verhältnis Nitratatmung zu Sauerstoffatmung OVD/OVC aus Messungen, die am 13.3.1992 an dieser Kläranlage durchgeführt wurden, dargestellt (aus FLADERER, 1992). Dabei zeigt sich, daß der Wert OVD/OVC bei der aktuellen Belastung bei rund 0,75 und damit im Bereich des Wertes liegt, der von KAYSER, 1983, sowie ATV, 1991, für die Bemessung empfohlen wird.

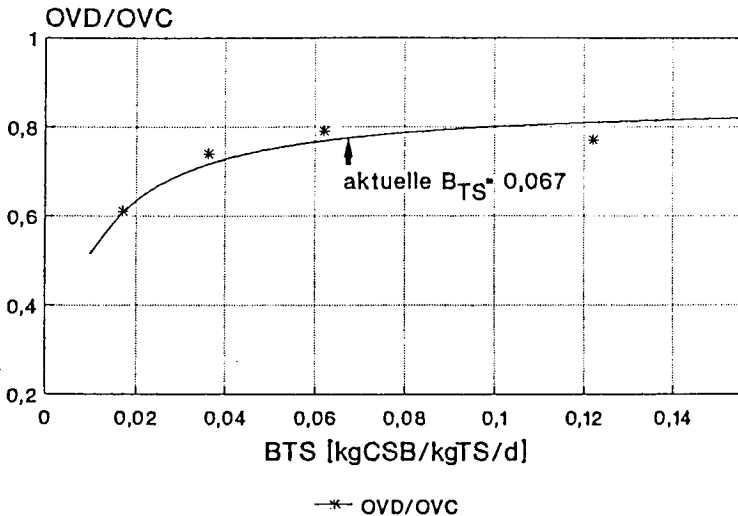


Bild 11: OVD/OVC von Belebtschlamm der KA Wolfgangsee-Ischl bei verschiedenen C-Belastungen (FLADERER, 1992)

Nachdem etwa 2/3 des Belebungsbeckens anoxisch betrieben werden, und die Nitratatmung rund 75 % der Sauerstoffatmung beträgt, stehen etwa 50 % des Sauerstoffverbrauchs OVC als Nitratatmung OVD zur Denitrifikation zur Verfügung:

$$\frac{\text{OVD}}{\text{OVC}} \approx 0,75 \cdot \frac{V_D}{V_{BB}} \approx 0,75 \cdot \frac{2}{3} = 0,50$$

Daraus ergibt sich das Verhältnis der verfügbaren Nitratatmung zum denitrifizierbaren Stickstoff  $\text{OVD}/N_{\text{deni}}$  zu rund 3. Stöchiometrisch gesehen, ist zur Denitrifikation eine Nitratatmung von 2,86 g O<sub>2</sub> je g NO<sub>3</sub>-N erforderlich.

Statisch betrachtet, d.h. unter der Voraussetzung einer konstanten Belastung, sollte demnach an der ARA Wolfgangsee-Ischl eine weitestgehende Denitrifikation möglich sein.

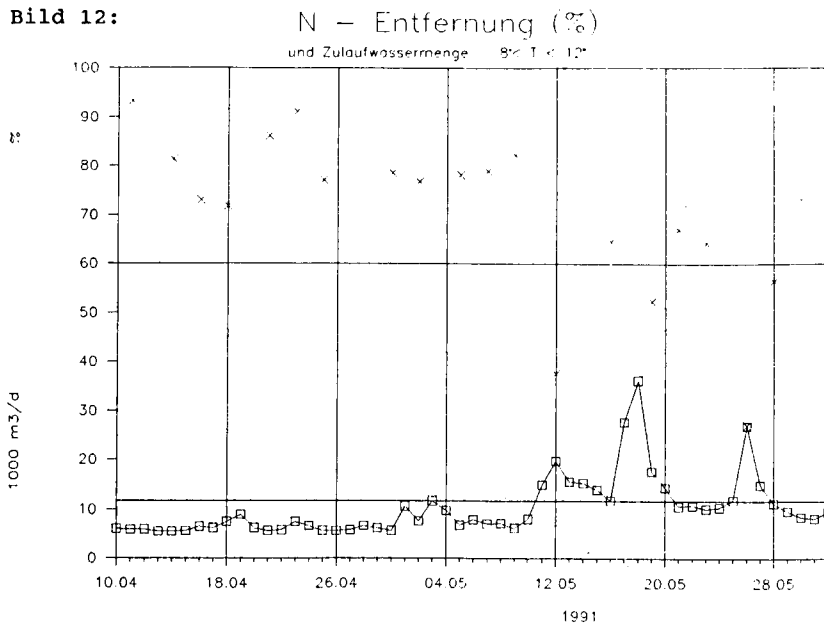
In der Folge wird nun gezeigt, inwieweit unter schwankenden Belastungen eine weitgehende Denitrifikation möglich ist.

In den Bildern 11, 12 und 13 sind die Ganglinien für die Zulaufwassermengen in 1000 m<sup>3</sup>/d den Werten für den Grad der Stickstoffentfernung an einzelnen Meßtagen gegenübergestellt. Zusätzlich sind in diese Diagramme der Trockenwetterabfluß von 11.600 m<sup>3</sup>/d, der der derzeitigen Ausbaustufe zugrunde gelegt wurde, sowie die während des jeweiligen Zeitraums erforderliche Stickstoffentfernung eingetragen.

#### 7.5.1 Zeitraum vom 10.4. bis zum 1.6.1991

Während dieses Zeitraum lag die Abwassertemperatur im Ablauf durchwegs zwischen 8 und 12°C. Künftig ist bei dieser Temperatur 60 % Stickstoffentfernung gefordert, wenn die Zulaufwassermenge unter der Tagesabwassermenge liegt, die der Bemessung der biologischen Stufe zugrunde gelegt wurde.

Bild 12:

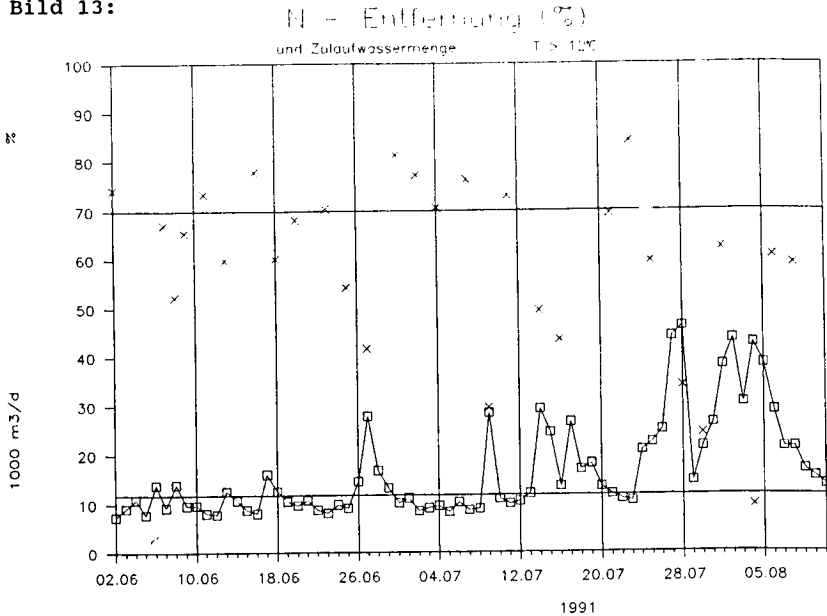


Vom Beginn dieses Zeitraums bis zum 30.4. war eine längere Trockenwetterperiode zu verzeichnen. Dabei lag der mittlere Trockenwetterabfluß bei  $6300 \text{ m}^3/\text{d}$ . Über diesen Zeitraum bis zum 9.5. wurde jeweils eine Stickstoffentfernung von über 70 % erreicht. Das Verhältnis denitrifizierter Stickstoff zu  $\text{BSB}_5$  im Zulauf zur Belebung lag dabei bei rund 0,10. Ab dem 12.5. bis zum Ende dieses Zeitraums wurden mehrmals Regenwetterspitzen durch die Anlage genommen, und die Stickstoffentfernungsrate sank im Regenwetterfall auf unter 60 % ab.

#### 7.5.2 Zeitraum vom 2.6. bis zum 11.8.1991

In diesem Zeitraum lag die Ablauftemperatur über  $12^\circ\text{C}$ . Nach der Emissionsverordnung wäre demnach im Falle der ARA Wolfgangsee-Ischl an Tagen mit einer Zulaufmenge bis zu  $11600 \text{ m}^3/\text{d}$  eine Stickstoffentfernung von 70 % gefordert.

Bild 13:

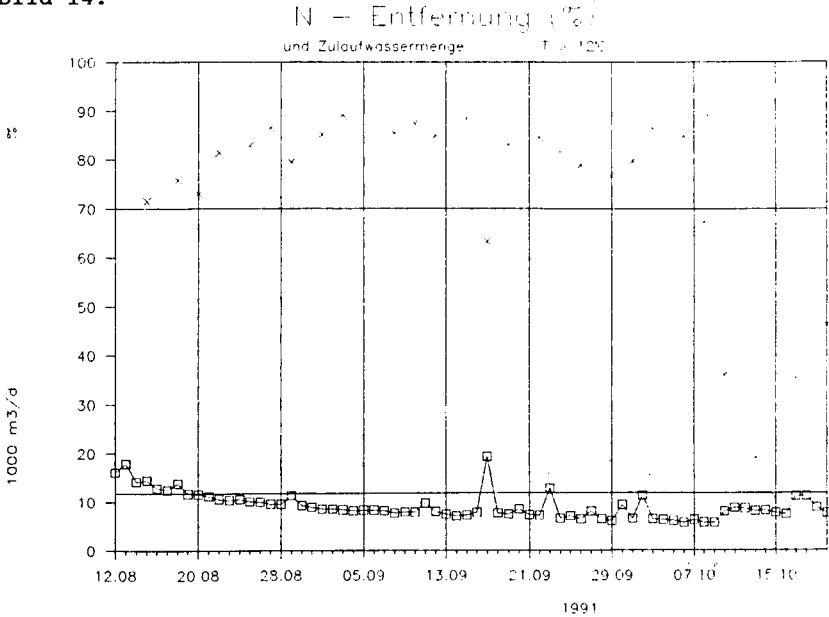


Der gesamte Zeitraum ist von häufig auftretenden Regenwetterereignissen geprägt, wobei gegen Ende dieser Periode bis zu 40.000 m<sup>3</sup>/d über die biologische Stufe der Kläranlage genommen wurden.

An Tagen, an denen die Zulaufmenge unter der Bemessungstrockenwettermenge lag, konnte zumeist eine Stickstoffentfernung von 70 % erreicht werden. Nur an wenigen Tagen wäre die geforderte Stickstoffentfernung nicht erreicht worden. Diese Tage lagen ausschließlich im Juni, in Zeiten mit stark schwankenden Zulaufwassermengen und daher auch rasch wechselnden Verhältnissen.

## 7.5.2 Zeitraum vom 12.8. bis zum 20.10.1991

Bild 14:



Während dieses Zeitraum lag die Ablauftemperatur ebenfalls durchwegs über  $12^\circ\text{C}$ . Es waren nur wenige größere Regenereignisse zu verzeichnen. In der Trockenwetterperiode vom 21.8. bis zum 16.9. flossen der Kläranlage im Mittel knapp  $9000 \text{ m}^3/\text{d}$  zu.

Bis Anfang Oktober, als, wie erwähnt, die Nitrifikation stark beeinträchtigt wurde, konnten N-Eliminationsraten von meist über 80 % erreicht werden. Bis auf ein Starkregenereignis lag die Stickstoffentfernung stets über 70 %. Das Verhältnis denitrifizierter Stickstoff zu  $\text{BSB}_5$  im Zulauf zur Belebung lag dabei bei rund 0,13. Zieht man in Betracht, daß die Stickstoffentfernung während dieses Zeitraums bereits "nitratli-mitiert" war ( $\text{NO}_3\text{-N}_{\text{ab}}$  z.T. um  $2 \text{ mg/l}$ ), so erscheinen etwas



höhere Werte für  $N_{\text{deni}}/BSB_5$  möglich. Es sei jedoch an dieser Stelle darauf hingewiesen, daß bei der Bemessung für das Verhältnis  $N_{\text{deni}}/BSB_5$  keine höheren Werte als die im ATV-Arbeitsblatt A 131 (ATV, 1991) in Tabelle 4 empfohlenen Werte eingesetzt werden sollten (SVARDAL, NOWAK, 1992).

Zusammenfassend ist festzustellen, daß bei dem vorliegenden Abwasser bei Zulaufwassermengen bis zum der Bemessung zugrunde gelegten Trockenwetterfall, die künftig geforderten Werte für die Stickstoffentfernung weitgehend eingehalten werden konnten. Schwierigkeiten traten nur in Zeiten täglich stark schwankender Belastungsverhältnisse auf.

#### 8. SCHLUSSFOLGERUNGEN FÜR DIE PLANUNG UND DEN KÜNFTIGEN BETRIEB VON EINSTUFIGEN BELEBUNGSANLAGEN MIT VORKLÄRUNG

- Die Einhaltung eines Gesamt-P-Ablaufwertes kleiner 1 mg/l ist bei einem günstigen (niedrigen) P/CSB-Verhältnis im Zulauf, wie im Falle der ARA Wolfgangsee-Ischl möglich, weil dadurch auch der P-Gehalt des Belebtschlamm niedrig ist. Daher besteht auch nicht die Gefahr, daß ein leichter Schwebstoffabtrieb aus der Nachklärung (etwa 20 mg TS/l) zu einer merklichen Erhöhung des organischen Phosphors im Ablauf führt.
- Die Forderung nach 85-%-iger P-Elimination ist bei niedrigen P-Konzentrationen in Zulauf ( $\leq 5$  mg/l) mit Simultanfällung nicht einhaltbar.
- Anlagen mit sehr niedrigen Ablauftemperaturen (um 6°C) während der Wintermonate sind auch für diese Zeit auf vollständige Nitrifikation zu bemessen und auch so zu betreiben. Wie das Beispiel dieser ARA zeigt, ist dies möglich. Aber auch während dieser Zeit sollte aus betrieblichen

Gründen danach getrachtet werden, daß ein gewisser Anteil des Stickstoffs denitrifiziert wird.

- Bei entsprechendem CSB/N-Verhältnis ist die Einhaltung der Forderung nach Stickstoffentfernung für Belebungsanlagen mit Vorklärung möglich. Kritisch sind dabei Zeiten mit sehr niedrigem N-Gehalt im Zulauf. Wenn bei einer Konzentration von 20 mg TKN/l im Zulauf eine 70-%-ige Stickstoffelimination gefordert ist, so bedeutet dies, daß bei einem TKN-Gehalt im Ablauf von 2 mg/l ein Nitratablaufwert von 4 mg  $\text{NO}_3\text{-N/l}$  erreicht werden muß.
  
- Die ARA Wolfgangsee-Ischl ist in der derzeitigen, 1. Ausbaustufe hydraulisch auf eine Trockenwettermenge von 11.600  $\text{m}^3/\text{d}$  bemessen. Dieser Wert wird heute beinahe erreicht, da etwa während einer Trockenwetterperiode im August/September letzten Jahres die mittlere Zulaufmenge bei knapp 9000  $\text{m}^3/\text{d}$  lag. War der Abwasserzufluß zur Kläranlage aufgrund eines Regenereignisses größer als 11.600  $\text{m}^3/\text{d}$ , so wurde die geforderte Stickstoffentfernung meist nicht erreicht. In diesem Zusammenhang ist darauf hinzuweisen, daß der Erweiterungsplanung von Kläranlagen realistische Trockenwettermengen zugrunde gelegt werden müssen, da ansonsten die geforderten Reinigungsziele bezüglich Phosphor- und Stickstoffentfernung auch bei größeren Regenereignissen, die unterhalb der Bemessungstrockenwettermenge liegen, erfüllt werden müssen, was meist nicht möglich sein wird.

## 9. LITERATUR

ATV - Arbeitsblatt 131: "Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5.000 Einwohnerwerten", St.Augustin (1991)

Betriebsbericht der ARA Wolfgangsee-Ischl 1990 (1991)

BUNDESMINISTERIUM FÜR LAND- UND FORSTWIRTSCHAFT: 1. Emissionsverordnung für kommunales Abwasser, 180. Verord. (1991)

FLADERER F.: Festlegung einer Versuchsanordnung und -durchführung für die Bestimmung der Kohlenstoffatmung mit Nitrat u./o. Nitrit als Elektronenakzeptor. Diplomarbeit am Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau der Technischen Universität Wien (1992)

GUJER W.: Nitrifikation in Belebungsanlagen. VSA - Verbandsbericht Nr. 310 (1986)

KAYSER R.: Ein Ansatz zur Bemessung einstufiger Belebungsanlagen für Nitrifikation und Denitrifikation.  
gwf-Wasser/Abwasser 124, 419-427 (1983)

MAYR H.E.: Abwasserreinigung durch intermittierende Belüftung.  
Österr. Wasserwirtschaft, Heft 9/10, 238 - 244 (1989)

SVARDAL K.: Protokollierung und Datenerfassung zur Vermeidung von Grenzwertüberschreitungen - Aussagekraft von Messwerten für den aktuellen Betrieb. Wiener Mitteilungen  
- Band 98 (1991)

SVARDAL K., NOWAK O.: Bemessungsansätze. Wiener Mitteilungen  
- Band 100 (1992)

Verfasser:

KEIL Stefan, Ing.  
Reinhalteverband Wolfgangsee-Ischl  
Rettenbach 258  
A - 4820 Bad Ischl

NOWAK Otto, Dipl.-Ing.  
Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft  
Technische Universität Wien  
Karlsplatz 13/226  
A - 1040 Wien

KLÄRANLAGE FRAUENKIRCHEN

Gerhard Spatzierer

1. AUSGANGSSITUATION

Die Stadtgemeinde Frauenkirchen (dzt. 2.668 Einwohner) ist ein typisches Straßendorf, welches eine für lokale Zentren markante Gewerbestruktur besitzt. Als größere Betriebe sind dabei eine Kleiderfabrik, das Lagerhaus sowie eine Baufirma zu nennen, welche jedoch nur einen geringen Abwasseranfall besitzen. Im Bereich der Landwirtschaft ist vor allem der Weinbau (140 ha) abwasserrelevant. Darüber hinaus ist auch der Fremdenverkehr (Restaurants, Gasthäuser, Fremdenbetten) anzuführen. Die Siedlungsform ist geschlossen, wobei die Siedlungsfläche 1,18 km<sup>2</sup> beträgt. Die Wasserversorgung erfolgt durch den Wasserleitungsverband Nördliches Burgenland, von welchem ca. 250.000 m<sup>3</sup> Wasser pro Jahr abgegeben werden.

Die Region ist gekennzeichnet durch geringe Höhenunterschiede sowie durch das kontinentale Klima (große Temperaturunterschiede Sommer/Winter) mit relativ geringen Jahresniederschlägen (600 - 700 mm). Die Gemeinde liegt in einer Ebene (Seewinkel), wobei der Untergrund im Ortsbereich aus Kies und Schotter mit Sanden besteht.

Von der Gemeinde führt ein ca. 6 km langer Entwässerungsgraben zum Badesee Zicksee. Sonstige Oberflächengewässer bestehen nicht. Als möglicher Vorfluter kommt darüber hinaus nur der Untergrund in Betracht.

Für die Abwasserableitung wurde bereits in den 70-er Jahren die Mischkanalisation festgelegt, um mit diesem Verfahren möglichst alle Belastungen im Siedlungsgebiet erfassen zu können. Mit dem Bau der Kanalisation wurde im Jahre 1980 begonnen. Für die Bemessung wurde dabei ein Schmutzwasseranfall von 250.000 m<sup>3</sup>/a bzw. von 8 l/s sowie ein Niederschlagsabfluß von ca. 120.000 m<sup>3</sup>/a (entspricht

einer Abflußhöhe von 400 mm an 300 h/a) zugrunde gelegt.

Bis zum Ausbau der Kanalisation gelangte das Schmutzwasser über mechanische Hauskläranlagen zur Versickerung in den Untergrund. Niederschlagswässer versickerten weitgehend in den Grünstreifen zwischen den Häusern und den Straßen bzw. in den Gärten. Ein geringer Anteil wurde auch über eine Kanalisation in den Ableitungsgraben eingeleitet.

Für die Fragen der Abwasserreinigung und die Ableitung des gereinigten Abwassers wurde bereits im Jahre 1978 eine Studie (NOVAK, 1978) erstellt, wobei die Möglichkeiten zur regionalen Abwasserentsorgung bzw. der Anschluß an die Gemeinde Gols geprüft wurden. Aus Kostengründen wurde auf Grund dieser Studie beschlossen, eine eigene vollbiologische Kläranlage zu errichten. Darauf aufbauend wurde ein Kläranlagenprojekt erstellt, welches eine Versickerung der vollbiologisch gereinigten Abwässer vorsah. Teile der gereinigten Abwässer sollten zudem in den Entwässerungsgraben zum Zicksee abgeleitet werden. Das gegenständliche Projekt wurde wasserrechtlich verhandelt, gelangte aber infolge eines Einspruches der Heilanstalt am Zicksee nicht zur Ausführung.

Sodann wurden Überlegungen angestellt die Abwasserreinigung mittels Simultanteichanlage mit vorgeschalteter A-Stufe vorzunehmen. Seitens des Amtes der Burgenländischen Landesregierung wurde zudem das Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau, TU Wien, beauftragt, eine Entsorgungsstrategie für die Stadtgemeinde Frauenkirchen zu erstellen. Mit diesem Gutachten sollten folgende Fragen beantwortet werden:

- Wohin soll das gereinigte Abwasser abgeleitet werden (in den Graben zum Zicksee oder in den Untergrund)?
- Welcher Reinigungsgrad ist hierfür erforderlich?
- Wie kann dieser anzustrebende Reinigungsgrad erzielt werden?

- Welche Vorkehrungen sind für den Regenwetterfall zu treffen?

Das Gutachten (v.d.EMDE, FLECKSEDER, 1985) traf hierzu folgende Aussagen:

- Es wird als zweckmäßig erachtet, das vollbiologisch vorge-reinigte Abwasser durch eine Nachbehandlung - eine sogenannte Verrieselung durch intermittierenden Aufstau - dem Grundwasser zuzuführen.
- An die Ablaufqualität der gesamten Reinigungsanlage sind folgende Anforderungen zu stellen:

Kohlenstoff-BSB <sub>5</sub>	< 5 mg/l
NH <sub>4</sub> -N	< 2 mg/l
NO <sub>3</sub> -N	< 5 mg/l
Ges.-P	< 1 mg/l

Bei Regenwetter gelten prinzipiell die Anforderungen des Trockenwetterzustandes. Lediglich eine sehr geringe Aufhöhung der Trockenwetter-Ablauf-Konzentration erscheint zulässig.

- Die geforderte Ablaufqualität kann durch Einsatz der im bestehenden Projekt enthaltenen nitrifizierenden/denitri-fizierenden, mit simultaner Phosphorfällung und Schlamm-stabilisierung versehenen Belebungsanlage, der zur Nachbe-handlung ein Rieselbeet (intermittierende Staurieselung) oder eine intermittierende Bodenfiltration (Reinigung im drainierten Bodenkörper) nachgeschaltet wird, erreicht werden.

Die Überlaufhäufigkeit, Überlaufdauer und Über-laufmenge von Abfluszuständen bei Regenereignissen werden durch ein Regenüberlaufbecken (RÜB) von 200 m<sup>3</sup>/ha (ha<sub>red</sub> = ha abflußwirksamer Fläche) geschätzt auf 2 Ereignisse pro Sommerhalbjahr mit 2 h pro Sommer und in Summe 2.400 m<sup>3</sup> überlaufendem Mischwasser pro Sommer reduziert. Dies bedeutet die Errichtung eines RÜB von 6.000 m<sup>3</sup> Inhalt (2.000 m<sup>3</sup> als Betonbecken, 4.000 m<sup>3</sup> als Erdbecken).

Auf Grund des Gutachtens der TU Wien wurde von der Fa.ÖKOPLAN (1986) ein Detailprojekt für die Kläranlage ausgearbeitet, welches im Jahre 1987 wasserrechtlich bewilligt wurde. Dabei wurde zusätzlich vorgeschrieben, daß auch bei Extremniederschlägen keine Ableitung von Überlaufwässern in den Hauptkanal erfolgen darf. Derartige Wässer sind ebenfalls filtrationsartig über einen Kies-Schotterbereich in den Untergrund einzubringen.

## 2. DIE KLÄRANLAGE FRAUENKIRCHEN

Der Bau der Kläranlage wurde in den Jahren 1989/1990 durchgeführt, die Anlage selbst am 20.12.1990 in Betrieb genommen. Die Anlage wurde für insgesamt 7.250 EGW ausgelegt. Davon entfallen:

Einwohner	2.750 EGW
Fremdenbetten, Gastgewerbe	500 EGW
Kellereiabwässer	1.400 EGW
Kleingewerbe etc.	465 EGW
Reserve für zukünftige Entwicklung	<u>2.135 EGW</u>
Gesamt	7.250 EGW

Für die hydraulische Bemessung wurde bei Trockenwetter von einem Abwasseranfall von 1.450 m<sup>3</sup>/d bzw. 29 l/s ausgegangen. Über die biologische Stufe der Kläranlage wird maximal die doppelte Trockenwettermenge geleitet. Bei Regenereignissen werden maximal 3,15 m<sup>3</sup>/s Abwasser zur Kläranlage geleitet. Die Anlage besteht aus folgenden Bauwerken (siehe auch Abb.1):

- Rechen (Spaltweite 12 mm) mit Rechengutpresse
- Pumpwerk
- Regenüberlaufbecken: 1.000 m<sup>3</sup> Betonbecken mit Reinigungseinrichtung, 5.000 m<sup>3</sup> mit mineralischer Dichtung und Überlauf in einen Versickerungsgraben
- Belüfteter Langsandfang
- 1 Belebungsbecken: V = 1.760 m<sup>3</sup>

- 1 Nachklärbecken:  $V = 942 \text{ m}^3$ ,  $0 = 346 \text{ m}^2$
- 4 intermittierend betriebene Staurieselbeete,  $10.000 \text{ m}^2$
- 1 Schlammeindicker,  $V = 705 \text{ m}^3$
- 2 Schlamm-trockenbeete,  $600 \text{ m}^2$
- 1 Lösebecken für Eisensulfat inkl. Dosierstation
- Betriebsgebäude.

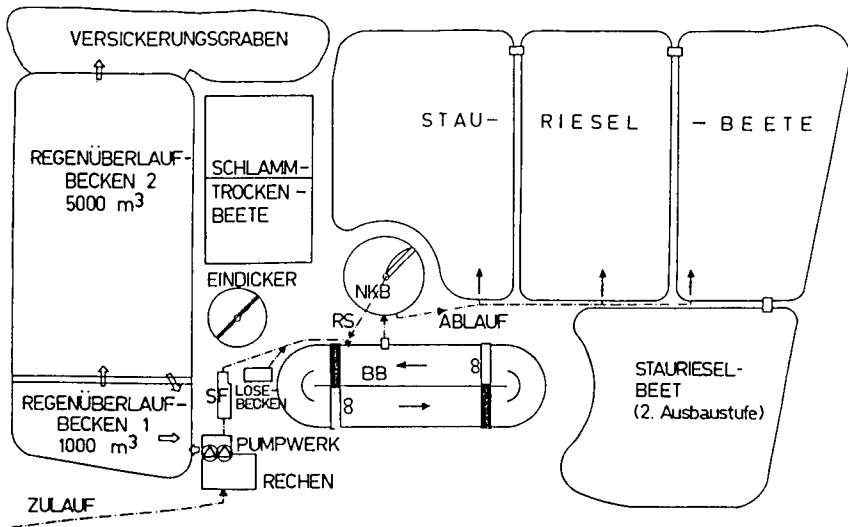


Abb.1: Lageplan Kläranlage Frauenkirchen

Die Anlage ist als Belebungsanlage mit gleichzeitiger Schlammstabilisierung, simultaner Nitrifikation/Denitrifikation und Simultanfällung ausgelegt. Die  $BSB_5$ -Raumbelastung wurde mit  $0,25 \text{ kg } BSB_5/\text{m}^3 \cdot \text{d}$ , die  $BSB_5$ -Schlammbelastung mit  $0,05 \text{ kg } BSB_5/\text{kg} \cdot \text{d}$  festgelegt. Die Sauerstoffzufuhr erfolgt durch 2 Mammutrotoren. Zusätzlich wurden im Belebungsbecken 2 Umwälzaggregate eingebaut, um bei inter-



mittierendem Betrieb der Belüfter den Schlamm in Schwebelage halten zu können. Das Nachklärbecken (Rundbecken) wurde für eine Oberflächenbelastung von  $0,35 \text{ m}^3/\text{h}$  ausgelegt (bei  $2 Q_{TW}$ ), um eine bestmögliche Feststoffrückhaltung sicherstellen zu können. Die Rücklaufschlammfördermenge wird kontinuierlich gemessen und in Abhängigkeit von der Ablaufmenge gesteuert. Bei Trockenwetter wird die Pumpe derzeit nur ca. 10 min. automatisch in Betrieb gesetzt, worauf eine Pause von 90 min. folgt.

Die Beschickung der Staurieselbeete erfolgt derart, daß nach jeweils  $4.000 \text{ m}^3$  Abwasser die Beschickung der Becken gewechselt wird, um eine Durchlüftung des Bodenkörpers zu ermöglichen. Eine kontinuierliche Messung der Trübung des Ablaufes des Nachklärbeckens schafft zusätzlich die Möglichkeit, daß bei erhöhter Trübung des Ablaufes das gereinigte Abwasser automatisch in das Regenüberlaufbecken geleitet wird und sodann wieder in die biologische Stufe eingebracht werden kann.

Bei Regenwetter wird das über der 2-fachen Trockenwettermenge anfallende Abwasser in das zweiteilige Regenüberlaufbecken geleitet. Lediglich bei Extremereignissen kann es hierbei zu einem Überlauf aus dem zweiten Becken kommen, welcher in den anschließenden Versickerungsgraben geleitet wird. Bei der Entleerung der Regenüberlaufbecken wird das gespeicherte Abwasser wieder dem Belebungsbecken zugeleitet.

Für die Simultanfällung wird  $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$  eingesetzt, welches in einem eigenen Lösebecken aufgelöst wird. Die konzentrierte Fällmittellösung wird sodann kontinuierlich mittels Dosierpumpe dem Zulauf zum Belebungsbecken zugegeben.

Der anfallende Überschussschlamm wird periodisch aus dem Nachklärbecken abgezogen und in den Schlammeindicker gepumpt. Der eingedickte Überschussschlamm wird sodann in die Schlamm-trockenbeete gepumpt bzw. direkt für die landwirt-

schaftliche Naßschlammverwertung (Ausbringung mittels Güllefaß) entnommen. Generell ist für den anfallenden Klärschlamm eine landwirtschaftliche Verwertung vorgesehen.

Der Betrieb des Belebungsbeckens sowie der sonstigen maschinellen Einrichtungen wird über eine freiprogrammierbare Steuerung (FPS) und einen Prozeßrechner gesteuert. Die Prozeßelementerfassung besteht aus einem Prozeßdatenkoppler zur FPS und zum Arbeitsplatzrechner. Die Anwendersoftware beinhaltet die Erstellung von Prozeßbildern, Fixierung und Darstellung der Meßwerte, Kurvendarstellungen, Protokollausdrucke, etc.

Im Belebungsbecken erfolgt die Sauerstoffzufuhrsteuerung auf Grund des Sauerstoffgehaltes sowie des Redoxpotentiales. Der Zusammenhang zwischen Redoxpotential, Nitrat-Gehalt und Belüftung ist in Abb.2 dargestellt. Für die Sauerstoffmessung werden 2 Sauerstoffelektroden eingesetzt, wobei der Mittelwert aus beiden Messungen als Steuergröße herangezogen wird. Durch die kombinierte Redox-Sauerstoffregelung ist es möglich, in den Belüftungsphasen den Sauerstoffeintrag dem jeweiligen Bedarf anzupassen.

Hinsichtlich des Parameters Sauerstoffgehalt arbeitet diese nach der Zweipunkt-Regelung mit Grenzwerten für den minimalen und maximalen Sauerstoffgehalt. Zusätzlich sind Schaltverzögerungen vorgesehen, sodaß Schaltvorgänge erst nach Ablauf der gewählten Zeit ausgelöst werden.

Bei der Redoxregelung werden die gemessenen Redoxpotentiale durch den Rechner ausgewertet. Hierbei müssen Grenzwerte für folgende Parameter vorgegeben bzw. bei Bedarf auf Grund von Betriebsdaten geändert werden:

- maximale Nitrifikationszeit
- maximale Denitrifikationszeit
- maximales und minimales Redoxpotential
- Redox-Auswerteschranke
- Redox-Steigungsgrenzwert

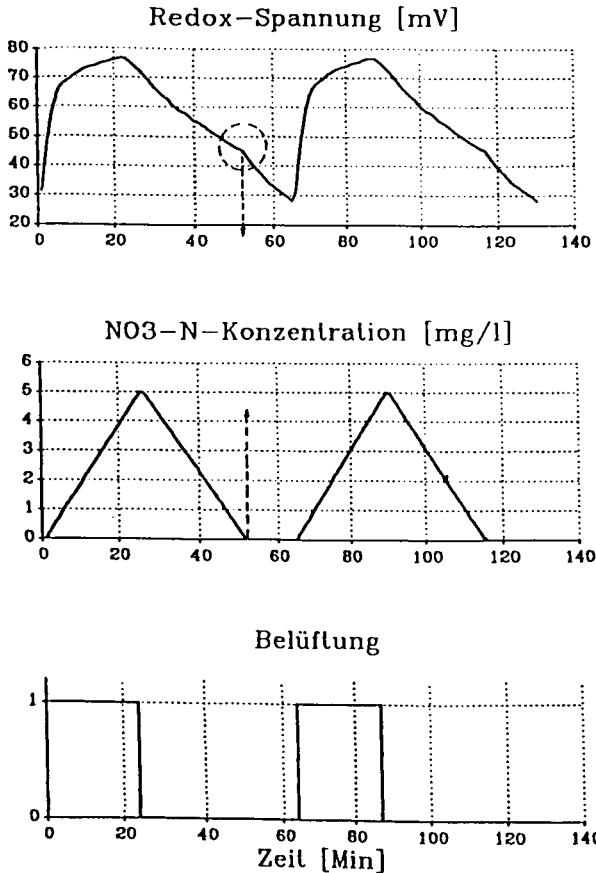


Abb.2: Zusammenhang zwischen Redoxpotential, Nitrat-Gehalt u. Belüftung.

Mit diesen Parametern wird die Nitrifikation/Denitrifikation wie folgt geregelt:

Die Nitrifikationsphase wird beendet, wenn

- das maximale Redoxpotential überschritten ist oder
- die maximale Nitrifikationszeit abgelaufen ist.

Die Denitrifikationsphase wird beendet, wenn

- die Redox-Auswerteschranke unterschritten ist und das

Redoxpotential stärker fällt als durch den Steigungsgrenzwert vorgegeben (Erkennung des Knickpunktes) oder

- das minimale Redoxpotential unterschritten ist oder
- die maximale Denitrifikationszeit abgelaufen ist.

Falls der Knickpunkt nicht erkannt wird, so wird die Belüftung beim Erreichen eines unteren Redox-Grenzwertes oder nach Ablauf einer vorgegebenen Denitrifikationszeit wieder eingeschaltet.

Laut Angabe der Vertriebsfirma sind bis dato erst wenige derartige Regeleinrichtungen in Österreich im Einsatz. Die Kosten betragen hiefür ca. 100.000.- S.

Der Aufwand für sämtliche meßtechnischen Einrichtungen auf der Kläranlage betrug ca. 520.000.- S. Die steuerungstechnischen Einrichtungen inkl. Protokollierung kosteten 1,13 Mio.S.

Die gesamte elektrotechnische sowie meß- und regeltechnische Ausrüstung erforderte einen Aufwand von ca. 3,5 Mio.S. Die gesamten Errichtungskosten der Kläranlage beliefen sich bisher auf ca. 55 Mio.S.

### 3. BETRIEBSERGEBNISSE

Die Kläranlage wird seit Anfang Jänner 1991 im Rahmen der Fremdüberwachung durch die Gewässeraufsicht des Amtes der Burgenländischen Landesregierung überwacht (5 Ablaufproben/Woche, 1 Zulaufprobe/Woche). Ab Mitte Dezember 1991 bis Mitte Feber 1992 wurde zusätzlich eine Schwerpunktuntersuchung vorgenommen, wobei täglich Zu- und Ablaufmischproben an die Gewässeraufsicht übermittelt sowie Spezialuntersuchungen vorgenommen wurden.

Auf Grund der Betriebsweise der Anlage wurden 3 Meßperioden getrennt ausgewertet, die folgenderweise charakterisiert sind:

Meßperiode I: Jänner - Mai 1991

O<sub>2</sub>/Redox-Steuerung noch nicht in Betrieb,  
minimaler Abwasseranfall, Kanalreinigung,

Einbringung von Räumgut aus mechanischen Kläranlagen.

Meßperiode II: Juni - November 1991

O<sub>2</sub>/Redox-Steuerung in Betrieb, biologische P-Elimination, erhöhter Abwasseranfall.

Meßperiode III: Dezember 1991 - Jänner 1992

O<sub>2</sub>/Redox-Steuerung in Betrieb,  
Simultanfällung  
getrennte Auswertung der Trockenwettertage.

### 3.1 Meßperiode I:

Um möglichst rasch eine volle Reinigungsleistung erzielen zu können, wurde die Anlage mit Klärschlamm von Nachbarkläranlagen angeimpft. Dadurch konnte bereits Anfang Jänner 1991 eine volle Nitrifikation erzielt werden. Die Sauerstoffzufuhr wurde in diesem Zeitraum intermittierend über den Sauerstoffgehalt im Belebungsbecken gesteuert, wobei die Sauerstoffkonzentration im Mittel zwischen 2,0 bis 3,2 mg O<sub>2</sub>/l gehalten wurde.

Im Zuge des Kanalausbaues wurden auch periodisch Kanalspülungen vorgenommen. Ebenso wurde fallweise das Räumgut von aufgelassenen mechanischen Hauskläranlagen in die Kläranlage eingebracht. Dadurch kam es an Einzeltagen zu kurzfristigen Stoßbelastungen der Anlage.

Die zugeleitete Abwassermenge war vor allem im Jänner 1991 (60 - 100 m<sup>3</sup>/d) noch äußerst gering, da die erforderlichen Hausanschlüsse im Zuge des Kanalausbaues erst hergestellt werden mußten. Sukzessive war sodann eine Steigerung der Kläranlagenbelastung zu verzeichnen. Die Probeentnahme erfolgte in dieser Periode händisch durch den Klärwärter, welcher jeweils mehrere Stichproben zu Tagesmischproben vereinigte. Hinsichtlich der Zulaufbelastung ist hier eine Fehlergröße gegeben, da der Nachtzufluß nicht berücksichtigt wurde. Die in Tabelle 1 und 2 angegebenen Zulaufbelastungen sind daher als Obergrenze anzusehen, die

Meßperiode	I	II	III	III/TW	Grenzwert bzw. Mindestwirkungsgrad gem. Emissions-V0		
Zeitraum	1-5/91	6-11/91	12/91-1/92	12/91-1/92			
Abwassermenge (m <sup>3</sup> /d)	148	324	489	400	-		
Standardabweichung <sup>+</sup>	129	350	400	267	-		
CSB-Zulauf (mg/l)	881	397	367	387	-		
CSB-Ablauf (mg/l)	36,5	19,0	18,2	17,8	75		
$\eta$ -CSB (%)	95,8	95,2	95,0	95,4	85		
BSB <sub>5</sub> -Zulauf (mg/l)	-	-	204	210	-		
BSB <sub>5</sub> -Ablauf (mg/l)	-	-	7,8	7,7	20		
$\eta$ -BSB <sub>5</sub> (%)	-	-	96,2	96,3	95		
TOC-Zulauf (mg/l)	-	-	128	133	-		
TOC-Ablauf (mg/l)	13,8	7,4	6,3	6,2	25		
$\eta$ -TOC (%)	-	-	95,1	95,3	85		
NH <sub>4</sub> -N-Zulauf (mg/l)	-	-	30,5	35,7	-		
NO <sub>3</sub> -N-Zulauf (mg/l)	-	-	0,5	0,5	-		
TKN-Zulauf (mg/l)	-	-	52,1	57,9	-		
Gesamt-N-Zulauf (mg/l)	-	(58,7)*	52,6	58,4	-		
Temperatur-Abl. BB (°C)	8,2	15,5	5,2	5,2	<8	8-12	>12
NH <sub>4</sub> -N-Ablauf (mg/l)	1,6	0,6	0,68	0,42	-	-	5
NO <sub>2</sub> -N-Ablauf (mg/l)	-	-	0,13	0,13	-	-	-
NO <sub>3</sub> -N-Ablauf (mg/l)	40,6	0,6	1,58	1,47	-	-	-
org.-N-Ablauf (mg/l)	-	-	0,46	0,43	-	-	-
Ges.-N-Ablauf (mg/l)	(42,2)	(1,2)	2,85	2,45	-	-	-
$\eta$ -Gesamt-N (%)	-	(97,9)	94,6	95,8	-	60	70
PO <sub>4</sub> -P-Zulauf (mg/l)	-	-	4,0	4,8	-		
Ges.-P-Zulauf (mg/l)	-	-	6,2	7,0	-		
PO <sub>4</sub> -P-Ablauf (mg/l)	3,2	1,2	0,126	0,127	0,8		
Ges.-P-Ablauf (mg/l)	-	-	0,293	0,281	1,0		
$\eta$ -PO <sub>4</sub> -P (%)	-	-	96,9	97,4	85		
$\eta$ -Ges.-P (%)	-	-	95,3	96,0	85		
Fe-Zugabe (g Fe/g P <sub>2</sub> )	-	-	2,62	2,76	-		
Fe-Zugabe (mol Fe/mol P)	-	-	1,46	1,54	-		
Fe-Zugabe (g Fe/m <sup>3</sup> Abwasser)	-	-	16,2	19,3	-		
SO <sub>4</sub> -Zulauf (mg/l)	-	-	85	103	-		
SO <sub>4</sub> -Ablauf (mg/l)	-	-	113	119	-		
Ungel. Stoffe Ablauf (mg/l)	-	-	6,3	6,4	-		
Sichttiefe Nachklärbecken (cm)	-	100	110	112	-		

Tab.1: Kläranlage Frauenkirchen; Ergebnisse der Meßperioden I-III.

\* rechnerisch ermittelt auf Grund der organischen Belastung.

tatsächlich mittlere Belastung dürfte noch niedriger liegen.

Bei einer BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung  $\leq 0,044$  kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>.d, einer BSB<sub>5</sub>-Schlammbelastung von  $\leq 0,009$  kg BSB<sub>5</sub>/kg.d und mittleren Aufenthaltszeiten des Abwassers in der biologischen Stufe (BB + NKB) von 18,3 Tagen konnte eine weitgehende Nitrifikation erzielt werden. Phosphorverbindungen wurden nur teilweise eliminiert (Aufbau von Biomasse/Überschußschlamm). Da die elektro-, meß- und regelungstechnischen Einrichtungen auf der Anlage z.T. noch nicht vollständig in Betrieb gesetzt waren, kam es noch fallweise zu Störungen im Anlagenbetrieb.

Meßperiode Zeitraum	I 1-5/91	II 6-11/91	III 12/91-1/92
TS <sub>R</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	5,0	8,0	11,0
oTS (%)	-	-	47,3
SV (ml/l)	420	617	603
I <sub>SV</sub> (ml/g)	84	77	55
B <sub>R</sub> , BSB <sub>5</sub> (kg/m <sup>3</sup> .d)	0,044	0,044	0,057
B <sub>TS</sub> , BSB <sub>5</sub> (kg/kg.d)	0,009	0,005	0,005
Betriebsstunden Rotor (h/d)	10,7	13,9*	7,7
Energieverbrauch Rotor (kWh/d)	246	320*	167
Energieverbrauch Biologie (kWh/d)	301	488*	247
kWh/kg CSB-abgebaut	1,97	2,61*	0,98
kWh/kg BSB <sub>5</sub> -abgebaut	-	-	1,74
organische Belastung (EGW)	1303	1286	1728
Aufenthaltszeit im BB (d)	11,9	5,4	3,6
O <sub>2</sub> -Gehalt-BB (mg/l)	2,0-3,2	0-1,0	0-1,0
Oberflächenbelastung NKB (m/h)	0,02	0,04	0,06
Aufenthaltszeit im NKB (d)	6,4	2,9	1,9

Tab. 2: Kläranlage Frauenkirchen; Betriebskennwerte biologische Stufe.

\* erhöhte Werte bedingt durch Regenwetterperiode im Oktober 1991.

ohne Berücksichtigung der RW-Tage:

Betriebsstunden Rotor: 11,2

Energieverbrauch Rotor: 258

Energieverbrauch Biologie: 390 kWh/d

### 3.2 Meßperiode II

In dieser Periode war ein weiterer Belastungsanstieg zu verzeichnen, die mittlere Tagesabwassermenge betrug nunmehr 324 m<sup>3</sup>/d. Ende Mai 1991 wurde die kombinierte Redox-Sauerstoffregelung in Betrieb genommen, wobei der Sauerstoffgehalt in den Belüftungsphasen (jeweils 1 Stunde) zwischen den beiden Grenzwerten 0 mg O<sub>2</sub>/l und 1 mg O<sub>2</sub>/l gehalten wurde (Ein-/Ausschalten des Rotors bei Erreichen der Grenzwerte). Die Steuerung der Denitrifikationsphase wurde nach den vom Hersteller eingegebenen Ausgangsdaten über die Redoxmessung vorgenommen:

maximale Nitrifikationszeit:	60 min.
maximale Denitrifikationszeit:	60 min.
maximales Redoxpotential:	+ 125 mV
minimales Redoxpotential:	- 50 mV
Redox-Auswerteschranke:	0 mV
Redox-Steigungsgrenzwert:	- 300 mV/h

Durch diese Einstellung ergaben sich etwa 12 Gesamtzyklen pro Tag, wobei der Rotor in der Nitrifikationsphase zusätzlich bei Erreichen des oberen Sauerstoffgrenzwertes gewisse Pausenzeiten (je nach Belastung) einhielt.

Bereits nach 10 Tagen konnte mit dieser Regelung der NO<sub>3</sub>-N-Gehalt im Ablauf von ca. 55 mg NO<sub>3</sub>-N/l auf < 1 mg NO<sub>3</sub>-N/l herabgesetzt werden (siehe Abb.3). Der NH<sub>4</sub>-N-Gehalt im Ablauf stieg darauf kurzfristig von < 0,5 mg NH<sub>4</sub>-N/l auf bis zu 4 mg/l an, sank aber dann im weiteren Verlauf auf Konzentrationen < 1,5 mg/l ab (siehe Abb.4). Im Mittel konnte dadurch der Gehalt an NH<sub>4</sub>-N + NO<sub>3</sub>-N im Ablauf der biologischen Stufe auf 1,2 mg N/l herabgesetzt werden. An Einzeltagen wurden Werte von < 0,6 mg N/l erzielt. Nimmt man auf Grund der organischen Belastung des Zulaufes eine Gesamt-N-Zulaufkonzentration von ca. 59 mg N/l an, so konnte in dieser Meßperiode der Gesamt-N-Gehalt um mehr als 97 % verringert werden.



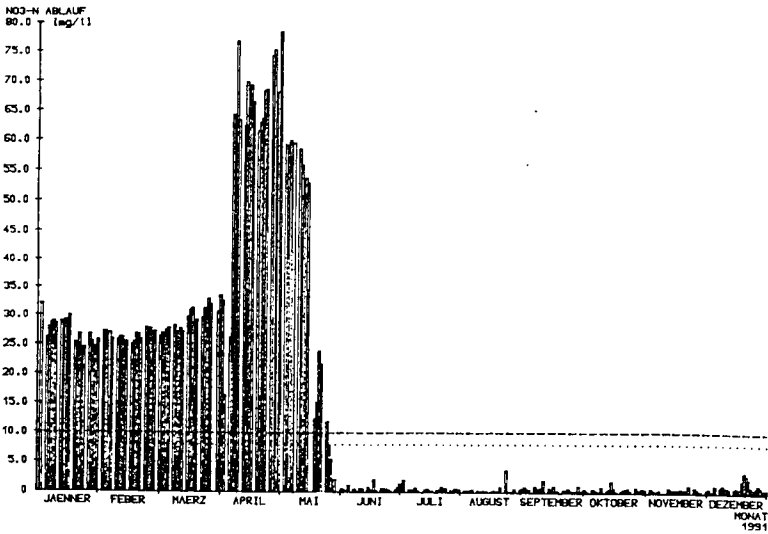


Abb.3: Kläranlage Frauenkirchen; NO<sub>3</sub>-N-Gehalt Ablauf im Jahre 1991

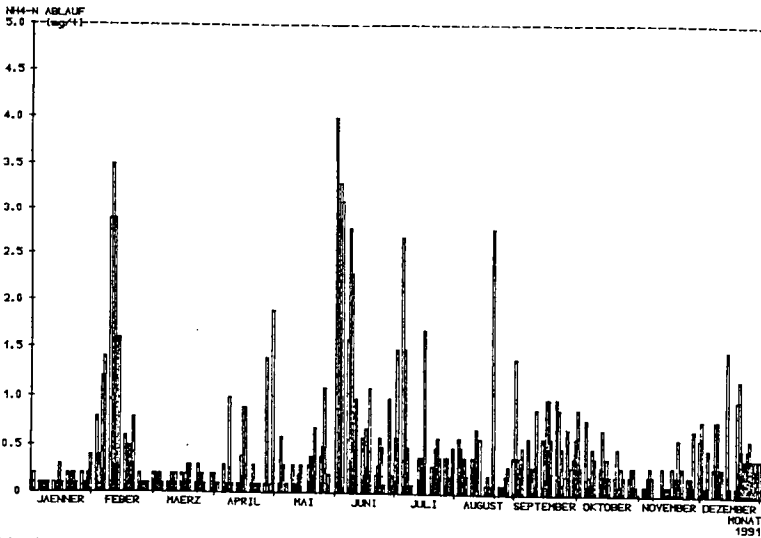


Abb.4: Kläranlage Frauenkirchen; NH<sub>4</sub>-N-Gehalt Ablauf im Jahre 1991

Ab Mitte Juni 1991 konnte zusätzlich eine deutliche Reduktion des  $\text{PO}_4\text{-P}$ -Gehaltes im Ablauf bis  $< 0,5 \text{ mg PO}_4\text{-P/l}$  festgestellt werden. In weiterer Folge trat wohl wieder ein gewisser Anstieg im  $\text{PO}_4\text{-P}$ -Gehalt auf (siehe Abb.5), insgesamt lag der Gehalt jedoch deutlich unter den Werten der Vorperiode (im Mittel  $1,2 \text{ mg PO}_4\text{-P/l}$ ). Dies dürfte auf die  $\text{O}_2$ /Redoxregelung zurückzuführen sein, wodurch gleichfalls Voraussetzungen für eine simultane biologische P-Elimination geschaffen wurden. Bei einer angenommenen Gesamtkonzentration im Zulauf von  $6,5 \text{ mg P/l}$  ergibt sich damit eine P-Elimination von knapp 80 %. Bei optimalen Bedingungen schwankte der  $\text{PO}_4\text{-P}$ -Gehalt zwischen  $0,5$  und  $1,5 \text{ mg PO}_4\text{-P/l}$ .

Weiters wurde festgestellt, daß ab Mitte Mai 1991 auch die organische Restbelastung des Ablaufes deutlich verringert wurde (siehe Abb.6). Der CSB-Gehalt wurde damit im Mittel auf  $19 \text{ mg/l}$ , der TOC-Gehalt auf  $7,4 \text{ mg/l}$  reduziert. Die Detailergebnisse dieser Meßperiode sowie die maßgebenden Betriebsparameter der biologischen Stufe sind in den Tabellen 1 und 2 angeführt. Demnach konnten der geforderte Reinigungsgrad und die vorgeschriebenen Ablaufgrenzwerte (mit Ausnahme des Parameters  $\text{PO}_4\text{-P}$ ) bereits fast vollständig alleine durch die biologische Stufe eingehalten werden. Selbst Regenereignisse zeigten keinen nennenswerten Einfluß auf die Ablaufqualität. Die  $\text{BSB}_5$ -Raumbelastung betrug lediglich  $0,044 \text{ kg BSB}_5/\text{m}^3\text{.d}$ , die  $\text{BSB}_5$ -Schlammbelastung verringerte sich durch den Anstieg der Schlamm-trockensubstanz auf  $0,005 \text{ kg BSB}_5/\text{kg.d}$ . Durch den extremen Schwachlastbetrieb und die lange mittlere Aufenthaltszeit des Abwassers in der biologischen Stufe (BB + NKB) von  $8,3$  Tagen konnte eine ausgezeichnete Ablaufqualität erzielt werden.

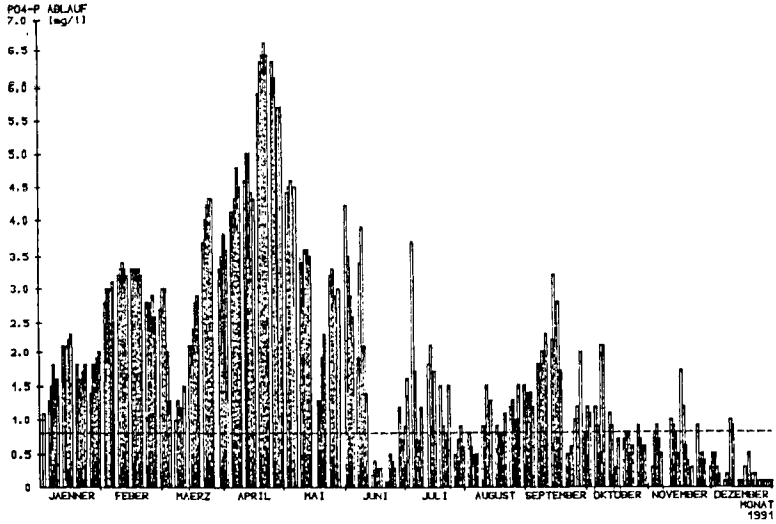


Abb.5: Kläranlage Frauenkirchen; PO<sub>4</sub>-P-Gehalt Ablauf im Jahre 1991

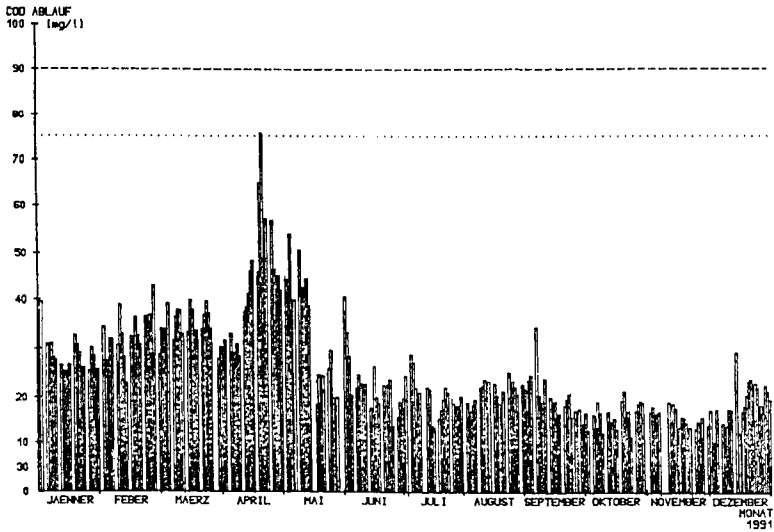


Abb.6: Kläranlage Frauenkirchen; CSB Ablauf im Jahre 1991

### 3.3 Meßperiode III

In dieser Periode wurde die Anlage schwerpunktmäßig seitens der Gewässeraufsicht über einen Zeitraum von 8 Wochen überprüft. Durch den Einsatz eines automatischen Probeentnahmegertes im Zulauf konnten hierbei repräsentative Tagesmischproben gewonnen und die Kläranlagenbelastung exakt festgestellt werden. Darüber hinaus wurde für diese Periode neben der Auswertung aller Tage auch eine getrennte Auswertung der Tage mit Trockenwetterzufluß (gemäß Emissionsverordnung) vorgenommen.

In dieser Periode war ebenfalls ein Belastungsanstieg gegenüber den Vorperioden festzustellen. Die mittlere Abwassermenge betrug nunmehr  $489 \text{ m}^3/\text{d}$  bzw.  $400 \text{ m}^3/\text{d}$  (bei TW), die organische Belastung stieg auf  $1.728 \text{ EGW}$ . Die relativ hohe Standardabweichung zeigt, daß bei Niederschlagsereignissen große Abwassermengen bis zur Kläranlage geleitet werden (bis zu  $1.700 \text{ m}^3/\text{d}$ , siehe Abb.7).

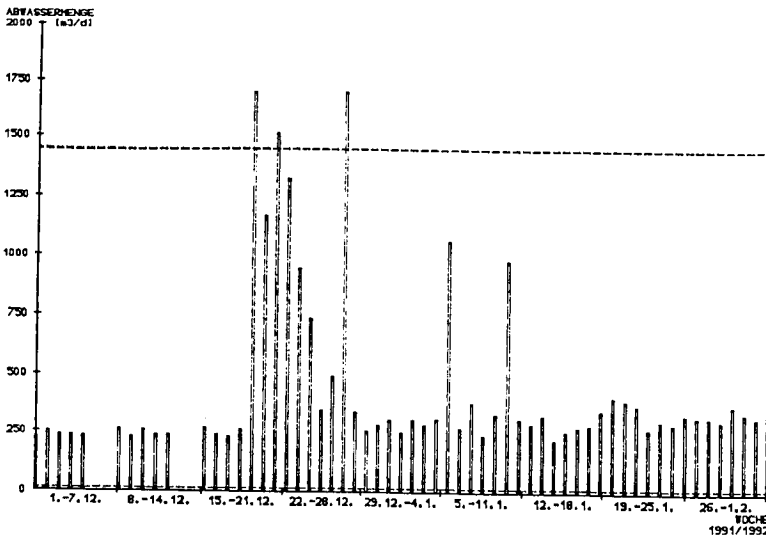


Abb.7: Kläranlage Frauenkirchen; Abwassermenge im Jahre 1991

Die Sauerstoffzufuhrregelung erfolgte wie in der Vorperiode mittels der kombinierten Redox/Sauerstoffregelung ( $O_2$ -Gehalt in der Nitrifikationsphase 0 bis 1 mg  $O_2/l$ ). Die Parameter der Redoxregelung wurden bis 22.1.1992 wie in der Vorperiode belassen. Ab diesem Zeitpunkt wurde die Einstellung für die maximale Denitrifikationszeit vorerst auf 75 min. erhöht, ab 6.2.1992 auf 90 min., um eine weitergehende Denitrifikation zu ermöglichen.

Ende November 1991 wurde zusätzlich die Simultanfällung in Betrieb genommen, wobei täglich kontinuierlich 240 l konzentrierte Fällmittellösung (gelöstes  $FeSO_4$ ) in den Zulauf zum Belebungsbecken zugegeben wurden.

Die Detailergebnisse dieser Periode sowie die maßgeblichen Betriebsparameter der biologischen Stufe sind in den Tabellen 1 und 2 zusammengestellt. Die jeweils angegebenen Konzentrationen wurden ebenso wie in den Vorperioden aus den jeweiligen Zu- und Abauffrachten der gesamten Periode ermittelt. In den Abb.3 - 11 sind die jeweiligen Konzentrationen der Tagesmischproben dargestellt. Die Ablaufproben wurden in den Perioden I bis III generell aus dem Ablauf vom Nachklärbecken entnommen. Aussagen über den zusätzlichen Reinigungsgrad der Staurieselbeete konnten noch nicht gemacht werden, da die hierfür erforderlichen Grundwasserbeobachtungssonden unterhalb der Beete noch nicht errichtet wurden.

Die organische Restbelastung des Ablaufes wurde trotz der niedrigen Temperatur im Belebungsbecken (im Mittel  $5,2^\circ C$ ) nochmals geringfügig gegenüber der Periode II verringert, der Wirkungsgrad bezüglich der CSB-, BSB<sub>5</sub>- und TOC-Entfernung betrug 95 bis 96 %.

Die N-Verbindungen im Zulauf lagen zu etwa 60 % in anorganischer Form (hauptsächlich als  $NH_4$ -N, geringe Gehalte an  $NO_3$ -N) und zu 40 % in organisch gebundener Form vor. Pro Einwohnergleichwert errechnet sich dabei eine Belastung von 14,9 N/EW.d. Bei Trockenwetter wurde eine mittlere  $NH_4$ -N-

Ablauf-Konzentration von 0,42 mg  $\text{NH}_4\text{-N/l}$  erreicht, der Mittelwert aller Tage betrug 0,68 mg  $\text{NH}_4\text{-N/l}$ . Nur an 4 Tagen wurden Werte über 1 mg  $\text{NH}_4\text{-N/l}$  (Maximum: 1,8 mg/l) festgestellt (siehe Abb.8).

Nitrat-Stickstoff war im Ablauf nur in Spuren vorhanden (0,1 bis 0,2 mg  $\text{NO}_2\text{-N/l}$ ). Der Nitrat-N-Gehalt schwankte zwischen 0,5 und 3,5 mg  $\text{NO}_3\text{-N/l}$ , wobei höhere Konzentrationen bei bzw. nach Niederschlagsereignissen, geringen organischen Zulauffrachten bzw. erhöhten N-Zulauffrachten auftraten. Durch die Verlängerung der maximalen Denitrifikationsphase um 15 min. ab 22.1.1992 konnte dabei der  $\text{NO}_3\text{-N}$ -Gehalt des Ablaufes um ca. 1,5 bis 2 mg N/l reduziert werden (Abb.9). Bei maximalen Denitrifikationszeiten von 90 min. (ab 6.2.1992) konnten  $\text{NO}_3\text{-N}$ -Gehalte < 1,0 mg/l erzielt werden.

Der organische N-Gehalt des Ablaufes schwankte nur geringfügig, da das gereinigte Abwasser praktisch fast schwebstofffrei war (Gehalt an ungelösten Stoffen ca. 6,3 mg/l) und betrug im Mittel 0,46 mg/l bzw. 0,43 mg/l (bei TW). Der Gesamt-Stickstoffgehalt des Ablaufes lag im Mittel bei 2,85 mg N/l bzw. bei 2,45 mg N/l (bei TW). Insgesamt konnte trotz der geringen Temperatur hinsichtlich der N-Verbindungen ein Wirkungsgrad von ca. 95 % erzielt werden.

Der Gesamt-P-Gehalt des Zulaufes lag zu etwa 65 bis 68 % als Phosphat-Phosphor vor. Pro Einwohnergleichwert ergibt sich eine spezifische P-Belastung von 1,75 g/EW.d. Durch die Fällmittelzugabe wurde die  $\text{PO}_4\text{-P}$ -Ablaufkonzentration im Mittel auf 0,126 mg  $\text{PO}_4\text{-P/l}$  herabgesetzt. Lediglich zu Beginn der Fällmittelzugabe (Anfang Dezember) wurden Konzentrationen von 0,4 bis 1,0 mg  $\text{PO}_4\text{-P/l}$  festgestellt (Abb.10).

Der Gesamt-P-Gehalt des Ablaufes betrug im Mittel 0,29 bzw. bei TW 0,28 mg P/l d.h., der partikuläre Anteil bzw. sonstige P-Verbindungen besaßen nur Konzentrationen von im Mittel 0,15 mg P/l. Erhöhte Gesamt-P-Konzentrationen

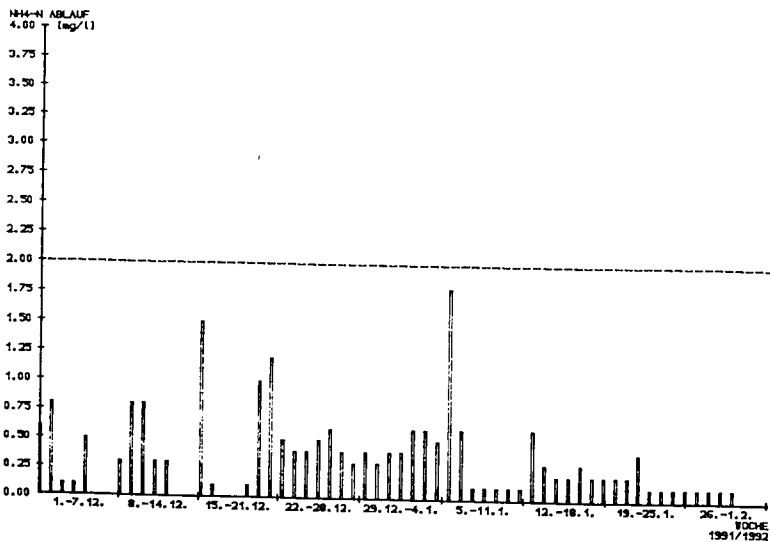


Abb.8: Kläranlage Frauenkirchen;  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablauf Dezember 91/Jänner 92

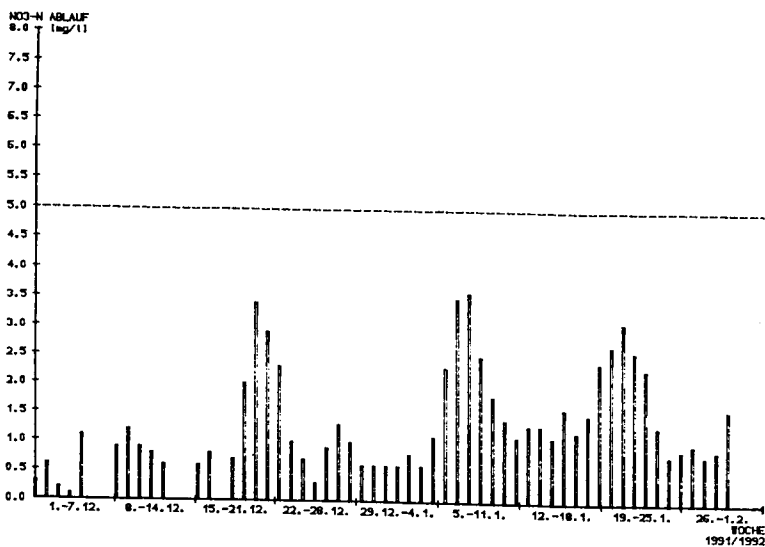


Abb.9: Kläranlage Frauenkirchen;  $\text{NO}_3\text{-N}$ -Ablauf Dezember, 91/Jänner 92

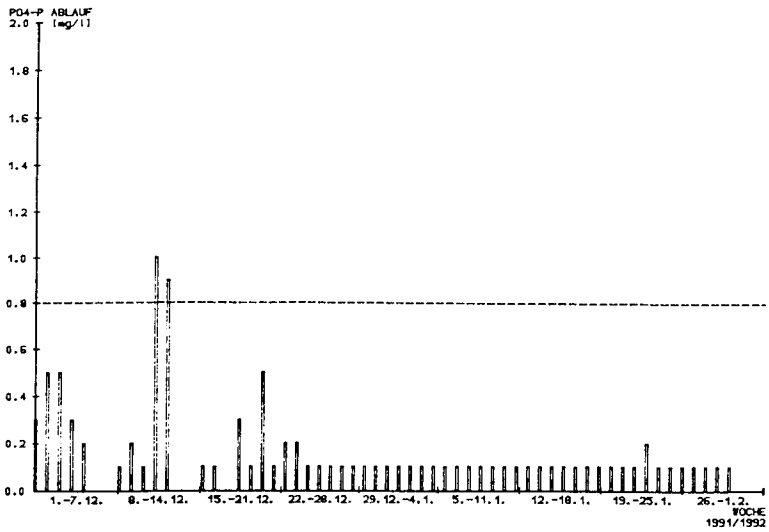


Abb.10: Kläranlage Frauenkirchen; PO<sub>4</sub>-P-Ablauf Dezember 91/Jänner 92

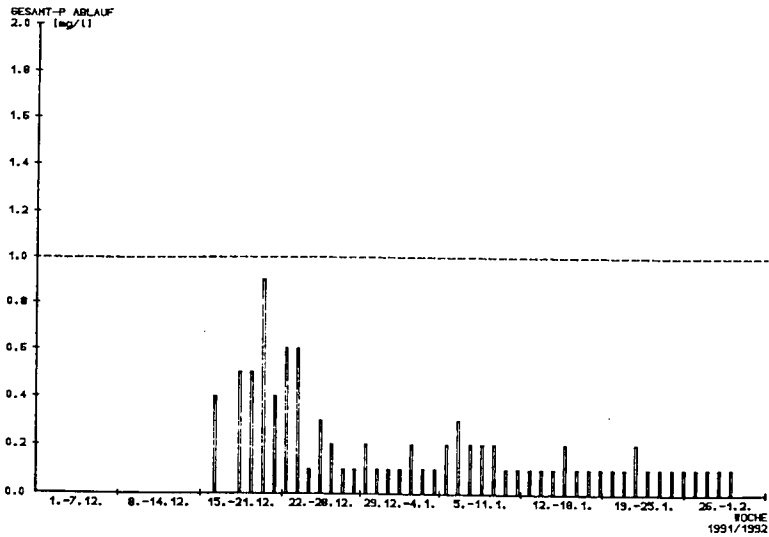


Abb.11: Kläranlage Frauenkirchen; Gesamt-P-Ablauf Dezember 91/Jänner 92



(0,2 bis 0,9 mg P/l) wurden lediglich Mitte Dezember 1991 zu Beginn der Fällmittelzugabe bei Regenwetter festgestellt (siehe Abb. 11). Die Fällmittelzugabe betrug im Mittel 2,62 bzw. 2,76 g Fe/g  $P_Z$  (bei TW). In Trockenwetterperioden und niedrigen Belastungen ergaben sich dabei aber Dosierungen von bis zu 6 g Fe/g  $P_Z$ . Insgesamt konnte bei dieser Betriebsweise der P-Gehalt des Zulaufes um 95 bis 97 % sowohl hinsichtlich  $PO_4$ -P als auch Gesamt-P vermindert werden. Durch die Simultanfällung wurden zusätzlich auch die Schlammabsetzeigenschaften verbessert (Schlammindex 55 ml/g). Durch die niedrige organische Belastung und das hohe Schlammalter ( $t_s > 200$  d) ist der Schlamm zudem bereits weitestgehend mineralisiert ( $\sigma TS = 47,3$  %).

Der Sulfatgehalt des Ablaufes wurde durch die Fällmittelzugabe um 28 mg  $SO_4$ /l erhöht.

Wie aus den Auswertungen hervorgeht wurde sowohl bei Trockenwetter als auch bei Regenwetter und niedrigen Temperaturen ein ausgezeichnetes Reinigungsergebnis erzielt. Geringe Konzentrationserhöhungen bei Regenwetter traten lediglich bei den N-Parametern  $NH_4$ -N und  $NO_3$ -N auf. Die Grenzwerte der Emissionsverordnung wurden durchwegs deutlich unterschritten, die Mindestwirkungsgrade eingehalten. Ebenso konnten auch die z.T. niedrigeren im wasserrechtlichen Bescheid festgelegten Ablaufgrenzwerte, die sich jedoch auf die Gesamtanlage inklusive der Staurieselbeete beziehen, bereits mit der biologischen Stufe allein eingehalten werden (ausgenommen BSB<sub>5</sub>).

Dies ist im wesentlichen auf die großzügige Dimensionierung der Anlage, die niedrige Belastung ( $B_R, BSB_5 = 0,057$  kg/m<sup>3</sup>.d,  $B_{TS, BSB_5} = 0,005$  kg/kg.d), die langen Aufenthaltszeiten (BB + NKB: 5,5 d), die spezielle  $O_2$ /Redoxregelung und die sehr gute Wartung der Anlage zurückzuführen.

### 3.4 Sonstige Untersuchungen

Um genauere Aussagen über die Nitrifikations- und Denitrifikationsvorgänge im Belebungsbecken machen zu können, wurden an mehreren Tagen jeweils über einen gesamten Zyklus im Abstand von 15 min. Proben aus dem Belebungsbecken entnommen, sofort filtriert und die Filtrate hinsichtlich des  $\text{NH}_4\text{-N}$  und  $\text{NO}_3\text{-N}$  Gehaltes untersucht. Gleichzeitig wurde auch das Redoxpotential sowie der Sauerstoffgehalt im Belebungsbecken abgelesen. Das Ergebnis dieser Untersuchungen ist beispielhaft in Abb.12 dargestellt.

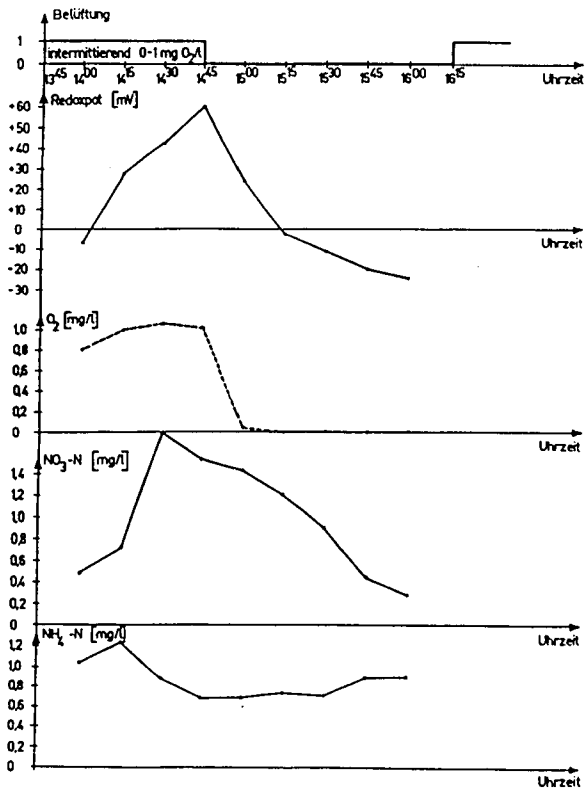


Abb.12: Redoxpotential, O<sub>2</sub>-, Nitrat-N- und NH<sub>4</sub>-N-Konzentrationen während eines Nitrifikations/Denitrifikationszyklusses

Die maximale Denitrifikationszeit betrug bei dieser Untersuchung 90 min. Wie aus der Abbildung ersichtlich ist, steigt der Nitratgehalt während der Belüftungsphase auf bis zu 1,8 mg  $\text{NO}_3\text{-N/l}$  an, gleichzeitig sinkt der  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Gehalt auf 0,7 mg  $\text{NH}_4\text{-N/l}$  ab (Nitrifikation). Nach dem Ausschalten des Belüfters werden ca. 15 min. benötigt, bis der Sauerstoffgehalt auf 0 mg/l absinkt ( $\text{OV} = 4 \text{ mg O}_2/\text{l.h}$ ). Sodann setzt die eigentliche Denitrifikation ein ( $\text{NO}_3\text{-N}$  bis unter 0,4 mg/l), wobei Nitratatmungen von 1,8 bis 3,6 mg  $\text{NO}_3\text{-O/l.h}$  ermittelt wurden (entspricht 62 bis 88 % der Substratatmung je nach organischer Belastung).

Im dargestellten Versuch reichte eine Denitrifikationszeit von 90 min. gerade noch aus, um eine weitgehende Denitrifikation bis auf  $\text{NO}_3\text{-N} = 0$  bis 0,1 mg/l zu erzielen. Der minimale Redoxgrenzwert wurde nicht erreicht, ebenso konnte auch der Knickpunkt nicht ermittelt werden, da noch geringe  $\text{NO}_3\text{-N}$ -Restgehalte vorhanden waren. Im gegenständlichen Fall wurde die Belüftung nach Ablauf der eingestellten maximalen Denitrifikationszeit automatisch wieder in Betrieb gesetzt. Zur vollständigen Nitratreduktion wäre jedoch noch eine geringe Verlängerung der Belüftungspause erforderlich gewesen.

In Abb.13 ist ein längerfristiger Verlauf der Sauerstoffkonzentration und des Redoxpotentials wiedergegeben. Daraus kann man erkennen, daß die Belüftungspause jeweils (Ausnahme 9 bis 10 Uhr, nach Ablauf der maximalen Denitrifikationszeit) nach Erreichen des minimalen Redoxpotentials beendet wurde. Obwohl der Knickpunkt im Kurvenverlauf deutlich sichtbar ist, wurde dieser von der Regelung aber nicht erkannt. Diesbezüglich müßte noch eine Nachjustierung (Änderung der Grenzwerteinstellungen) vorgenommen werden. Insgesamt gesehen wurden jedoch mit der eingesetzten kombinierten Redox/Sauerstoffregelung sehr gute Erfahrungen gemacht.

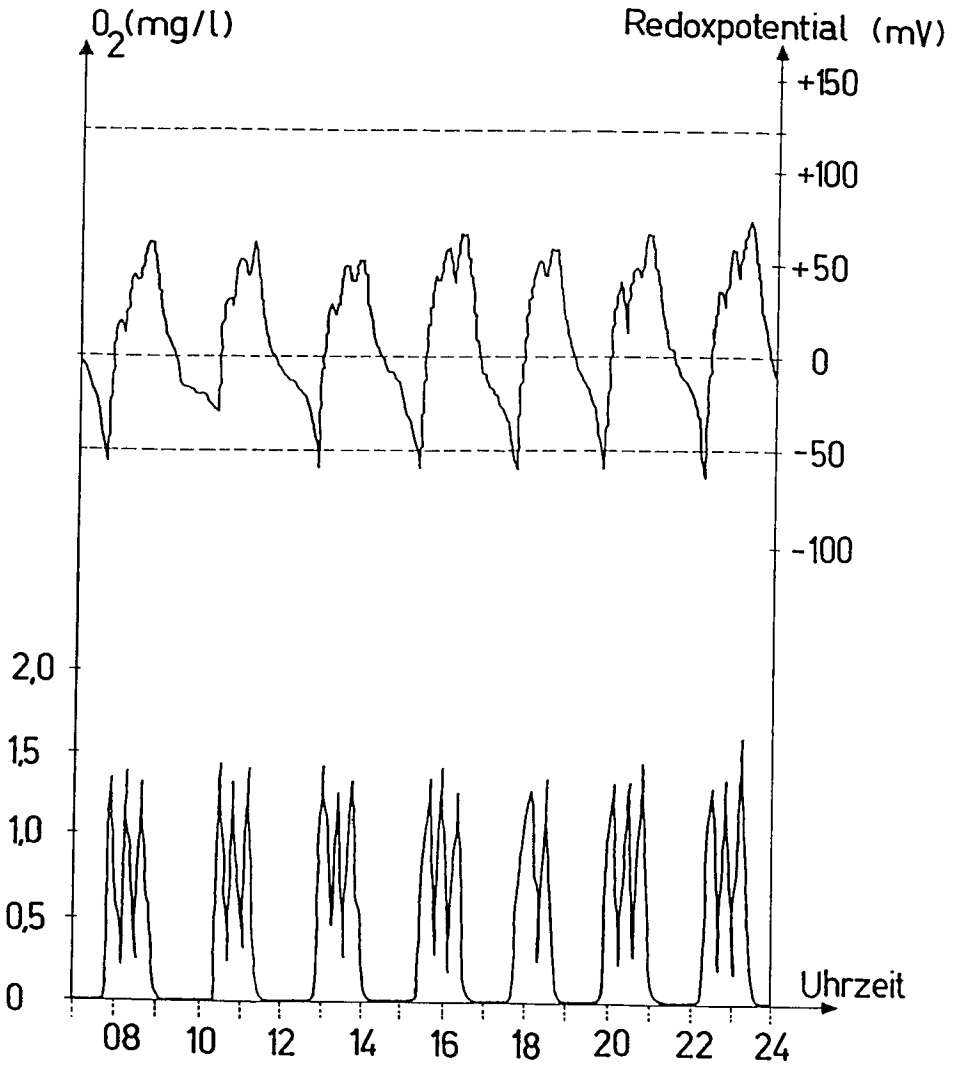


Abb.13: Kläranlage Frauenkirchen; Redoxpotential und O<sub>2</sub>-Gehalt;  
Februar 1992

### 3.5 Bilanzen

Auf Grund der Detailuntersuchungen im Dezember 1991/Jänner 1992 wurde zusätzlich versucht, über einen längeren Zeitraum Bilanzen über den Überschußschlammanfall, CSB, N und P zu erstellen, um Aussagen über die Stoffflüsse machen zu können.

Meßtechnisch relativ schwierig zu erfassen ist bei derart geringen Schlammbelastungen und dem vorliegenden hohen Schlammalter ( $t_s > 200$  d) der Überschußschlammanfall. Auf Grund der Untersuchungen resultiert hiebei ein Anfall von 60 kg TS/d, wobei bereits 19 kg TS/d bzw. 31,7 % durch die Simultanfällung (Bildung von  $\text{FePO}_4$  und  $\text{Fe(OH)}_3$ ) verursacht werden. Der Überschußschlammanfall, der mit dem Ablauf in Form ungelöster Stoffe abgeleitet wird, beträgt dabei ca. 2 kg/d (3 %). Pro kg abgebauten  $\text{BSB}_5$  fallen demnach 1,01 kg ÜS an. Subtrahiert man hiebei den Fällungsschlamm, so ergibt sich eine Überschußschlammproduktion von 0,69 kg ÜS/kg  $\text{BSB}_5$  - abgebaut. Hier wäre durchaus denkbar, daß dieser Wert tatsächlich noch niedriger liegt, da bei der vorliegenden Schlammbelastung bereits eine fast vollständige Mineralisation der organischen Stoffe vorliegen müßte (z.B. 0,5 kg ÜS/kg  $\text{BSB}_5$  - abgebaut).  $\text{ÜS}_R$  ergibt sich demnach zu 0,034 kg/m<sup>3</sup>.d,  $\text{ÜS}_R/\text{B}_R$  zu 0,60. Die Schlammuntersuchungen zeigten hiebei einen P-Gehalt von 23,9 mg P/g TS, einen N-Gehalt von 55 mg N/g TS sowie einen CSB-Gehalt von 800 mg  $\text{O}_2$ /g TS.

P-Verbindungen verbleiben demnach zu 97,8 % im Überschußschlamm, 2,2 % gelangen in den Ablauf.

Von den N-Verbindungen wurden insgesamt 76 % durch Nitrifikation/Denitrifikation entfernt, 20,8 % im Überschußschlamm gebunden sowie 3,2 % mit dem Ablauf abgeleitet.

Aus der CSB-Bilanz geht hervor, daß insgesamt 54,6 % entfernt (veratmet), 44 % als Überschußschlamm anfallen bzw. 1,4 % mit dem Ablauf abgeleitet werden.

Die oben angeführten Stoffflüsse können vorerst z.T. aber nur als vorläufige Nährgewerte angesehen werden.

Besser abgesicherte Aussagen können auf Grund des hohen Schlammalters erst nach Gleichgewichtseinstellung und Untersuchungen über einen längerfristigen Zeitraum getroffen werden.

#### 4. ZUSAMMENFASSUNG

Mit den vorliegenden Untersuchungen konnte gezeigt werden, daß mit dem Belebungsverfahren bei entsprechend großzügiger Bemessung, Einsatz moderner Steuer- und Regeltechnik und guter Wartung der Anlage ausgezeichnete Reinigungsergebnisse erzielt werden können. Trotz Einsatz eines Mischwasserkanalisationssystemes konnte bisher eine Ableitung unge-reinigter Mischwässer in das Grundwasser vollständig hintan-gehalten werden d.h., daß auch z.T. nur gering belastete Niederschlagswässer zur Gänze einer weitestgehenden chemisch-biologischen Reinigung vor einer weiteren Ableitung unterzogen wurden. Durch die spezielle Anlagenkonzeption trat selbst bei höheren hydraulischen Belastungen keine signifikante Erhöhung der Restbelastung auf. Die Qualitätsanforderungen für die Ableitung ins Grundwasser wurden bis dato bereits von der biologischen Stufe selbst fast voll-ständig erfüllt. In der gegenwärtigen Konzeption und Be-triebsweise werden die Grenzen des Belebungsverfahrens bereits weitgehend erreicht. Geringe Verbesserungen durch Optimierung der Betriebsweise erscheinen noch möglich. Eine weitere Verringerung der Restbelastung ist jedoch nur noch durch zusätzliche Verfahrensstufen möglich.

Die Anforderungen der 1.Emissionsverordnung wurden zur Gänze auch außerhalb des Geltungsbereiches (niedrige Temperatur, Regenwetter) voll erfüllt. Zusätzliche Unter-suchungen, speziell über die Leistung und Wirkungsweise der intermittierend belüfteten Staurieselbeete, sind noch er-forderlich.

Für die Unterstützung bei den Untersuchungen darf an dieser Stelle der Stadtgemeinde Frauenkirchen, insbesondere Herrn Wittmann, den Projektanten, Ausrüsterfirmen, dem Landeswasserbaubezirksamt Schützen a.Geb. sowie den Damen und Herren der Gewässeraufsicht gedankt werden.

## 5. LITERATUR

- Fa.BIOGEST: Bedienungsanleitung für die Nitrifikations-Denitrifikationsregelung nach dem Redox-Potential.
- v.d.EMDE, W. Entsorgungsstrategie für die Stadtgemeinde
- FLECKSEDER, H.: Frauenkirchen. Gutachten, unveröffentlicht, Wien, 1985.
- FLECKSEDER, H.: Technischer Gewässerschutz, dargestellt am Beispiel einer Gemeinde im Osten Österreichs. Österr.Wasserwirtschaft, Jg.39 (1987), Heft 3/4, 65 - 70.
- NOVAK, H.: Studie über die Abwasserbeseitigung der Gemeinde Frauenkirchen. Gutachten, unveröffentlicht, Wien, 1978.
- NOVAK, H.: Projekt über die Kläranlage der Gemeinde Frauenkirchen, Wien, 1978.
- Fa.ÖKOPLAN: Projekt Abwasserreinigungsanlage Frauenkirchen, Wien, 1986.

SPATZIERER Gerhard, Dipl.Ing.  
Amt der Burgenländischen Landesregierung  
Abteilung XIII/3-Gewässeraufsicht  
7041 Wulkaprodersdorf

## ERWEITERUNG DER KLÄRANLAGE ADMONT/HALL

N. Matsché, L. Prendl, L. Guan

1. Einleitung

Die Kläranlage Admont/Hall wurde für die vollbiologische Reinigung der Abwässer von 8000 EGW konzipiert. In Abänderung des ursprünglich ausgearbeiteten Projektes wurden anstatt zweier Belebungsbecken mit feinblasiger Tiefenbelüftung und einem Volumen von zusammen 720 m<sup>3</sup> zwei Belebungsbecken, die mit Rohrbelüftern (System Stählermatic) ausgerüstet sind, ausgeführt. Diese ausgeführte Variante wurde trotz eines wesentlich kleineren Belebungsbeckeninhaltes von nur 330 m<sup>3</sup> von der ausführenden Firma als gleichwertig hinsichtlich der Reinigungsleistung angeboten. Die Überprüfung der Reinigungsleistung der Kläranlage durch das Amt der Steiermärkischen Landesregierung ergab jedoch, daß zwar eine ausgezeichnete BSB<sub>5</sub>-Reduktion (Abbau von Kohlenstoffverbindungen) in der biologischen Stufe stattfindet, daß aber die geforderte Nitrifikation praktisch nicht nachgewiesen werden konnte. Der bescheidmäßig auferlegte Grenzwert von 10 mg/l Ammonstickstoff im gereinigten Abwasser konnte daher nicht eingehalten werden. Da eine Übernahme der Kläranlage durch den Bauherrn erst nach Einhaltung der bescheidmäßig vorgeschriebenen Ammoniumkonzentration im Ablauf erfolgen sollte, mußte eine Lösung gefunden werden, um die Anforderungen hinsichtlich der Nitrifikation erfüllen zu können.

Als Alternativen standen entweder die Herstellung des in der ursprünglichen Planung vorgesehenen Zustandes oder eine Erweiterung der bestehenden Kläranlage in einer Weise zur Diskussion, die eine Erfüllung der bescheidmäßig vorgeschriebenen Ablaufwerte ermöglichen sollte.

Zunächst wurde eine Erweiterung der bestehenden Anlage durch einen Tropfkörper vorgeschlagen. Dieser Lösung standen jedoch



die ungünstigen klimatischen Verhältnisse während der Winterperiode mit sehr niederen Temperaturen gegenüber. Eine andere Erweiterungsmöglichkeit stellte die Ausführung einer zweistufigen Lösung dar, in der ein neues Belebungsbecken als erste Stufe zusätzlich errichtet werden sollte, die vorhandene Vorklä rung als Zwischenklärung betrieben werden sollte und die vorhandene biologische Stufe als zweite Stufe in dem erweiterten Verfahren dienen sollte. Nach eingehenden Untersuchungen wurde diese Variante eines zweistufigen Belebungsverfahrens als kostengünstigste Variante mit der größten Flexibilität hinsichtlich des zukünftigen Betriebes für die Erweiterung ausgewählt. Nach der Bewilligung dieser Erweiterung durch das Amt der steiermärkischen Landesregierung wurde diese Variante in einer sehr kurzen Bauzeit von nur fünf Monaten ausgeführt und mit Beginn des Jahres 1990 in Betrieb genommen. Nachdem die geforderte Nitrifikation innerhalb kürzester Zeit eingehalten werden konnte und aus dem Betrieb ersichtlich wurde, daß die Kläranlage entsprechende Reserven aufwies, wurde gemeinsam mit der Firma SGP-VA-Energie u. Umwelttechnik (SGP-VA) ein Forschungsprojekt begonnen, dessen Ziel es war, auf der vorhandenen Anlage auch eine entsprechende Denitrifikation zu erreichen. Da die Erweiterung noch vor Inkrafttreten der Abwasseremissionsverordnungen geplant bzw. ausgeführt wurde, sind in der Anlage Admont/Hall noch keine Einrichtungen für die Entfernung von Phosphor vorhanden. Die Ausrüstung der Anlage mit entsprechenden Vorrichtungen zur Phosphorfällung kann jedoch jederzeit vorgenommen werden.

Im Zuge dieser Untersuchungen über die Einführungen der Denitrifikation auf der nunmehr zweistufig ausgebauten Anlage wurde bedingt durch die starke hydraulische Belastung der Zwischenklärung vermehrt Schlamm aus der ersten Stufe in die zweite Stufe eingetragen, wodurch sich eine unerwartet hohe Eliminatio n des Stickstoffs ergab.

Andererseits wurde der Überschußschlamm aus der zweiten Stufe in die erste Stufe übergeführt, da nur aus dieser eine Entnahme von Überschußschlamm für die gesamte Anlage erfolgen konnte.

Durch diese "Schlammkreisläufe" wurde die konventionelle zwei-stufige Anlage in eine Anlage mit Vermischung der Biozönosen aus der ersten und der zweiten Stufe in eine Anlage eines neuen Typs mit Mischbiozönose umgewandelt, die sich hinsichtlich der Entfernung von Stickstoffverbindungen als sehr günstig erweisen sollte. Aufgrund der Ergebnisse dieser Anlage wurde ein neues Verfahren zur Entfernung von Nährstoffen entwickelt.

## 2. Einstufiger Betrieb

Die Anlage Admont/Hall wurde zunächst als konventionelle ein-stufige Kläranlage ausgeführt.

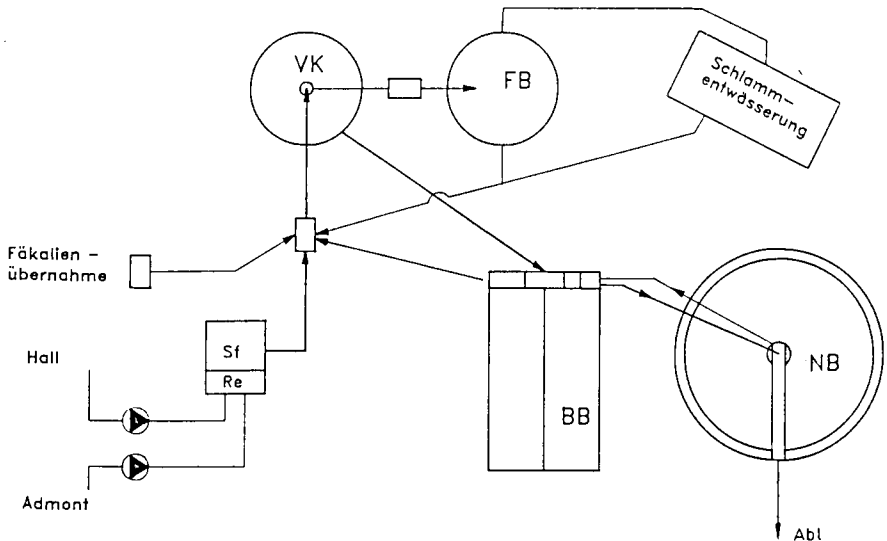


Abb. 1: Lageplan der Kläranlage Admont/Hall - vor Ausbau

1 Vorklärbecken	Ø	10 m	
	O	72 m <sup>2</sup>	
	V	191 m <sup>3</sup>	
2 Belebungsbecken	á V	165 m <sup>3</sup>	(mit Stählermaticbelüftung)
1 Nachklärbecken	Ø	16 m	
	O	195 m <sup>2</sup>	
	V	651 m <sup>3</sup>	
1 Faulbehälter	Ø	10 m	
	V	800 m <sup>3</sup>	

Die Anlage wurde für eine Belastung von 8000 EGW bemessen, wobei mit einer Schmutzwassermenge von 200 l/EW.d und einer zusätzlichen Fremdwassermenge von 200 l/EW.d gerechnet wurde, woraus sich eine Wassermenge aus Schmutz- und Fremdwasser von 3200 m<sup>3</sup>/d errechnet.

Als Basis für die Schmutzfracht wurde eine spezifische Belastung von 60 g BSB<sub>5</sub> im Rohabwasser und 45 g BSB<sub>5</sub>/EW nach mechanischer Reinigung angenommen, woraus sich eine Bemessungsfracht von 480 kg BSB<sub>5</sub> im Rohabwasser bzw. 360 kg BSB<sub>5</sub> im Ablauf Vorklärbecken ergaben. Die Belüftung des Abwassers erfolgt durch Schlammräder mit je ca. 4250 mm Durchmesser und ca. 2550 mm Breite. Die Schlammräder sind mit je 36 Walzen mit 315 mm Durchmesser, die gleichmäßig über den Umfang der Schlammräder angeordnet sind, bestückt. Jede der Walzen besteht aus speziell geformten Kunststoffscheiben, die einerseits durch die große spezifische Oberfläche den Mikroorganismen Aufwuchsflächen darbieten sollen und andererseits durch Hohlräume den Lufteintrag für die freischwebenden Organismen bewerkstelligen. Es handelt sich also um ein System, daß teilweise mit Aufwuchsbakterien und teilweise mit freischwebendem Belebtschlamm arbeitet.

Die Schlammräder tauchen zu etwa  $\frac{3}{4}$  ins Abwasser ein und entleeren durch die Drehung das Wasser aus den Hohlkörpern, schöpfen Luft und tragen diese Luft während der ganzen Drehung unter Wasser gleichmäßig wieder aus. Durch die langsame Abgabe der Luft über einen großen Teil des Umfanges erreicht man einen hohen Sauerstoffausnutzungsgrad.

Je drei der beschriebenen Schlammräder sind in einem Becken zusammengefaßt. Ein Vorteil dieses Belüftungssystem sollte die Ausbildung verschiedener Biozönosen am Tauchtropfkörper und im freien Beckenvolumen sein. Während des Betriebes zeigte sich jedoch, daß sich kein entsprechender Aufwuchs oder nur in wesentlich geringerem Maße als ursprünglich erwartet, einstellte, sodaß der wesentliche Anteil der Biomasse nur der freischwebende Belebtschlamm war, wodurch die erfolgte Verringerung des Beckenvolumens von ursprünglich 780 m<sup>3</sup> auf 330 m<sup>3</sup> eine wesent-

lich höhere Belastung für den Belebtschlamm ergab, der eine Nitrifikation nur unter sehr günstigen Temperaturverhältnissen erlaubte. Nachdem die vorhandenen Belebungen als zweite Stufe der neuen Anlage weiterverwendet wird, soll kurz auf die Betriebsmöglichkeiten dieser Stufe eingegangen werden. Die biologische Stufe ist zweistraßig durch die Anordnung von zwei parallel angeordneten Stahlbetonbecken ausgeführt.

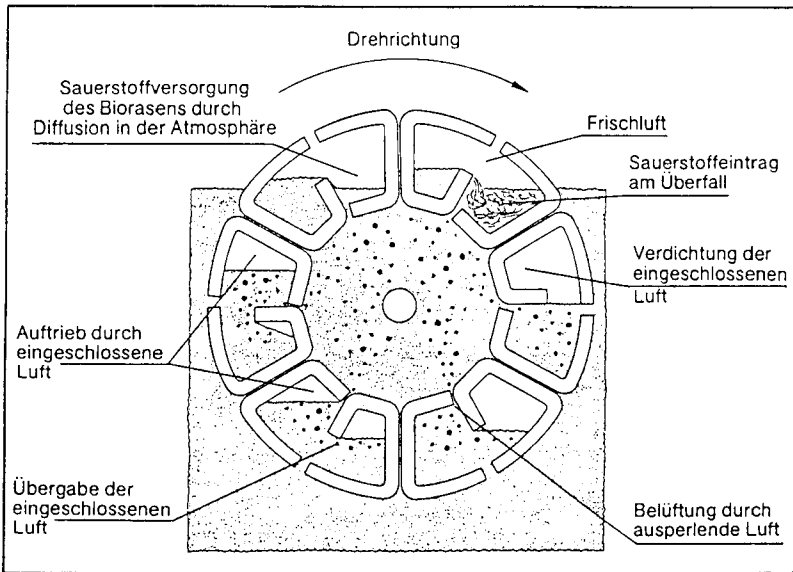


Abb. 2: Prinzip der Stählermatic-Belüftung

Die Beschickung der Becken erfolgt vom Vorklärbecken aus über eine Freispiegelkanal, der in den Verteilschacht mündet. Bei Parallelbetrieb tritt das Abwasser stirnseitig in die Becken ein, durchströmt diese in Längsrichtung, wobei es mittels je drei installierter Röhrenräder belüftet und gleichzeitig der Belebtschlamm durch die Turbulenz in Bewegung gehalten wird. Der Abzug des Schlamm/Wassergemisches erfolgt über die in Sohlhöhe installierten Rohre, die das Abwasser vom Ende des Beckens zu den an der Einlaufseite befindlichen Schächten ableiten.

Diese Schächte sind mit einer Dückerleitung mit dem Nachklärbecken verbunden. Der im Nachklärbecken abgesetzte Schlamm wird über eine Rohrleitung wieder dem Belebungsbeckenbauwerk zugeführt. Der Rücklaufschlamm wird mittels der beiden im Schlamm-schacht installierten Tauchpumpen gehoben und durch zwei Druckleitungen in die beiden Straßen der Belebung zurückgepumpt. Anfallender Überschußschlamm wird mittels einer gesonderten Pumpe zum Vorklärbecken gefördert. Bei Serienbetrieb erfolgt die Beschickung der Belebungsbecken nur über eine Zulaufleitung.

Das Abwasser durchströmt das Becken eins unter gleichzeitiger Belüftung mit drei Röhrenrädern, tritt über eine in der Zwischenwand angeordnete Öffnung, die bei Serienbetrieb durch eine Absenkschieber geöffnet ist, in das Becken zwei über. Dort erfolgt eine weitere Belüftung. Der Abzug des Schlammwassergemisches erfolgt über eine Rohrleitung direkt in den Ablaufschacht.

In der Zeit vom 5.5 bis 17.5.1988 wurden vom Amt der Steiermärkischen Landesregierung Messungen an der Kläranlage durchgeführt. Dabei ergaben sich folgende Meßwerte.

			Im Mittel	Maximal
Abwassermenge	Q	m <sup>3</sup> /d	1065	1428
Zulauf Biologie	BSB <sub>5</sub>	mg/l	150	214
	TKN	mg/l	20	24
Ablauf Nachkl	BSB <sub>5</sub>	kg/l	6	8
	TKN	mg/l	15	23

Bei diesen Untersuchungen wurde ein CSB/BSB<sub>5</sub> Verhältnis im Rohwasser von 1,8 festgestellt, was auf eine gute biologische Abbaubarkeit schließen läßt. Die Belastungskennwerte für die biologische Stufe ergaben sich mit 0,97 kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>.d bzw. für die Schlammbelastung mit 0,28 kg BSB<sub>5</sub>/kg TS.d bei einem mittleren Schlammgehalt von 3,5 g Trockensubstanz pro Liter während des Untersuchungszeitraumes (wegen der nur ca 50%igen Auslastung der Anlage war nur ein Belebungsbecken in Betrieb). Die Reinigungsleistung an der Kläranlage während der Untersuchung war

hinsichtlich des  $BSB_5$  mit Ablaufwerten zwischen 6 und 8 mg/l immer unter dem geforderten Wert von 20 mg/l. Hinsichtlich des Stickstoffabbaus wurden jedoch keine zufriedenstellenden Bedingungen festgestellt. Die  $NH_4$ -N Konzentration im Ablauf lag im Mittel bei 19 mg/l, der kleinste Wert wurde mit 12 mg/l  $NH_4$ -N gemessen. Der geforderte Wert von 10 mg  $NH_4$ -N/l wurde im Untersuchungszeitraum nicht erreicht. Die Nitrifikationsleistung der Kläranlage war daher selbst bei geringer Zulauffracht an  $NH_4$ -N unzureichend.

Eine Verminderung der Schlammbelastung durch Erhöhung des Schlammgehaltes im Belebungsbecken war nicht möglich, da der sich ausbildende Schlamm schlechte Absetzeigenschaften hatte und im Mittel einen SchlammindeX von ca. 200 ml/g erhalten wurde, der eine Erhöhung der Trockensubstanz über einen Wert von 3,5 g/l nicht zuließ. Verschiedene Bemühungen seitens der Firma SGP-VA die Nitrifikation zu erreichen, führten zu keinem nachhaltigen Erfolg, da insbesondere die stoßartige auftretenden Belastungen durch stickstoffreiche Trüb- und Entwässerungswässer aus der Schlammbehandlung immer wieder zu deutlichen Störungen in der Nitrifikation führten. Dies war der Grund, daß man sich entschloß, die Anlage zu erweitern, damit die bescheidmäßigen Anforderungen hinsichtlich der Nitrifikation erfüllt werden konnten.

### 3. Möglichkeiten zur Erweiterung der Anlage

Für die Erweiterung der Anlage zur Einhaltung der bescheidmäßig festgelegten Ablaufwerte wurden zunächst mehrere Möglichkeiten vorgeschlagen. Die erste dieser Möglichkeiten war die Vergrößerung des Beckenvolumens auf die ursprünglich vorgesehenen  $728 \text{ m}^3$  sodaß sichergestellt werden kann, daß die Raumbelastung nicht über  $0,5 \text{ kg } BSB_5/\text{m}^3 \cdot \text{d}$  zu liegen kommt. Da das bestehende Belebungsbecken ein Volumen von ca.  $330 \text{ m}^3$  aufweist müßte bei dieser Variante ein neu zu errichtendes Belebungsbecken ein Volumen von  $390 \text{ m}^3$  ( $720 - 330 = 390$ ) aufweisen. Der Vorteil einer solchen Lösung wäre die Einhaltung der ursprünglichen Verfahrensweise gewesen. Als Nachteil zeigte sich jedoch, daß

der hierfür notwendige Platzbedarf bei einer Beckentiefe von 4m mit  $100 \text{ m}^2$  auf dem bestehenden Gelände kaum zur Verfügung gestellt werden konnte. Als zweite Variante wurde bei Behaltung des bestehenden Beckenvolumens eine Vergrößerung der Bewuchsfäche der Röhrenräder vorgeschlagen. Durch Ausnutzung des bestehenden Hohlraumes zwischen den Röhren und der Achse des Röhrenrades könnte die erforderliche Oberfläche durch Füllung dieses Volumens mit Kunststofffüllkörpern erhalten werden.

Der Nachteil dieser Lösung liegt jedoch im dem hohen Gewicht des Füllmaterials, dem die mechanisch ohnedies anfälligen Räder sicherlich nicht gewachsen gewesen wären. Ein dritter Vorschlag war die Installierung eines nachgeschalteten Tropfkörpers als Nitrifikationsstufe der bei einer Stickstoffbelastung von  $32 \text{ kg Ammonstickstoff/d}$  und einer spezifischen Flächenbelastung von  $2 \text{ g NH}_4\text{-N/m}^2\cdot\text{d}$  eine Oberfläche von  $32\ 000 \text{ m}^2$  erforderlich macht. Bei Verwendung von Kunststofffüllkörpern mit zum Beispiel  $220 \text{ m}^2/\text{m}^3$  ergibt sich ein Tropfkörpervolumen von ca.  $150 \text{ m}^3$  was bei einer Füllhöhe von 3 m einen Flächenbedarf von  $50 \text{ m}^2$  ergibt der auf dem vorhandenen Gelände zur Verfügung gestellt werden kann. Als Nachteil der Tropfkörperlösung ist jedoch die geringe Nitrifikationsleistung bei niederen Temperaturen, die auf der Anlage in Admont im Winter erwartet werden müßen, zu nennen die mit dem in der ersten Stufe bereits abgekühlten Wasser bei extremen Temperaturen allenfalls zu einem Einfrieren des Tropfkörpers führen könnte.

Auf Grund der oben genannten Schwierigkeiten wurde von SGP-VA eine Studie in Auftrag gegeben die eine gangbare Lösung zur Erweiterung der vorhandenen Kläranlage zur Erfüllung der beschiedmäßigen Auflagen geben sollte. In dieser Studie wurden zunächst die Verhältnisse wie sie sich bei ursprünglich vorgesehen Belebungsbeckenvolumen von  $728 \text{ m}^3$  und dem vorhandenen Beckenvolumen von  $330 \text{ m}^3$  für die verschiedenen Belastungsfälle ( $Q$   $3200$ ,  $1428$  und  $1056 \text{ m}^3/\text{d}$ ) ergeben. Für eine gesicherte Nitrifikation sollte der Sicherheitsfaktor im Bereich von 3 bzw. darüberliegen. Es konnte gezeigt werden, daß bei einer Temperatur von  $10^\circ$  mit dem vorhandenen Volumen von  $330 \text{ m}^3$  auch bei der

mittleren Belastung dieser Wert nicht erreicht werden kann was mit den Messungen an der Anlage übereinstimmte. Mit dem ursprünglich vorgesehenen Beckenvolumen könnte unter den derzeitigen Belastungsbedingungen hingegen eine einigermaßen gesicherte Nitrifikation sichergestellt werden (Sicherheitsfaktor 4,3 bei einer mittleren Belastung, Sicherheitsfaktor 2,4 bei Spitzenbelastung).

Würden hingegen die ursprünglichen Bemessungswerte ( $3200 \text{ m}^3/\text{d}$ ) und die Bemessungsfracht herangezogen so reicht auch dieses Volumen nicht mehr für eine gesicherte Nitrifikation.

Noch kritischer liegen die Verhältnisse wenn man die selben Berechnungen für eine Temperatur von  $5^\circ \text{C}$  durchführt die für die Verhältnisse im oberen Ennstal im Winter durchaus realistisch sind. Berechnungen zeigten, daß nur mehr bei der mittleren Belastung mit dem ursprünglich vorgesehenen Volumen von  $728 \text{ m}^3$  mit einer einigermaßen gesicherten Nitrifikation (Sicherheitsfaktor 2,5) gerechnet werden konnte. Auf Grund dieser Untersuchungen wurde davon ausgegangen, daß auch die Herstellung des ursprünglichen Zustandes bei den möglichen niederen Temperaturen im Raume Admont keine gesicherte Nitrifikation zulassen. Wegen der beengten Platzverhältnisse die schon eine Erweiterung einer einstufigen Anlage auf das ursprüngliche Volumen von  $728 \text{ m}^3$  nur mit Schwierigkeiten zugelassen hätten war eine weitere Vergrößerung praktisch auf dem vorhandenen Gelände nicht realisierbar.

Aus diesem Grunde wurden Überlegungen hinsichtlich eines zweistufigen Ausbaues der Kläranlage angestellt. Die Berechnungen zeigten, daß schon eine 50%ige Verminderung der Zulauffracht in einer ersten Stufe hinsichtlich der Nitrifikation eine wesentliche Verbesserung für die zweite Stufe erbrachten. Unter einer Annahme einer Reinigungsleistung der ersten Stufe bis zu einem BSB von 20-30 mg konnte nachgewiesen werden, daß auch bei extremen Temperaturverhältnissen von  $5^\circ \text{C}$  jederzeit eine Nitrifikation unter allen untersuchten Belastungsverhältnissen in der zweiten Stufe sichergestellt werden konnte. Bei Erstellung des



Konzeptes einer zweistufigen Lösung war von Anfang an entscheidend, daß die nunmehr als Zwischenklärung arbeitende Vorkklärung hinsichtlich des Rückhaltes von Schwebstoffen einen entscheidenden Einfluß auf die Reinigungsfunktion der zweiten Stufe haben würde. Es wurde daher auch der Einfluß eines Schwebstoffaustrages aus der Zwischenklärung in die zweite Belebungsstufe mit verschiedenen Schwebstoffgehalten untersucht.

Es konnte gezeigt werden, daß auch mit Schwebstoffgehalten von 100 mg/l im Ablauf der Zwischenklärung noch günstige Voraussetzungen für die Nitrifikation bei den mittleren und maximalen Zulaufverhältnissen eingehalten werden konnten.

Maßgebend für die Wahl der Größe des neu zu errichtenden Belebungsbeckens der ersten Stufe waren einerseits die Ergebnisse eines Arbeitsberichtes der ATV - Arbeitsgruppe mehrstufige Belebungsanlagen (Korrespondenz Abwasser 2/89) und langjährige Erfahrungen mit der Hauptkläranlage Wien die in einem ähnlichen Belastungsbereich betrieben wird (V.d.Emde). Das Belebungsbeckenvolumen der ersten Stufe von 200 m<sup>3</sup> sollte in zwei Einzelbecken von je 100 m<sup>3</sup> aufgeteilt werden. Bei der Bemessungsfracht von 480 kg BSB<sub>5</sub>/d ergibt sich bei einem Volumen von 200 m<sup>3</sup> eine Raumbelastung von 2,4 die etwa dem Mittelwert der von der ATV - Arbeitsgruppe mehrstufige biologische Kläranlagen angegebenen Belastung für die erste Belebungsstufe entspricht.

Die Belastungswerte für die Zwischenklärung bei der maximalen Wassermenge von 3200 m<sup>3</sup>/d bzw. mit Q 18 von 178 m<sup>3</sup>/h bleiben wie bei der ursprünglichen Verwendung als Vorklärbecken

Oberflächenbeschickung	2,47 m/h
Aufenthaltszeit	1,07 h

und liegen damit innerhalb der von der ATV - Arbeitsgruppe angegebenen Bandbreite von 0,8 bis 6,4 h Aufenthaltszeit.

Als zusätzliche Maßnahme wurde vorgeschlagen ein Speicherbecken für die Erfassung der Trüb- und Schlammwässer aus der Schlamm-

behandlung bzw. für die angelieferten Fäkalwässer zu errichten. Die Zugabe dieser stark belasteten Wässer hat in der Vergangenheit häufig zu Störungen beim Betrieb der Anlage geführt, da sie zu Zeiten der stärksten Belastung der Anlage während der Tagesstunden erfolgte. Mit Hilfe des Speicherbeckens sollte es ermöglicht werden die Zugabe in die Nachtstunden mit geringer Abwasserbelastung zu verlegen und dadurch eine Vergleichmäßigung der Belastung zu erreichen.

Die Ablaufqualität der ersten Stufe wurde auf Grund der langjährigen Messungen auf der Hauptkläranlage Wien die unter ähnlichen Belastungsverhältnissen wie die vorgeschlagene erste Stufe betrieben wird mit

$$\text{BSB}_5 = 30 \text{ mg/l}$$

$$\text{TS}_0 = 20 \text{ bzw. } 40 \text{ mg/l}$$

angenommen.

Hinsichtlich der Belastung der Stickstoffverbindungen wurde eine weitgehende Rücklösung des in den Überschussschlamm der ersten Stufe eingelagerten Stickstoffs bei der Schlammbehandlung angenommen.

Die sich für das vorhandene Belebungsbecken der zweiten Stufe ergebenden Belastungen lagen alle unter den von der ATV-Arbeitsgruppe angegebenen Mittelwert von  $B_{\text{TS}} = 0,1 \text{ kg/kg.d.}$  Für alle Lastfälle wurden hinsichtlich des Sicherheitsfaktors für die Nitrifikation Werte über 3 erzielt. Die Berechnungen zeigten jedoch, daß die Schwebstoffe im Ablauf der Zwischenklärung einen deutlichen Einfluß auf das Schlammalter und damit auf die Nitrifikation und den Sicherheitsfaktor haben. Es ergab sich jedoch, daß eine weitgehende Nitrifikation auch noch mit einer Temperatur von  $10^\circ \text{ C}$  und einem Schwebstoffgehalt von  $40 \text{ mg/l}$  bei der maximalen Belastung erreicht wird.

Hinsichtlich der Nachklärung trat für die neue Anlagenkonzeption keine Änderung gegenüber der ursprünglichen Ausführung ein.

4. Betrieb der zweistufigen Anlage

Wegen der schwierigen Untergrundverhältnisse am Gelände der Kläranlage Admont/Hall wurde das neue Becken als ca. 8 m tiefes Rundbecken mit einem Durchmesser von 7,4 m ausgeführt und eine Dreiteilung dieses Beckens vorgenommen wobei 2 Teile mit je 100 m<sup>3</sup> als Belebungsbecken der ersten Stufe dienen sollten der dritte Teil des Rundbeckens sollte dabei die Funktion des Speicher und Ausgleichsbeckens übernehmen.

Bei dem gewählten Erweiterungskonzept mußten vergleichsweise nur geringe Änderungen an der bestehenden Anlage vorgenommen werden. Vor allem konnte während der Baumaßnahmen der volle Betrieb der bestehenden Anlage aufrecht erhalten werden. Die erforderlichen Baumaßnahmen konnten in äußerst kurzer Zeit von ca. 5 Monaten, in der Zeit von August 1989 bis Dezember 1989 durchgeführt werden, sodaß die Anlage im Jänner 1990 bereits voll in Betrieb genommen werden konnte.

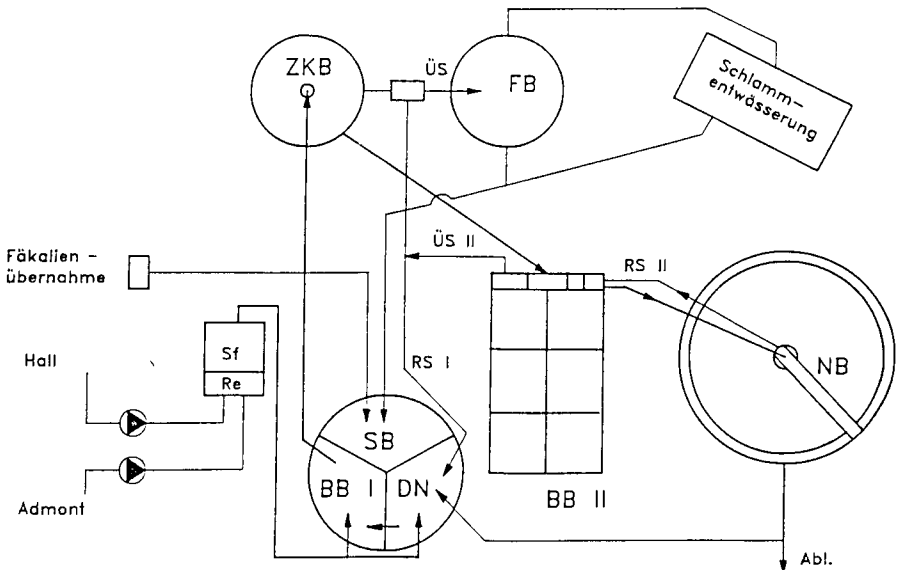


Abb. 3: Lageplan der Kläranlage Admont/Hall - nach Erweiterung

Bereits wenige Wochen nach Inbetriebnahme im Februar 1990 konnte bei einer Untersuchung der Kläranlagenfunktion durch das Amt der Steiermärkischen Landesregierung die volle Einhaltung der bescheidmäßig festgelegten Reinigungswerte eingehalten werden. Eine Zusammenstellung der Meßwerte ist in Tabelle 2 gegeben.

Tabelle 2: Untersuchungsergebnisse Februar 1990

		Zulauf	Ablauf Stufe 1	Ablauf Stufe 2
Q	m <sup>3</sup> /d	819		
BSB <sub>5</sub>	mg/l	325	95	3
CSB	mg/l	560	150	33
NH <sub>4</sub> -N	mg/l	17,6	8,8	0,2
NO <sub>3</sub> -N	mg/l	0	0	16
Kjeldahl-N	mg/l	16,1	12,8	1,1
Gesamt-P	mg/l	1,3		
PO <sub>4</sub> -P	mg/l		1,0	0,8
T	C	7-8	7-8	6-7

		Meßwerte	Bemessung
Q	m <sup>3</sup> /d	890	3200
BSB <sub>5</sub> -Zulauf	kg/d	266,2	480
BSB <sub>5</sub> -Stufe 1	kg/d	77,8	96
BSB <sub>5</sub> -Abnahme-Stufe 1	%	71	80
BSB <sub>5</sub> -Abl. Stufe 2	kg/d	2,5	
BSB <sub>5</sub> -Abnahme gesamt	%	99,1	
B <sub>R</sub> - Stufe 1	kg/m <sup>3</sup> .d	2,66	4,80
B <sub>TS</sub> - Stufe 1	kg/kg.d	0,30	1,20
B <sub>R</sub> - Stufe 2	kg/m <sup>3</sup> .d	0,22	0,29
B <sub>TS</sub> - Stufe 2	kg/kg.d	0,05	0,09

Die Auswertung der Belastungskennwerte und ein Vergleich mit der Bemessung der Abwasserreinigungsanlage zeigte zu Untersuchungszeitpunkt bei einer Abwassermenge von 890 m<sup>3</sup>/d eine hydraulische Belastung von etwa 26% bezogen auf die Bemessungsbelastung von 3200 m<sup>3</sup>/d. Bei der gemessenen BSB<sub>5</sub>-Fracht von 266 kg/d ergibt sich eine Belastung von etwa 55% bezogen auf die Bemessung. Das biologisch gereinigte Abwasser wies einen mittleren BSB<sub>5</sub> von 3 mg/l auf. Der Wert für den CSB in der untersuchten Ablaufprobe wurde mit durchschnittlich 33 mg/l festgestellt.

Bezogen auf den  $BSB_5$  der Zulaufproben erreichte die Reinigungsleistung einen hervorragenden Wirkungsgrad von 99,1%. Der Wirkungsgrad im Bezug auf den CSB-Abbau lag bei 94%. Die Anlage wies überdies einen sehr guten Nitrifikationsgrad und eine teilweise Eliminierung der Stickstoffverbindungen auf.

Die Untersuchung des Belebtschlammes in der ersten Stufe ergab mit einem Schlammvolumen von 320 ml/l und einem Schlammgehalt von 8,9 g/l einen Schlammindex von nur 36 ml/g und damit einen äußerst gut absetzbaren Schlamm. Im Belebungsbecken II ergab sich bei einem Schlammvolumen von ca. 480 ml/l und einem Schlammgehalt von ca. 4 g/l ein Schlammindex von 120 ml/g der ebenfalls ein gutes Absetzverhalten aufwies. Die absetzbaren Schwebstoffe im Ablauf waren unter 0,1 ml/l und die Sichttiefe von 0,7 m im Nachklärbecken konnte den guten Reinigungsverlauf ebenfalls bestätigen.

Mit dieser Untersuchung konnte der Nachweis erbracht werden, daß die nunmehr als zweistufige Anlage ausgebaute Kläranlage Admont/Hall die bescheidmäßigen Auflagen für die Abwasserreinigung mit großer Sicherheit einhalten konnte.

Die gute Reinigungsleistung die bei der Untersuchung im Februar 1990 festgestellt wurde einerseits und andererseits die Tatsache, daß diese Reinigung mit nur  $100 \text{ m}^3$  von insgesamt  $200 \text{ m}^3$  der neu errichteten ersten Stufe erreicht werden konnte führte zu Überlegungen die Anlage auch hinsichtlich Denitrifikation zu untersuchen.

Für diese Denitrifikationsuntersuchungen wurde ein gemeinsames Untersuchungsprogramm zwischen TU-Wien und SGP-VA ausgearbeitet. Das Konzept sah die Verwendung eines der beiden Belebungsbecken der ersten Stufe als vorgeschaltetes Denitrifikationsbecken vor wobei nitrifizierter Ablauf in einer Größenordnung von ca. 100% des Zulaufes in dieses Denitrifikationsbecken eingeleitet werden sollte und in dem er mit dem Rücklaufschlamm der ersten Stufe und dem Anlagenzulauf in Kontakt gebracht werden sollte.

Die erforderlichen Umbau- bzw. Adaptierungsarbeiten waren nur geringfügig und konnten mit geringem Kostenaufwand durchgeführt werden. Die Funktion der nunmehr zur Stickstoffelimination erweiterten zweistufigen Anlage wurde in mehreren 24-Stunden Untersuchungen bei unterschiedlichen Temperatur- und Zulaufverhältnissen untersucht. Eine Zusammenstellung der bei diesen Messungen erhaltenen Ergebnisse ist in Tabelle 3 enthalten.

Tabelle 3: 24-Stunden Untersuchungen bei zweistufigem Betrieb mit Rezirkulation vom Ablauf

Datum	5.12.90	5.2.91	17.4.91	24.7.91
Q (m <sup>3</sup> /d)	814	820	1231	79
Zulauf (°C)	8,5	5,5	9,3	16,1
Ablauf (°C)	8,0	5,1	9,7	16,9

	COD mg/l	BSB <sub>5</sub> mg/l	Ges-P mg/l	NH <sub>4</sub> -N mg/l	NO <sub>3</sub> -N mg/l	TKN mg/l	SS mg/l
Zulauf							
5.12.90	687		10,5	51,0	0,6	118	
5.2.91	4192	1783	47,2	34,7	0,2	189	2362
17.4.91	679	220	10,3	38,8	0,7	83	316
24.7.91	540	166	7,8	30,7	0,2	54	254
Abl.1.St							
5.12.90	159		7,5	12,4	1,4	37	
5.2.91	125	76	6,0	13,5	4,0	36	57
17.4.91	453	110	11,3	11,0	0,9	40	234
24.7.91	15	21	5,8	10,2	0,4	22	82
Abl.2.St							
5.12.90	58		5,9	0,1	14,2	15	
5.2.91	55	9	5,5	0,1	14,5	10	9
17.4.91	73	7	5,0	0,2	6,7	12	11
24.7.91	43	3	3,8	0,2	8,4	5	7

#### Reinigungsleistung

	5.12.90	5.2.91	17.4.91	24.7.91
BSB <sub>5</sub>		(99%)	96,6 %	98,3 %
CSB	90,4 %	(98%)	89,2 %	92,1 %
Ges.N	68,7 %	(95%)	77,8 %	75,7 %
Ges.P	32,3 %	(88%)	51,9 %	51,6 %

Über die Ergebnisse dieser Tagesuntersuchungen können folgende Aussagen gemacht werden:

Der Abwasseranfall bei den 4 Untersuchungen lag im typischen Trockenwetterbereich mit Ausnahme der Untersuchung vom April wo ca. 50% Niederschlagswasser zusätzlich anfiel. Die Temperaturen schwankten ca. zwischen 5° C und 17° C was ebenfalls für die Kläranlage in Admont eine typischen Bereich darstellt.

Hinsichtlich der Belastung können folgende Aussagen gemacht werden:

Mit Ausnahme der Untersuchung vom Februar lagen die BSB<sub>5</sub>-Werte im Bereich wie er auch bei früheren Messungen festgestellt wurde. Der CSB ist bei allen Untersuchungen erhöht, sodaß sich ein CSB zu BSB<sub>5</sub>-Verhältnis von > 3 ergibt. Extreme Zulaufbedingungen herrschten im Februar vor wo die Zulaufkonzentrationen um nahezu einen Faktor 8 bei den Kohlenstoffverbindungen gegenüber den sonstigen Bedingungen erhöht waren. Dies dürfte vermutlich auf eine Kanalreinigung die während dieser Untersuchung vorgenommen wurde zurückzuführen sein. Bei den Stickstoffverbindungen fällt der große Unterschied zw. Ammonstickstoff und TKN im Zulauf auf. Bei Betrachtung der Einzelwerte wird ersichtlich, daß dieser Unterschied auf Stoßbelastungen bei organischen Stickstoff zurückgeführt werden kann, die vermutlich aus einem Holzverarbeitendem Betrieb, in dem stickstoffhaltige Harze verwendet werden, zurückzuführen ist. Diese Belastung ist nur bei der Untersuchung im Juli 1991 nicht nachzuweisen. Im Ablauf der Zwischenklärung treten beim Ammonstickstoff und beim Gesamtstickstoff bereits relativ ausgeglichene Verhältnisse auf. Die Ablaufwerte des Nachklärbeckens und damit die Ablaufqualität der Reinigungsanlage sind sehr zufriedenstellend. Die BSB<sub>5</sub>-Werte liegen unter 10 mg/l, die CSB-Werte zwischen ca. 40 und 70 mg/l. Besonders hervorzuheben sind die niederen Werte des Ammonstickstoffs die bei 0,1 bzw. 0,2 mg/l liegen und damit trotz der zum Teil sehr niedrigen Temperaturen eine vollständige Nitrifikation anzeigen. Problematisch und zunächst schwer erklärbar waren die relativ hohen Werte beim Gesamtstickstoff (TKN) zwischen 5 bis 15 mg/l.

Besonders in den Untersuchungen Dezember, Februar und April liegen die Werte über 10 mg und können zusammen mit den gegenüber früheren Untersuchungen erhöhten Werten beim CSB nur dahingehend interpretiert werden, daß es sich um schwer abbaubare organische Stickstoffverbindungen in Zusammenhang mit der Holzleimung (Herstellung von Schalelementen) handelt die einem biologischen Abbau nicht zugänglich sind. Trotz dieser hohen TKN-Werte im Ablauf war der Eliminationsgrad für den Gesamtstickstoff wesentlich höher als er auf Grund der Berechnungen aus der Rückführung von nitrifiziertem Ablauf in das Denitrifikationsbecken erwartet werden konnte. Bei einem 100%igen Rücklauf sollte die Stickstoffentfernung nur ca. 50% betragen die Werte lagen jedoch zwischen ca. 70 und 80% (unter Ausklammerung der untypischen Werte vom Februar 1991).

Diese unerwartet hohe Stickstoffelimination in einer zweistufigen Belebungsanlage war der Anlaß für weitere Überlegungen. Die höchste Stickstoffelimination mit ca. 78% wurde in der Untersuchung vom April 1991 erhalten. In der Abbildung 4 sind die Tagesganglinien des Zulaufes enthalten. Man erkennt deutlich die während der Nachtstunden zw. 21 Uhr und 1 Uhr Früh sich ergebende Spitzenbelastung beim TKN, die vermutlich auf unzulässige Einleitungen von schwer abbaubaren organischen Stickstoffverbindungen zurückgeführt werden muß. In der Abbildung 5 ist die Tagesganglinie des Ablaufes dargestellt man erkennt deutlich die vollständige Nitrifikation an den extrem niedrigen Ammoniumwerten zwischen 0,1 und 0,2 mg/l und die weitgehende Denitrifikation an den Nitratwerten zwischen 6 und 8 mg/l. Die erhöhten TKN-Werte sind nicht mehr als Spitzenwert zu erkennen sondern sind durch die Rückläufe in der Anlage bzw. durch die relativ lange Verweilzeit bereits weitgehend ausgeglichen. Sie sind aber gegenüber normalen Verhältnissen mit normalen häuslichen Abwasser, wo üblicherweise 1 bis 3 mg/l TKN über dem Ammoniumwert gemessen wird stark überhöht und müßten hinsichtlich der Stickstoffelimination der Anlage außer Betracht gezogen werden.



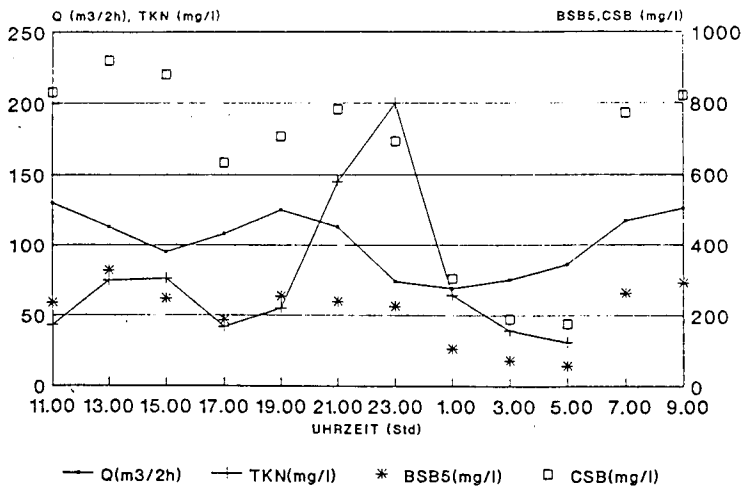
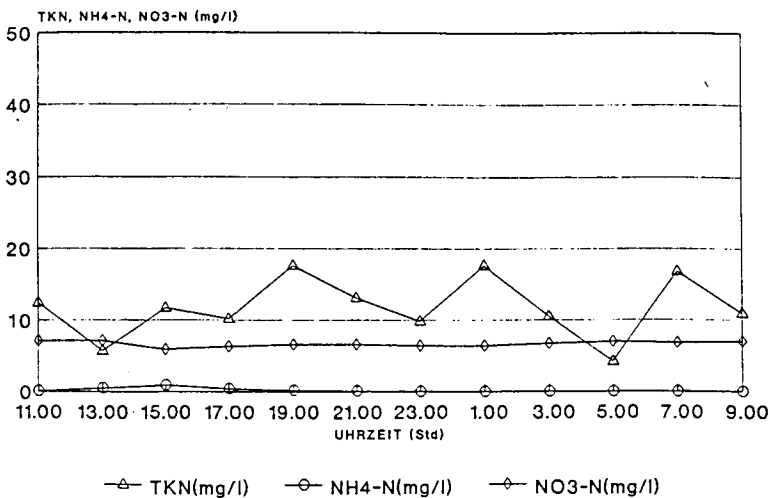


Abb. 4: Tagesganglinie Zulauf - 17.04.1991



Abbl. 5: Tagesganglinie Ablauf - 17.4.1991

*Die spezifischen Belastungen an diesem Untersuchungstag wurden mit folgenden Werten ermittelt:*

Der Schlammgehalt in der ersten Stufe betrug 5 g/l bei einer BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung von 1,4 kg/m<sup>3</sup>.d ergibt sich daraus eine Schlammbelastung von 0,28 kg/kg.d. In die Denitrifikationstufe wurde mit einem Rücklaufverhältnis von ca. 100% biologisch gereinigtes Abwasser aus dem Ablauf der zweiten Stufe rezirkuliert. Das Rücklaufschlammverhältnis aus der Zwischenklärung lag bei ca. 400% da die Rücklaufschlammumpen auf ein Rücklaufschlammverhältnis von 100% bei voller hydraulischer Belastung ausgelegt sind. Für die Oberflächenbeschickung der Zwischenklärung errechnet sich bei den gegebenen hydraulischen Verhältnissen ein Wert von 1,46 m/h. Bei dieser Oberflächenbeschickung ergab sich eine deutliche Abschwemmung von Schwebstoffen aus der Zwischenklärung in die zweite Stufe der Belebungsanlage wobei sich ein Tagesdurchschnittswert von ca. 230 mg/l ergab. Die Raumbelastung der zweiten Stufe war 0,41 kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>.d wodurch sich bei einem Schlammgehalt von 7,5 g/l in der zweiten Stufe eine Schlammbelastung von 0,05 kg/kg.d ergab. Auch in der zweiten Stufe war das Rücklaufverhältnis mit 400% vergleichsweise hoch. Die Begründung hierfür liegt wieder in der Auslegung der Rücklaufschlammumpen für die volle hydraulische Belastung der Anlage. Die Oberflächenbeschickung des Nachklärbeckens betrug am Untersuchungstag ca. 0,54 m/h.

*Eine Bilanzierung der Stickstoffelimination in den beiden Stufen erbrachte folgendes Bild:*

Von den 102 kg Stickstoff die im Zulauf enthalten waren wurden in der ersten Stufe 24 kg eliminiert wobei diese Elimination zum Teil aus Überschußschlammproduktion zum Teil aus Denitrifikation resultierte. Die Stickstoffentfernung in der zweiten Stufe betrug 56 kg N/d wobei es sich neben Rückhalt von suspendiertem organischem Stickstoff in Form von Schlamm hauptsächlich um simultane Nitrifikation, Denitrifikation gehandelt haben dürfte. Von den 102 kg Stickstoff im Zulauf waren noch ca. 23 kg Stickstoff im Ablauf enthalten.

Nach einer groben Abschätzung wurde ein Drittel des Stickstoffes in der ersten Stufe und zwei Drittel in der zweiten Stufe eliminiert.

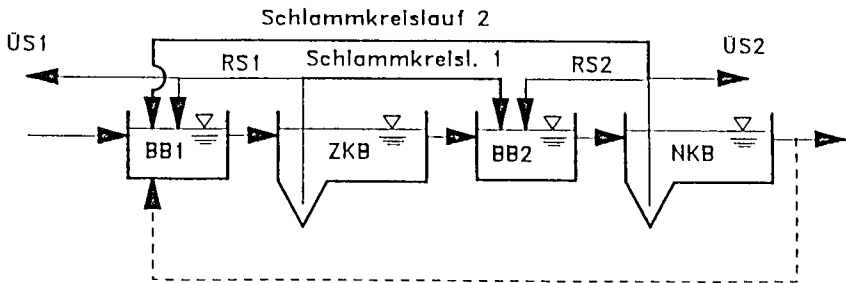
Die Ergebnisse dieser Untersuchungen, vor allem die hohe Denitrifikationskapazität der zweiten Stufe, war für ein zweistufiges Anlagenkonzept zunächst nicht erwartet worden und wurde nach gründlichen Überlegungen auf das Vorhanden sein von denitrifizierendem Schlamm im Ablauf der Zwischenklärung zurückgeführt, durch den Denitrifikationssubstrat für die Denitrifikation in die zweite Stufe eingebracht wurde, wo sonst nur nitrifiziert werden würde. Diese Versuchsergebnisse auf der Kläranlage Admont/Hall bildeten die Grundlage für ein neues Konzept einer Abwasserreinigung in einer zweistufigen Anlage mit der Stickstoffentfernung durch die Ausbildung von Mischbiozöosen.

#### 5. Zweistufiges Belebungsverfahren mit der Mischung der Biozöosen von 1. und 2. Stufe

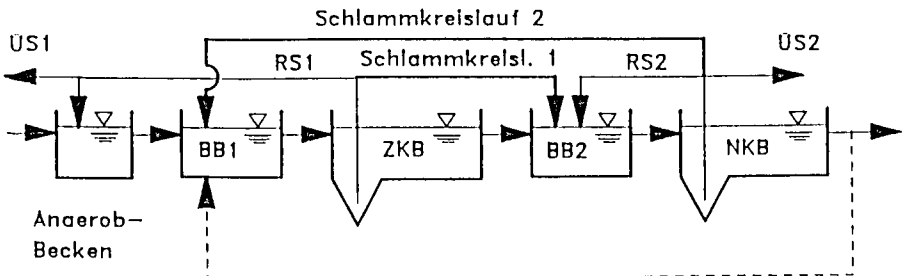
Die durch die hohe hydraulische Belastung der Zwischenklärung erfolgte Überführung von belebtem Schlamm der ersten Stufe in die zweite Stufe und damit die Ausbildung einer Mischbiozönose von nitrifizierendem Schlamm und denitrifizierendem Schlamm in der zweiten Stufe ist die Grundlage für ein neues Verfahrenskonzept zur Entfernung von Stickstoffverbindungen in zweistufigen Anlagen. Da die Überführung von Schlamm mit dem Ablauf der Zwischenklärung abhängig von der jeweiligen hydraulischen Belastung ist, ist eine gezielte Überführung von Schlamm der ersten Stufe in die zweite Stufe abhängig von den jeweiligen Betriebsverhältnissen. Durch die Einführung einer gezielten Überführung von Belebtschlamm aus der ersten Stufe in die zweite Stufe mittels einer eigenen Vorrichtung kann diese Überführung in weiten Grenzen geregelt werden. Ebenso kann der Schlamm der zweiten Stufe in die erste Stufe übergeführt werden um diese mit nitrifizierendem belebten Schlamm zu beimpfen.

Die Einführung dieser beiden Schlammkreisläufe in das Konzept eines zweistufigen Belebungsverfahrens ist ein neues Verfahren und wurde inzwischen zum Patent angemeldet. Der Name für dieses Verfahren wurde in Anlehnung an die erste Anwendung "Admont-Verfahren" bzw. wurde im Hinblick auf die Mischung von Eigenschaften einstufiger mit den Eigenschaften zweistufiger Verfahren die Bezeichnung MG-Hybrid-Verfahren gewählt. Ein Schema des Verfahrens in welches auch die biologische Phosphorentfernung in der ersten Stufe integriert werden kann ist in Abbildung 6 dargestellt.

### 2-stufiges Belebungsverfahren mit Mischbiozönose zur Nitrifikation und Denitrifikation



### mit biologischer P-Entfernung



Abbl. 6: Fließschema 2-stufiges Belebungsverfahren mit Mischbiozönose zur Nitrifikation und Denitrifikation

Die Reinigung von Abwasser mit Nitrifikation und Denitrifikation in Belebungsanlagen kann prinzipiell in einstufigen und zweistufigen Anlagen vorgenommen werden. Zur Erzielung einer gesicherten Nitrifikation ist in Abhängigkeit von der Temperatur des Abwassers die Einhaltung eines bestimmten Schlammalters in der Anlage erforderlich, damit die langsam wachsenden nitrifizierenden Bakterien auch tatsächlich im belebten Schlamm vorhanden sind und nicht ausgewaschen werden. Das Schlammalter in einer Belebungsanlage wird aber maßgeblich durch die Belastung des Abwassers mit Kohlenstoffverbindungen beeinflusst, da die nitrifizierenden Bakterien nur einen geringen Anteil an der gesamten Biomasse ausmachen (<5%).

Durch diese Bedingungen wird die Größe einer einstufigen Belebungsanlage für die Abwasserreinigung mit Nitrifikation vorwiegend durch die Belastung mit abbaubaren Kohlenstoffverbindungen bestimmt. Bei der Anwendung von zweistufigen Verfahren kann durch den weitgehenden Abbau der Kohlenstoffverbindungen in der ersten Stufe ohne Nitrifikation und nachfolgender Behandlung des vorgereinigten Abwassers in der zweiten Stufe eine gute Voraussetzung für die Nitrifikation in dieser Stufe geschaffen werden, da nach Entfernung der Kohlenstoffverbindungen mit hohem Schlammalter auch bei vergleichsweise kleinen Beckenvolumina gearbeitet werden kann.

Für die Entfernung von Stickstoffverbindungen aus dem Abwasser ist jedoch nach der bei der Nitrifikation erfolgten Oxidation von reduzierten Stickstoffverbindungen zu Nitrat die Reduktion von Nitrat erforderlich, die unter Abwesenheit von gelöstem Sauerstoff unter Verwendung des an das Nitrat gebundenen Sauerstoffs erfolgt (anoxische Bedingungen). Bei einstufigen Anlagen kann dies durch entsprechende Gestaltung der Becken und Anpassung der Sauerstoffzufuhr, damit es zur Ausbildung von aeroben und anoxischen Bedingungen kommt, erreicht werden.

Die Einbeziehung der Denitrifikation in das Verfahren bedingt jedoch eine weitere Vergrößerung des erforderlichen Beckenvolumens.

Die Einbeziehung der Denitrifikation bei zweistufigen Anlagen ist zwar grundsätzlich möglich, jedoch ist durch die räumliche Trennung des Abbaues der Kohlenstoffverbindungen in der ersten Stufe und der Nitrifikation in der zweiten Stufe die Verfügbarkeit von Kohlenstoffverbindungen, die für die Reduktion des gebildeten Nitrates benötigt werden, nur mehr sehr gering. Eine wirksame Denitrifikation ist beim konventionellen zweistufigen Verfahren nur durch Rezirkulation von nitrifiziertem Ablauf aus der zweiten Stufe in die erste Stufe und der Ausbildung anoxischer Bedingungen in dieser möglich.

Die Denitrifikation beim zweistufigen AB Verfahren kann nur durch Einschränkung des Kohlenstoffabbaus in der ersten Hochlaststufe, z.B. durch Verminderung der Luftzufuhr, und damit durch Verlagerung von Kohlenstoffabbau in die zweite Stufe, ebenfalls unter Einhaltung anoxischer Bedingungen erzielt werden. Eine Rezirkulation von Ablauf der zweiten Stufe in die als Höchstlaststufe ausgebildete erste Stufe ist wegen der kurzen Verweilzeiten wenig zielführend. Andererseits geht aber durch die Einschränkung des Kohlenstoffabbaues in der ersten Stufe der Vorteil hinsichtlich der Einhaltung optimaler Bedingungen bei der Nitrifikation verloren.

Zusammenfassend kann also für die derzeit angewandten Betriebsweisen des Belebungsverfahrens gesagt werden, daß beim einstufigen Verfahren mit der Ausbildung einer Mischbiozönose für Kohlenstoffabbau, Nitrifikation und Denitrifikation gute Bedingungen für die Erzielung guter Ablaufwerte herrschen, der hierfür benötigte Volumsbedarf ist jedoch verhältnismäßig groß (z.B. 350 l/EGW). Bei den zweistufigen Verfahren liegen durch den Abbau der Kohlenstoffverbindungen in der ersten Stufe in der zweiten Stufe im allgemeinen zwar die besseren Bedingungen für die Nitrifikation vor, für die Denitrifikation müssen jedoch erhebliche Volumsströme rückgeleitet werden, was zu einer wesentlichen Belastung der Absetzbecken nach den Belebungsbecken der ersten bzw. der zweiten Stufe führt.

Eine Verminderung der Abbauwirkung der ersten Stufe (beim AB Verfahren) andererseits bedeutet einen teilweisen Verzicht auf die Vorteile hinsichtlich der Nitrifikation in der zweiten Stufe und ist nur mit hohem Regelungsaufwand unter Verminderung der Sauerstoffzufuhr und der Gefahr von Geruchsemissionen zu erreichen.

Bei dem neuen Verfahren werden die Vorteile der einstufigen und der zweistufigen Verfahrensweise miteinander kombiniert. Die Trennung der Biozönosen mit der Zielsetzung zum Kohlenstoffabau in der ersten Stufe und zur Nitrifikation in der zweiten Stufe mit dem Nachteil der Schwierigkeiten bei der Denitrifikation wird durch die gezielte Vermischung der Biozönosen in einer zweistufigen Anlage vermieden. Die gezielte Überführung von belebtem Schlamm aus der ersten Stufe, der einen hohen Sauerstoffverbrauch aufweist, in die zweite Stufe ermöglicht eine Einbringung von denitrifizierender Biomasse in die zweite Stufe. Durch diese geregelte Überführung von Biomasse aus der ersten Stufe in die zweite Stufe tritt eine Vermischung mit der nitrifizierenden Biomasse der zweiten Stufe ein, wodurch es in dieser Stufe möglich wird mit der gezielten Bildung einer Mischbiozönose neben der Nitrifikation auch eine Denitrifikation zu erreichen. Dabei muß die Überführung von Biomasse von der ersten in die zweite Stufe so gesteuert werden, daß das für die weitgehende Nitrifikation erforderliche Schlammalter eingehalten werden kann. Im Gegensatz zur Arbeitsweise in einer einstufigen Anlage, in der die Denitrifikation durch die im Abwasser vorliegende Verschmutzung ( $BSB_5$ ) erfolgt, wird die Denitrifikation bei dem neuen Verfahren dadurch erreicht, daß denitrifizierende Biomasse aus der ersten Stufe in Form von aktivem belebtem Schlamm in die zweite Stufe übergeführt wird und dort mit der nitrifizierenden Biomasse der zweiten Stufe eine Mischbiozönose bildet, die sowohl zur Nitrifikation als auch zur Denitrifikation befähigt ist. Das Verhältnis von Nitrifikations- und Denitrifikationsvermögen der gebildeten Mischbiozönose hängt von der Menge der in die zweite Stufe übergeführten Schlammmenge aus der ersten Stufe ab.

Da es sich bei der Überführung von Schlamm aus einer Stufe in eine andere Stufe im Vergleich zur Menge des Abwassers nur um kleine Volumsströme handelt (Verhältnis ca. 1:20), tritt keine zusätzliche hydraulische Belastung der Anlage auf. Bei einer Verminderung der Nitrifikation ist es möglich, durch eine Verringerung des Volumsstromes der Denitrifikationsbiomasse aus der ersten Stufe sehr rasch eine Verbesserung zu erreichen. Je nach Ausmaß der Vermischung der beiden Biozönosen können in der Anlage mit Mischbiozönose Verhältnisse einer einstufigen Anlage (bei sehr weitgehender Überführung des Schlammes aus der ersten in die zweite Stufe) und Verhältnisse einer zweistufigen Anlage (bei Unterbrechung der Schlammüberführung) eingestellt werden.

In ähnlicher Weise kann auch eine Vermischung der Biozönose der zweiten Stufe mit der ersten Stufe erfolgen, indem der Überschussschlamm aus der zweiten Stufe in die erste Stufe übergeführt wird. Durch diese Maßnahme werden nitrifizierende Bakterien aus der zweiten Stufe in die erste Stufe übergeführt, in der sie auf Grund der vorherrschenden Verhältnisse (vorhandenes Schlammalter reicht für eine stabile Ansiedlung von nitrifizierende Bakterien nicht aus) nicht von selbst gehalten werden können. Durch die ständige Einbringung von nitrifizierenden Bakterien in die erste Stufe sind sie jedoch in der Mischbiozönose der ersten Stufe abhängig vom Ausmaß der Rückführung vorhanden. Durch die in dieser Stufe vorherrschende hohe Konzentration an Ammonstickstoff sind die nitrifizierenden Bakterien hinsichtlich ihrer Umsatzraten jedoch nicht eingeschränkt und können mit nahezu maximaler Geschwindigkeit arbeiten. Im Gegensatz dazu tritt in der zweiten Stufe wegen der dort angestrebten niederen Konzentration an Ammonstickstoff immer eine Verminderung der Umsatzraten auf Grund der Monod'schen Beziehung ein.

Durch diese Tatsache kann im aeroben Teil der ersten Stufe gleichzeitig mit dem Abbau der Kohlenstoffverbindungen auch nitrifiziert werden, wobei das gebildete Nitrat zufolge der hohen Atmungsaktivität des belebten Schlammes in dieser Stufe in den anoxischen Bereichen (bzw. im Inneren der Flocken) sehr



rasch denitrifiziert wird. Damit wird durch die gezielte Vermischung der Biozönosen von zweiter mit erster Stufe die in der ersten Stufe vorhandene Belüftungskapazität neben der Entfernung der Kohlenstoffverbindungen auch optimal für die Entfernung von Stickstoffverbindungen durch Nitrifikation und Denitrifikation genutzt. Auch im Falle der ersten Stufe ist das Ausmaß der Umsetzungen vom Grade der Zusammensetzung der Mischbiozönose abhängig. Auch hier reicht die Variationsbreite von rein zweistufigem Betrieb bei Unterbrechung der Rückführung von Biomasse aus der zweiten in die erste Stufe bis zu nahezu einstufigem Betrieb im Falle vollständiger Schlammkreisläufe.

Univ.-Doz.Dipl.-Ing.Dr. Norbert Matsché  
Dipl.-Ing. Leopold Prendl  
Institut für Wassergüte  
Karlsplatz 13/226  
1040 Wien

Dipl.-Ing.Dr. Liang Guan  
SGP-VA Energie und Umwelttechnik G.m.b.H.  
Siemensstraße 89  
1211 Wien

Literatur:

- BÖHNKE B., DIERING B.: Zweistufiges Belebtschlammverfahren zur Reinigung von Abwasser. Deutsches Patent DE 2640875C3 10.9.76.
- KROISS H.: Erweiterungskonzepte für kommunale Kläranlagen nach dem Stand der Technik. Wiener Mitteilungen Band 100, Wien 1992.

**KLÄRANLAGE KLAGENFURT  
MÖGLICHKEITEN ZUR ANPASSUNG AN DEN STAND DER TECHNIK**

Andreas Lengyel

**1. EINLEITUNG**

Die Geschichte der Kläranlage Klagenfurt geht auf das Jahr 1938 zurück, in dem bereits die Bewilligung für die Errichtung einer Kläranlage erteilt wurde. Durch die Kriegereignisse konnte das Projekt nicht realisiert werden und erst im Jahre 1951 wurde schließlich ein Detailprojekt wasserrechtlich verhandelt, welches in seiner Konzeption für die damalige Zeit bereits veraltet war. Nach einer Begutachtung dieses Projektes durch den Altmeister der Europäischen Abwassertechnik, Herrn Dr. Ing. Karl Imhoff aus Essen, wurde ein modernes Projekt durch Univ. Prof. Dr. Rudolf Pöninger erstellt, und der Bau der ersten Ausbaustufe im Jahre 1967 abgeschlossen.

Diese erste Ausbaustufe war als Belebungsanlage mit mechanischer Vorklärung konzipiert und besaß zusätzlich ein dem Absetzbecken vorgeschaltetes Vorbelüftungsbecken, sowie ein Regenklärbecken. Die Belebungsanlage mit dem Vorklärbecken wurde in Form eines kreisförmigen Schachtelbeckens realisiert, bei welchem um das zentral angeordnete Vorklärbecken ein ringförmiges Belebungsbecken und um dieses wiederum ein ringförmiges Nachklärbecken angeordnet ist.

Die Durchströmung erfolgt von innen nach außen jeweils über umlaufende Überlaufschwelle wobei im Nachklärbecken über eine ebenfalls umlaufende Tauchwand die Einströmung in das untere Beckendrittel umgelenkt wird. Zusätzlich gibt es vier Ablaufdüker, die direkt aus dem Ablauf des Vorklärbeckens in den Nachklärbeckenablauf führen, wodurch eine variable Umgehung der Belebungsanlage, gesteuert über Absenkschieber an der Beckenperipherie erfolgen kann.

Bedingt durch den rasanten Aufschwung des Fremdenverkehrs im Bundesland Kärnten mußte bereits wenig später an eine zweite Ausbaustufe gedacht werden, welche 1973 in Betrieb ging. Diese Anlagenerweiterung bewirkte eine Verdoppelung der Kapazität durch die Errichtung eines zweiten, baugleichen Schachtelbeckens.

Durch die erhöhten Anforderungen an die Reinigungsleistung bedingt, wurde schließlich eine dritte Ausbaustufe realisiert, die 1987 in Betrieb genommen wurde. Es wurde dabei ein zweistufiges Anlagenkonzept gewählt, wobei eine Verfahrenskombination aus Belebungsanlage und Tropfkörper zur Anwendung kam.

Die entsprechenden charakteristischen Daten dieser drei Ausbaustufen sind aus der Tabelle 1 zu entnehmen.

Tabelle 1: Charakteristische Daten der drei Ausbaustufen

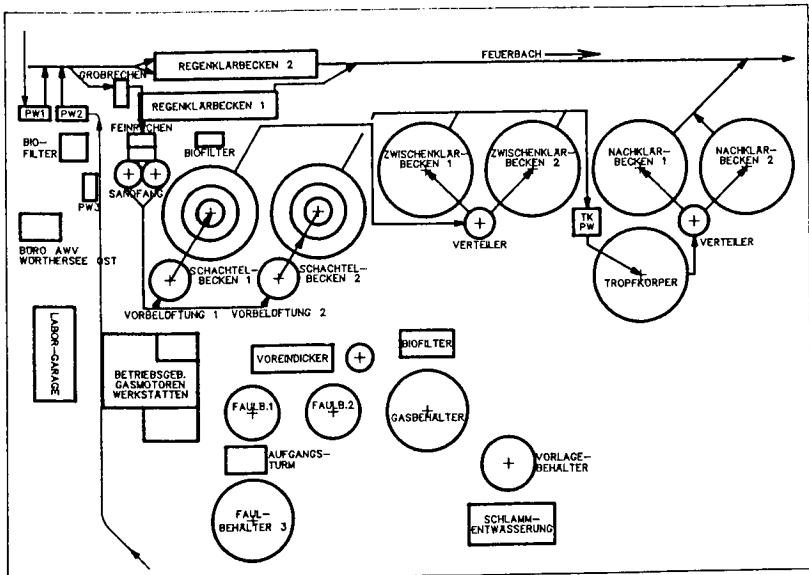
	Dim.	1. Ausbau	2. Ausbau	3. Ausbau
Inbetriebnahme		1967	1973	1987
Ausbaugröße	EGW	100000	200000	300000
Abwassermenge	m <sup>3</sup> /d	20000	40000	60000
Fracht BSB5	kg/d	6000	12000	18000
Raumbelastung - BSB5:				
BR-Belebung	kg/m <sup>3</sup> *d	1,86	1,86	1,7
BR-Tropfkörper	kg/m <sup>3</sup> *d	-	-	0,53
Oberflächen-beschickung qA:				
NKB-Belebung	m/h	2,2	2,2	0,76
NKB-Tropfkörper	m/h	-	-	0,92
gesamter Nutzraum	m <sup>3</sup>	13700	25940	64940
spez. Nutzraum	l/EGW	137	130	216,5
Inhalt Regenklärbecken	m <sup>3</sup>	1540	1540	5490

In der Abbildung 1 ist ein schematischer Lageplan der Gesamtanlage in ihrem derzeitigen Zustand dargestellt.

## 2. BESCHREIBUNG DER BESTEHENDEN ANLAGE

Aufgrund der Betriebserfahrungen mit der ursprünglichen Anlage wurde bei der dritten Ausbaustufe davon abgegangen nur durch die Errichtung von weiteren Schachtelbecken die Nutzräume zu erhöhen und eine mehrstufige Anlagenkonzeption untersucht. Durch den hohen Anteil an industriellen Abwässern (Lederfabrik) waren nämlich die Schlammigenschaften in der Belebungsanlage sehr schlecht und es kam relativ häufig zu Blähschlammproblemen und Schlammabtrieb.

Abbildung 1: Lageplan der Kläranlage Klagenfurt



Es wurden daher vor Inangriffnahme der dritten Erweiterung umfangreiche Studien und Versuche auf der Kläranlage Klagenfurt durchgeführt. Über diese Versuche und Studien wurde bereits im Heft 9/10 aus Jahrg. 41 der Österreichischen Wasserwirtschaft berichtet (W.u.A. Lengyel, 1989).

Im Rahmen mehrerer Diplomarbeiten wurden untersucht:

- Verbesserung der Schlammigenschaften der einstufigen Belebungsanlage durch Zugabe von Steinmehl (Wolf, W., 1987)
- zweistufige biologische Anlage Belebungsanlage - Tropfkörper

Dabei wurde während einer Versuchsreihe sowohl ein Brockentropfkörper als auch ein Tropfkörper mit Füllmaterial aus Kunststoff parallel betrieben und untersucht (K.Brenner, 1982; W.Kalchschmied, 1982).

Außerdem wurde in der Zeit von Juli bis September 1984 ein großtechnischer Versuch mit dem AB-Verfahren nach Professor Böhne parallel zur einstufigen Belebungsanlage durchgeführt. Dabei wurde ein Schachtelbecken mit dem zugehörigen Vorbelüftungsbecken als AB-Anlage betrieben, das zweite Becken normal gefahren. Es ergab sich damit eine einmalige Chance im Maßstab 1:1 eine einstufige Belebungsanlage neben einer zweistufigen Belebungsanlage nach dem AB-Verfahren zu betreiben. Diese Versuche ergaben jedoch keine eindeutige Präferenz für eines der beiden Verfahren.

Die Ablaufwerte der zweistufigen Anlage nach der Verfahrenskombination Belebungsbecken - Tropfkörper ergaben immer die besten Ablaufwerte. Vor allem ließ diese Kombination eine wesentlich bessere Betriebssicherheit erwarten, da der nachgeschaltete Tropfkörper einen kurzfristigen Schlammabtrieb aus der Belebung ohne nennenswerte Verschlechterung des Ablaufes verkraftet. Der Betrieb der AB-Anlage hatte gezeigt, daß die Schlammprobleme in der zweiten, schwachbelasteten Stufe ebenso häufig aufgetreten sind wie im einstufigen Betrieb, wobei keine deutlichen Unterschiede in der Reinigungsleistung feststellbar waren.

Im Jahre 1987 wurde daher eine Anlage in Betrieb genommen, bei welcher die bestehende Belebung vergrößert, und ein Tropfkörper mit eigenen Nachklärbecken sowie ein zweites Regenklärbecken dazugebaut wurden.

Die Vergrößerung der Belebungsbecken erfolgte durch Umbau eines der beiden Schachtelbecken, wobei das kreisringförmige Nachklärbecken

ebenfalls mit einer Belüftung ausgestattet wurde und nunmehr als Belebungsbecken dient, und die Nachklärung in zwei eigene Zwischenklärbecken verlegt wurde. Bei diesen neu errichteten Zwischenklärbecken handelt es sich um konventionelle Rundbecken mit einem Durchmesser von 50 m.

Der Ablauf dieser Zwischenklärbecken und der Ablauf der weiterhin als Schachtelbecken in Betrieb stehenden Beckengruppe 2 werden dem Tropfkörperpumpwerk zugeleitet und auf einen Brockentropfkörper gehoben.

Dem Tropfkörper nachgeschaltet sind zwei Nachklärbecken, deren Wasserspiegel so hoch gelegt wurde, daß auch bei Hochwasser im Feuerbach ein freies Abfließen möglich ist. Dadurch konnte das Hochwasserpumpwerk, welches bis zu diesem Zeitpunkt bei Regenwetter für den Abfluß aus der Kläranlage sorgte, außer Betrieb genommen werden.

Der Gesamtdurchfluß durch die Kläranlage Klagenfurt ist in Abbildung 2 in einem Sankey-Diagramm dargestellt, aus welchem zu ersehen ist, daß der Hauptzufluß zur Kläranlage über den sogenannten Feuerbach erfolgt, während der Industriekanal und der Kanal Wörthersee-Ost geringere Abwassermengen zuleiten. Alle zur Kläranlage gelangenden Abwasser- und Mischwassermengen werden zumindest über Rechenanlagen geführt und in Regenklärbecken gereinigt. Es gibt keine Regenentlastung im Kanalnetz vor der Kläranlage.

Wie die Betriebserfahrungen zeigen, erfüllt die zweistufige Belebungs-Tropfkörperanlage alle in sie gesetzten Erwartungen. Im Sommer 1987 wurden bereits umfangreiche Messungen an der Anlage durchgeführt. Die Untersuchungsergebnisse dieser zweimonatigen Untersuchungsserie im Sommer 1987 sind in Tabelle 2 dargestellt.

Bemerkenswert ist, daß es zu einer vollständigen Nitrifikation der Stickstoffverbindungen kommt und auch in den folgenden Jahren die Summer aller gemessenen Werte immer unter  $2\text{mg NH}_4\text{-N pro Liter}$  lag.

Abbildung 2: Kläranlage Klagenfurt - Sankey Diagramm Abwasser

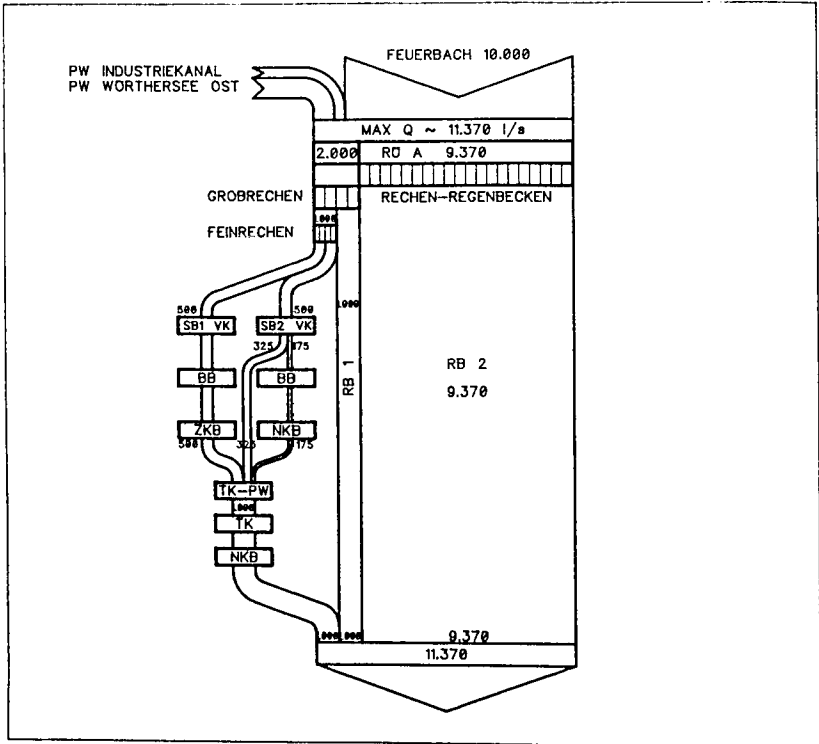


Tabelle 2: Versuchergebnisse 1987 (Mittelwerte):

Parameter	Dimension	Zulauf	Ablauf	Ablauf
			ZKB	NKB
Q	m <sup>3</sup> /d	33015		
CSB	mg/l	349,0	92,4	33,4
BSB5	mg/l	137,0	47,6	10,0
TOC	mg/l	65,3	20,0	15,4
NH4-N	mg/l	24,5	22,1	1,8

### 3. VERSUCHE 1991

Im Zusammenhang mit der WRG-Novelle bzw. der neuen Abwasseremissionsverordnungen war es naheliegend, zu untersuchen, ob mit der Verfahrenskombination Belebungsanlage - Tropfkörper eine Stickstoffelimination wie sie nunmehr gefordert wird, zu erreichen ist. Die sehr aufgeschlossene Stadtverwaltung Klagenfurt hat in dankenswerter Weise die Durchführung von großtechnischen Versuchen zur Stickstoffelimination ermöglicht.

Für diese Versuche wurde die Beckenstraße 1 mit dem erweiterten Belebungsbecken und den beiden Zwischenklärbecken herangezogen. Da die zweite Straße (Schachtelbecken in der ursprünglichen Ausführung) parallel dazu unverändert betrieben wurde, konnte während der Versuchsdauer auch der Abwasserzufluß zur "Versuchsstraße" variiert werden.

Durch die Verlegung einer provisorischen Rücklaufleitung von den Nachklärbecken in den Zulauf des Belebungsbeckens wurde während der Versuche in verschiedener Menge vollständig nitrifiziertes Ablaufwasser des Nachklärbeckens in den Belebungsbeckenzulauf geleitet und ein Teil des Beckens durch Drosselung der Belüftung als Denitrifikationszone betrieben.

Als ungünstig mußte leider in Kauf genommen werden, daß durch die Konstruktion des Schachtelbeckens keine unmittelbare Durchmischung des Zulaufes mit dem Rücklaufschlamm erreicht wird, da der erste Ring der Belebungsanlage über den ganzen Umfang mit Rohwasser beschickt wird. Außerdem war es nicht möglich, die Luftzufuhr in diesem Belebungsbeckenabschnitt restlos abzuschalten und damit wirkliche anoxische Zonen zu bilden, da es sonst zu Schlammablagerungen gekommen wäre.







angegebenen Wasserströme und Bemessungswerte gelten für diesen dritten Versuchsabschnitt.

In Tabelle 3 sind die Ergebnisse der Messungen während des dritten Versuchsabschnittes angeführt. Die Eliminationsraten für Stickstoff und der CSB-Abbau gemessen an Tagesmischproben sind in Abbildung 5 in Abhängigkeit vom Rücklaufverhältnis graphisch dargestellt. Man kann daran erkennen, daß über die Meßperiode nur sehr geringe Schwankungen der Reinigungsleistung aufgetreten sind. Die Stickstoffbilanz ist in einem Sankey-Diagramm in Abbildung 6 dargestellt.

Tabelle 3: Mittelwerte Versuchsabschnitt 3:

Parameter	Dim.	Zulauf		Ablauf
		Versuchsstraße	Tropfkörper	Nachklärbecken
Q	m <sup>3</sup> /d	13122	34722	13122
N-ges	kg/d	763	762	262
CSB	kg/d	11059	1894	491
N-Abbau	%		0%	66%
CSB-Abbau	%		83%	96%

Abbildung 5: Meßergebnisse Versuchsabschnitt 3 - CSB- und N-Abbau

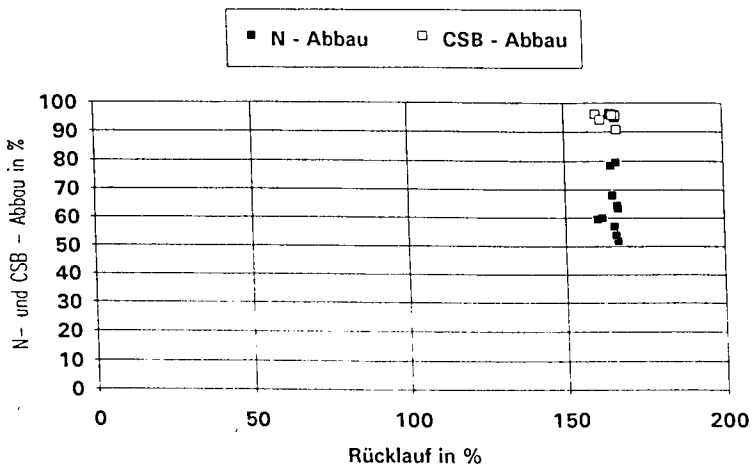
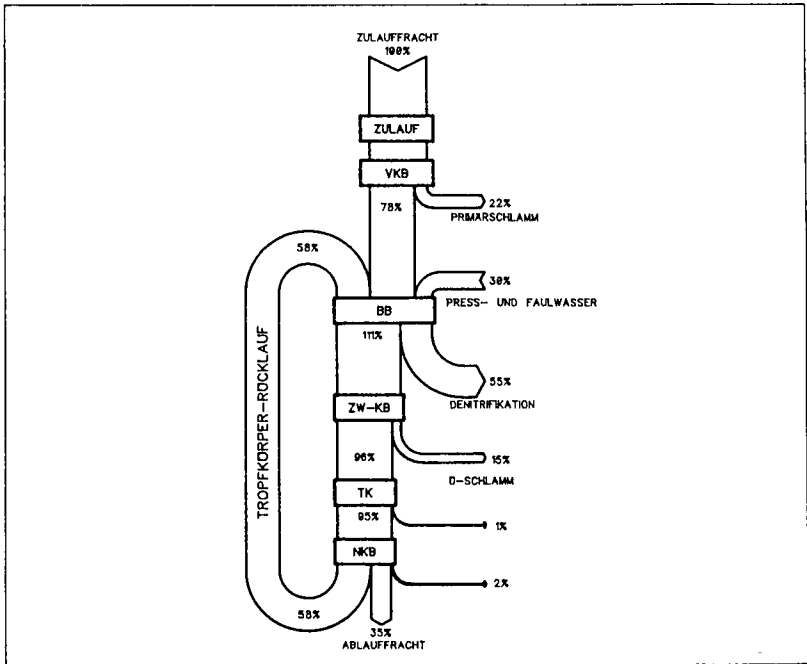


Abbildung 6: Stickstoffbilanz - Sankey Diagramm



Die durchschnittliche Stickstoffelimination während des dritten Versuchsabschnittes betrug 66%, während Maximalwerte bis nahezu 80% erreicht wurden.

#### 4. VERFAHRENSKOMBINATION BELEBUNGSANLAGE/TROPFKÖRPER/SANDFILTER

Nicht zuletzt die guten Erfahrungen, die seit 1987 in Klagenfurt mit dem nachgeschalteten Tropfkörper gemacht wurden, haben dazu geführt,

daß bei der Planung des Ausbaus der Kläranlage der Kurstadt Baden ein ähnliches Konzept ins Auge gefaßt wurde. Im Hinblick auf die steigenden Anforderungen an die Abwasserreinigung und da der Austrag an Schlamm bzw. absetzbaren Stoffen aus dem Tropfkörper im Normalbetrieb relativ gering ist, wurde hier auf ein nachgeschaltetes Absetzbecken ganz verzichtet und statt dessen ein Sandfilter installiert.

Die ebenfalls zum dritten Mal erweiterte Kläranlage Baden hat während ihres bisherigen 27-jährigen Betriebes immer unter schlechten Absetzeigenschaften des Belebtschlammes gelitten. Die geforderte Reinigungsleistung wurde sehr häufig durch Überschreiten der absetzbaren Schwebstoffe im Ablauf (Schlammabtreiben) nicht erreicht.

Nach entsprechenden Versuchen im Rahmen einer Diplomarbeit auf der Kläranlage Schwechat im halbertechnischen Maßstab (Schaar, W., 1991) wurde dieses Verfahrenskonzept großtechnisch ausgeführt. Die Anlage ist seit Oktober 1991 in Betrieb, es liegen bereits erste Untersuchungsergebnisse vor, wobei derzeit noch an der Optimierung der Betriebsweise gearbeitet wird.

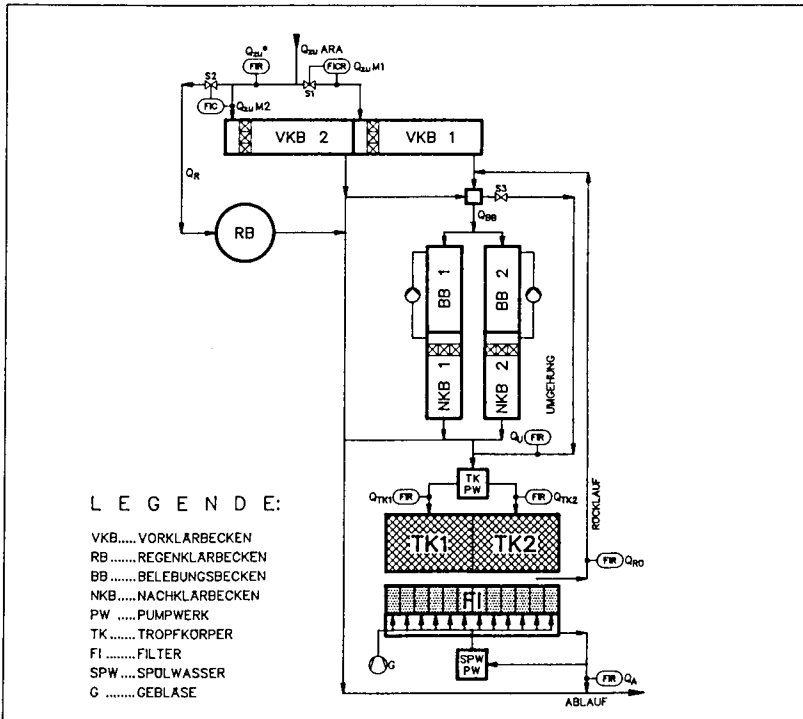
Durch die Integration von Tropfkörper und Sandfilter in ein Bauwerk wurde eine sehr platzsparende Bauweise ermöglicht, gleichzeitig erfüllt der Filter in jedem Betriebszustand eine Polzeifunktion, sodaß ein Austrag von ungelösten Stoffen in den Kläranlagenablauf mit Sicherheit verhindert wird. Eine Kreislaufführung des Abwassers vom Tropfkörperablauf in die Belebungsanlage wird hier ebenfalls vorgenommen, wobei mit diesem Abwasserstrom gleichzeitig die Filterkammern rückgespült werden können.

Das Schema dieser Anlage ist in Abbildung 7 dargestellt. Die Sankey-Diagramme der Abwasserströme in beiden Betriebszuständen des Filters sind in Abbildung 8 gegenübergestellt.

Nach diesem Schema wird 50 % des Zulaufes unmittelbar nach dem Tropfkörper wieder zurück in das Belebungsbecken geführt. Für die Filtration des Ablaufes werden zwei Drittel der insgesamt 12

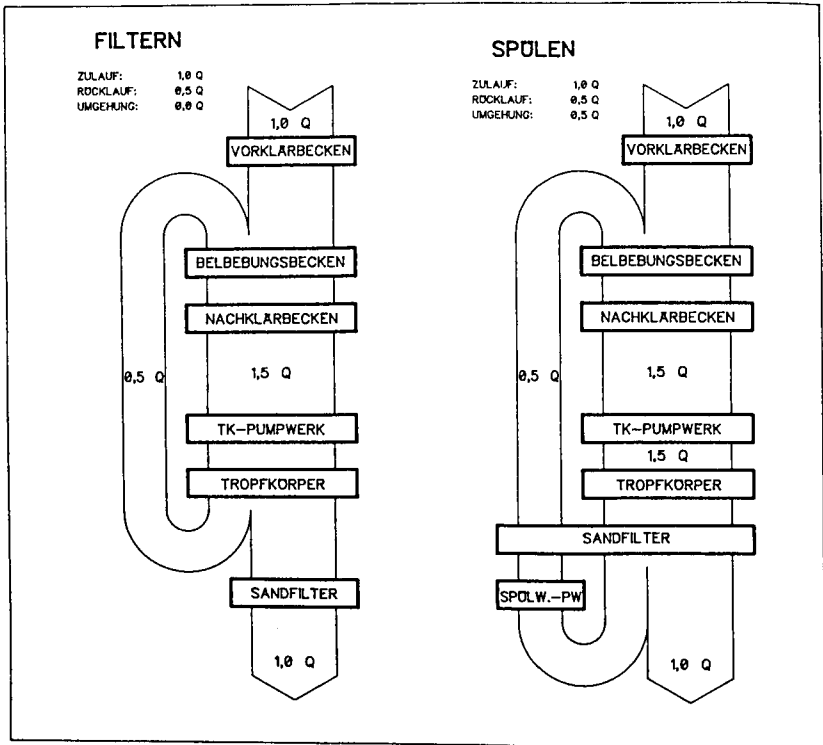
Filterkammern, also 8 Stück herangezogen, während 4 Stück jeweils vom Filterprozeß ausgeschlossen sind.

Abbildung 7: Kläranlage Baden - Verfahrenschema Abwasserlinie



Der Rückspülvorgang wird automatisch eingeleitet, wenn in einer Filterkammer ein maximaler Wasserspiegel erreicht wird oder wenn eine bestimmte Zeit abgelaufen ist. Beim Rückspülvorgang wird jeweils eine einzige Kammer mit der vollen Rücklaufmenge rückgespült, so daß das Durchflußregime gleichbleibt.

Abbildung 8: Kläranlage Baden - Sankey Diagramme Abwasser



Bei Regenwetter besteht die Möglichkeit, einen Teil des mechanisch gereinigten Abwassers um die Belungsanlage herumzuführen, damit die zulässige Oberflächenbeschickung im Nachklärbecken nicht überschritten wird.

Die Reinigungsleistung dieser Verfahrenskombination ist hervorragend, vor allem ist der Kläranlagenablauf vollkommen feststofffrei. Damit sind auch die Werte für CSB und BSB5 dementsprechend geringer. In der Tabelle 4 sind die ersten Untersuchungsergebnisse angeführt, wobei hier Mittelwerte der bisherigen Einfahrphase mit Mittelwerten aus dem früheren Betrieb der Anlage ohne Tropfkörper-Filter gegenübergestellt sind.

Tabelle 4: Kläranlage Baden - erste Untersuchungsergebnisse der Einfahrphase (Mittelwerte)

Parameter	Dimension	Ohne TK-SF	Mit TK-SF
TS in BB	g/l	<4,0	bis 12,0
Ablauf Kläranlage :			
NH <sub>4</sub> -N	mg/l	16,2	7,5
NO <sub>3</sub> -N	mg/l	0,1	18,5
PO <sub>4</sub> -P	mg/l	2,9	1,4
CSB	mg/l	83	20 - 30
CSB-Abbau	%	74	95

Als Nebeneffekt dieser Verfahrenskombination stellte sich eine deutliche Verbesserung der Schlammeigenschaften ein. Während im bisherigen Betrieb selten Feststoffgehalte im Belebungsbecken über 4g/l erreicht werden konnten, besteht nunmehr die Möglichkeit, den Feststoffgehalt bis auf 10g/l anzuheben und damit höhere Schlammalter zu erreichen.

Um hier die Grenzwerte der neuen Emissionsverordnung einhalten zu können, werden höhere Rücklaufmengen zur Denitrifikation notwendig, sodaß es notwendig sein wird, die Nachklärbecken zu vergrößern. Bei vergrößerten Nachklärbecken kann die Rücklaufmenge beliebig gesteigert werden, da die Oberflächenbeschickung im Tropfkörper noch bedenkenlos angehoben werden kann.



## 5. ANPASSUNG DER KLÄRANLAGE KLAGENFURT AN DEN STAND DER TECHNIK

Aufgrund der oben beschriebenen Versuche und der Erfahrungen in Baden kann man davon ausgehen, daß die Kläranlage Klagenfurt durch relativ geringfügige Maßnahmen an den Stand der Technik angepaßt werden kann. Eine ausreichende Stickstoffelimination ist durch entsprechende Kreislaufführung des Abwassers mit der bestehenden Kombination aus Belebungsanlage und Tropfkörper möglich.

Wie bei der Kläranlage Baden ist in erster Linie eine rein hydraulische Limitierung in der Nachklärung der Belebung gegeben. In Klagenfurt wird man aber aufgrund der relativ großzügig dimensionierten bestehenden Zwischenklärbecken ohne Erweiterung auskommen können.

Außerdem wirkt für den Fall von kurzzeitigem Schlammabtrieb aus den Zwischenklärbecken der Tropfkörper gewissermaßen als Polizeifilter, gleichzeitig steigt dann seine Reinigungsleistung durch die erhöhte Belastung. Störungen in der Belebung bewirken aus diesem Grund ja bereits im derzeitigen Betrieb keine Verschlechterung der Ablaufqualität der Gesamtanlage.

Der Tropfkörper kann die erhöhten Wassermengen ohne Probleme verkraften, ein stärkeres Ausspülen von Tropfkörperschlamm kann das System nicht nachteilig beeinflussen, da dieser Schlamm in die Belebung zurückgeführt wird. Dadurch werden lediglich die Wirkungsweise der Belebung und die Schlammeigenschaften verbessert.

Die notwendigen Leitungen zur Wasserrückführung sind mit relativ geringem Aufwand zu realisieren, ebenso erfordert eine Vergrößerung der Pumpleistung des Tropfkörperpumpwerkes keine aufwendigen Umbauten.

Es wird daher vorerst nur notwendig sein, auch das Schachtelbecken 2 umzubauen und in den kreisringförmigen Belebungsbecken anoxische Zonen anzuordnen, sowie Unterwasserpropeller zur Vermeidung von Ablagerungen

einzubauen. Die Druckluftversorgung der Belebungsbecken wird man in Funktion halten, jedoch nur bei Bedarf Luft eintragen. Durch die hohe Rücklaufmenge an nitratreichem Abwasser ist eine gute Sauerstoffversorgung der Biozönosen ohnehin gegeben.

Die Nachklärbecken des Tropfkörpers werden keine Vergrößerungen brauchen, da die Oberflächenbeschickung durch die Wasserrückführung nicht beeinflusst wird und der Tropfkörperschlamm ausgezeichnete Absetzeigenschaften besitzt.

Da die gesamte, die Anlage durchströmende Wassermenge stark erhöht wird, führt die Hebung des Abwassers bzw. des Rücklaufwassers auf den Tropfkörper natürlich zu einem höheren Energieaufwand. Es müßte ungefähr eine Verdoppelung des spezifischen Stromverbrauches in Kauf genommen werden, das heißt um etwa 6,3 kWh/E\*a auf 13,5 kWh/E\*a bzw. um etwa 0,2 kWh/m<sup>3</sup> Abwasser auf gesamt 0,4 kWh/m<sup>3</sup>.

Basis dieser Überlegungen sind die Daten aus dem Jahr 1989. In diesem Jahr hatte die Kläranlage einen gesamten Stromverbrauch von ca. 1,9 Mio.kWh wovon etwa 2 Drittel mit der Faulgasanlage selbst erzeugt wurden. Das ergab einen spezifischen Stromverbrauch bezogen auf die Ausbaugröße von 6,19 kWh/E\*a und 0,19 kWh/m<sup>3</sup> Abwasser nach den tatsächlich behandelten Abwassermengen. Zu beachten ist, daß in diesen Werten der Verbrauch der Zulaufpumpstationen für den Verbandskanal und den Industriekanal bereits inkludiert sind.

Man kann daraus erkennen, daß aufgrund der sehr günstigen Ausgangssituation die Steigerung des Energieverbrauches keinen wesentlichen Faktor darstellt, denn der zu erwartende spezifische Stromverbrauch liegt noch immer weit unter dem vieler anderer Anlagen in der derzeitigen Form. Schon vor längerer Zeit (Lengyel, W.,1980) wurde der durchschnittliche Energieverbrauch in der biologischen Abwasserreinigung mit durchschnittlich etwa 25 kWh/E\*a anhand der Daten von 15 damals bestehenden österreichischen Kläranlage ermittelt. Man sieht, daß mit dem vorliegenden Anlagenkonzept dieser Wert noch immer bei weitem unterschritten wird.

Dieses Konzept für die Ertüchtigung von bestehenden Belebungsanlagen könnte somit in vielen Fällen eine sehr wirtschaftliche Anpassung an den Stand der Technik ermöglichen. Durch die Kombination von verschiedenen Verfahren, die sich in Ihrer Wirkungsweise nicht nur ergänzen sondern auch günstig beeinflussen, ist eine größtmögliche Betriebssicherheit und Reinigungsleistung zu erzielen, ohne durch allzu extensive Nutzraumvergrößerungen die Investitionskosten in schwindelnde Höhen zu schrauben.

Darüberhinaus ist die Anordnung einer Sandfilteranlage nach dem Tropfkörper an Stelle von Nachklärbecken als besonders günstig anzusehen, da dies eine hundertprozentige Suspensaentfernung garantiert. Zusätzlich kann man bei Bedarf mit dem Filter noch eine weitergehende Phosphorelimination durch Fällung betreiben.

Filteranlagen im Ablauf von biologischen Kläranlagen werden in Zukunft jedenfalls auch in Österreich immer mehr zur Einhaltung der neuen Ablaufgrenzwerte notwendig werden. Die Integration eines solchen Filters in die Anlage mit der Doppelfunktion als letzter Polizeifilter und als Rückhalt des Tropfkörperschlammes ist jedenfalls ein sehr ökonomischer und wirksamer Weg.

LENGYEL Andreas, Dipl.Ing.  
Büro Dr.LENGYEL  
1030 Wien, Fasangasse 25

#### LITERATUR:

- Brenner, K.: Untersuchungen an Versuchstropfkörpern auf der Kläranlage Klagenfurt. Diplomarbeit, Universität für Bodenkultur, Wien, 1982.
- Kalchschmied, W.: Versuche zur Erweiterung der Kläranlage Klagenfurt. Diplomarbeit, Universität für Bodenkultur, Wien, 1982.

- Lengyel, W. und Natmeßnig, H.: Zum Neubau des Hauptklärwerkes der Landeshauptstadt Klagenfurt, ÖWW Jg.20, Heft 1/2, 1968.
- Lengyel, W.: Abwasser- und Abfallbehandlung aus der Sicht des Energieeinsatzes, Habilitationsschrift, Universität für Bodenkultur, Wien, 1980.
- Lengyel, A. und Lengyel, W.: Der Ausbau der Kläranlage Klagenfurt des Abwasserverbandes Wörthersee-Ost, ÖWW Jg. 41, Heft 9/10, 1989.
- Schaar, W.: Untersuchungen zur weitergehenden Abwasserreinigung mit Tropfkörper und Dünnschichtfilter, Diplomarbeit, Universität für Bodenkultur, Wien, 1991.
- Wolf, W.: Versuche zur Beschwerung von Belebtschlamm mit Hilfe von mineralischen Stoffen. Diplomarbeit, Universität für Bodenkultur, Wien, 1987.

ERWEITERUNG DER KLÄRANLAGE MÖDLING

N.Matsché, L.Prendl, A.Franz

1. Einleitung

Die Kläranlage der Stadt Mödling hat eine äußerst interessante Geschichte. Im Buch der Stadt Mödling, das anlässlich der 1000-Jahr-Feier für die Gründung der Stadt im Jahre 1904 herausgegeben wurde, wird bereits eingehend auf die Probleme der Wasserversorgung und der Abwasserentsorgung der Stadt eingegangen. Auch damals konnten so teure Projekte, wie Kanalisation, Wasserversorgung und Abwasserreinigung nur mit großen finanziellen Aufwendungen und entsprechenden Opfern und Belastung der Bevölkerung durchgeführt werden. Zitat aus dem Buch der Stadt Mödling aus dem Jahre 1904:

*"Keine populäre Aufgabe, weil die Hygiene bei den augenblicklich Gesunden nie populär ist und weil Kanalwasserleitungsrohre manchem als ein in Erde vergrabenes Kapital erscheinen. Sie bedeuten in der Tat wertvolles Kapital - die Gesundheit der Bevölkerung. Sollte ein dauerndes Werk geschaffen werden, so mußten hier im Wege von Anleihen große Investitionen gemacht werden, wie es auch der Staat bei ähnlichen Aufgaben tun muß, weil die Gegenwart nicht die gesamten Lasten einer ferneren Zukunft tragen kann, die an dem Nutzen solcher Werke mehr teilnimmt als jene; solche Einrichtungen müssen darum auf dem Höhepunkt der Technik ihrer Zeit stehen, sollen sie dauern können und nicht fortwährende Ergänzungen nötig machen, welche nicht die durch planvolle Einheitlichkeit der Anlage erreichbare Vollendung ermöglichen".*

Diese Aussagen haben auch heute nach nahezu fast 100 Jahren ebenfalls ihre Gültigkeit.

Der damalige Bürgermeister der Stadt - Jakob Thoma - nahm diese Aufgabe sehr wichtig und da Abwasserreinigung damals sicherlich nicht zum Stand der Technik in Österreich gehörte unternahm er Reisen nach England um die dortigen Kläranlagen kennenzulernen. Das Ergebnis war die Berufung des Englischen Ingenieurs Charles Lomax nach Mödling zum Entwurf eines Kläranlagenprojektes für diese Stadt. Im Jahre 1898 wurde der Bau der Anlage beschlossen; sie wurde auf dem Gemeindegebiet von Wr. Neudorf errichtet, auf einem Terrain, daß die Klärung ohne motorische Kraftanwendung ermöglichte. Das Verfahren beruhte auf einer Flockung des Abwassers durch Zugabe von "Ferozon" (kalzinierte Tonerde mit Schwefelsäure behandelt). Das so behandelte Abwasser wurde Absetzbecken (sogenannten "Candytanks") zugeleitet in denen eine mechanische Reinigung des geflockten Abwassers durch Absetzen erfolgte. Nach dieser mechanischen Vorreinigung wurde das Wasser in Sedimentierteiche zwecks Abscheidung von Fett und feinen Schwebstoffen geleitet um die nachfolgenden Polaritfilter möglichst verstopfungsfrei zu halten. In diesen Polaritfiltern, wobei es sich um einen kalzinierten Magneteisenstein handelt, wurde das mechanisch behandelte Abwasser unter Heranziehung des atmosphärischen Sauerstoffs biologisch gereinigt wobei die Beschickung der Filter mit einer Oberflächenbeschickung von  $6,6 \text{ m}^3/\text{d}$  erfolgte. Um die Polaritfilter verstopfungsfrei zu halten wurde das Abwasser über grobe Schottervorfilter geleitet. Die Beschickung der Polaritfilter erfolgte über Syphonkammern. Die eingebauten Syphone hatten die Aufgabe, den Polaritfiltern das zu klärende Abwasser schwallweise zuzuführen um zu verhüten, daß ein die Filter stets bedeckendes Wasser den Zutritt des atmosphärischen Sauerstoffs beeinträchtigt. Ebenso war ähnlich wie heute bei Schnellsandfiltern eine Umschaltung vorgesehen, sodaß durch eine Beschickung mit Klärwasser vom Boden des Filters aus eine Lockerung des Filtermaterials möglich war. Das gereinigte Abwasser wurde nach dem Verlassen der Filter in den Vorfluter den Krottenbach abgeleitet.

Diese Anlage wurde 1904 in Anwesenheit von Kaiser Franz Joseph eröffnet und diente in dieser Form bis zum Jahre 1963/64 der Reinigung der Abwässer der Stadt Mödling und mehrerer inzwischen angeschlossener Nachbargemeinden. In diesem Jahr wurde die Anlage nach einem Projekt von Dipl. Ing. Dr. Csépai in eine Belebungsanlage für eine Kapazität von 36 000 EGW umgebaut.

Das rasche Bevölkerungswachstum im Raum südlich von Wien und der weitere Anschluß von Nachbargemeinden machte bereits 1972 also nur 8 Jahre nach der ersten Vergrößerung eine Erweiterung auf 72 000 EGW und im Jahre 1982 eine Erweiterung auf 100 000 EGW erforderlich wobei nach wie vor das ursprüngliche Anlagenkonzept ohne wesentliche Vergrößerung der Beckeninhalte verwendet wurde. Erst bei der letzten Vergrößerung wurde eine vierte Beckengruppe errichtet und die ursprünglichen Candytanks in Rechteckbecken für die Vorklärung des Abwassers umgerüstet.

Die ungünstigen Vorflutverhältnisse und die erhöhten Anforderungen an die Abwasserqualität, insbesondere unter Bezug auf die Donauverordnung, waren die Basis für eine Neufestsetzung der Ablaufqualität der Kläranlage Mödling durch die Wasserrechtsbehörde. Die im neuen Wasserrechtsbescheid vorgeschriebenen Ablaufqualitäten konnten mit der vorhandenen Anlage keinesfalls mehr erreicht werden und machten eine wesentliche Erweiterung der Kläranlage notwendig.

## 2. Studie zur Erweiterung der Kläranlage Mödling

Vom Amt der NÖ Landesregierung wurde die Stadtgemeinde Mödling mit Bescheid vom 16.9.1985 beauftragt die bestehende vollbiologische Kläranlage zur weitergehenden Abwasserreinigung soweit auszubauen, daß mit den in den Krottenbach abgeleiteten Abwässern in diesem eine biologische Güte von 2 bis 3 eingehalten werden könne was hinsichtlich der Reinigungsleistung der Kläranlage einen Ablauf BSB<sub>5</sub> von 7 mg/l eine Ablaufkonzentration

von Ammonstickstoff < 1 mg/l und von Nitratstickstoff < 8 mg/l sowie hinsichtlich der Phosphorverbindungen eine Konzentration < 1 mg/l erforderte. Ebenfalls wurde ein erhöhter Schwebstoffrückhalt, allenfalls durch Einbeziehung von Schönungsteichen gefordert.

Da es sich zum damaligen Zeitpunkt hinsichtlich der hohen Anforderungen an die Abwasserreinigung nicht um eine Anlage nach dem Stand der Technik handelte, wurde Prof. v.d. Emde von der TU Wien mit der Erstellung einer Projektstudie mit einem Variantenstudium beauftragt. Die TU Wien hatte nach mehreren Untersuchungen auf der Kläranlage genaue Kenntnisse über die Situation. Die Anfrage der Stadtgemeinde Mödling ob eine Erweiterung der Kläranlage unter Beibehaltung der bestehenden Anlagenteile oder eine weitgehende Neugestaltung der Kläranlage als zweckmäßig erachtet wird, wurde dahingehend beantwortet, daß die im Bescheid festgelegten strengen Anforderungen an die Ablaufqualität eine gänzliche Neukonzeption für die Anlagenerweiterung erforderten. Die vielen kleinvolumigen Becken, die sowohl im Betrieb als auch bei der Wartung große Schwierigkeiten bereiten, sollten durch wenige großvolumige Becken ersetzt werden. Auch eine Studie vom Büro Dr.Csepai sah bereits eine völlige Neukonzeption des biologischen Teils der Anlage vor.

Im Einzugsgebiet der Kläranlage Mödling befinden sich im Bereich des Mödlinger Sammlers die Stadtgemeinde Mödling, wesentliche Teile von Wr. Neudorf, Hinterbrühl, Teile von Gießhübl sowie Gaaden und die Gemeinde Wienerwald. Im Bereich des Brunner Sammlers die Gemeinden Brunn/Gebirge, Maria Enzersdorf, Teile von Wr. Neudorf, Teile von Vösendorf, das Erholungszentrum City-Club und das Einkaufszentrum SCS.

Das Entwässerungsnetz zur Kläranlage der Stadt Mödling ist in Abb. 1 dargestellt. Daraus ist zu erkennen, daß zur Kläranlage zwei getrennte Sammler gelangen. Von diesen beiden ist im Bereich des "Mödlinger Sammlers" Trennkanalisation verwirklicht



während im Bereich des "Brunner Sammlers" Mischkanalisation überwiegt und nur im Ortsteil von Vösendorf und Wr. Neudorf eine Trennkanalisation vorhanden ist.

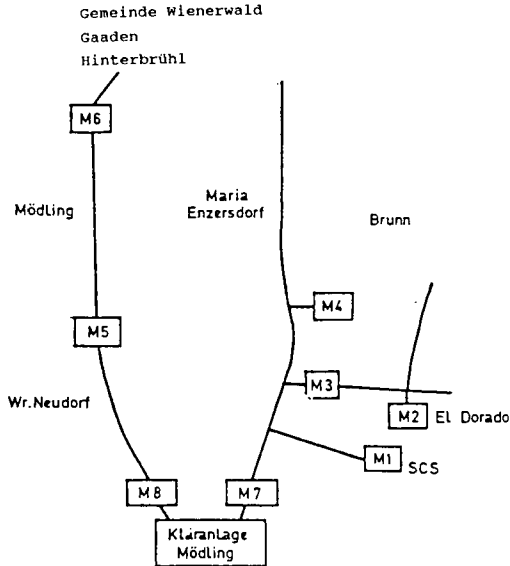


Abb. 1: Einzugsgebiet der Kläranlage Mödling mit den Meßstellen

Ein Lageplan der Kläranlage Mödling vor dem Ausbau ist in Abb. 2 dargestellt. Das Kontaktbecken hatte ein Volumen von  $1000 \text{ m}^3$  als Zwischenklärbecken waren drei Becken mit einer Gesamtoberfläche von  $750 \text{ m}^2$  und einem Gesamtvolumen von  $1875 \text{ m}^3$  vorhanden. Die Belebungsanlage bestand aus vier Becken mit insgesamt  $1270 \text{ m}^3$  wobei die Belüftung teilweise durch Oberflächenbelüfter und teilweise durch Druckluft erfolgte. Die in die Belebungsbecken integrierten Nachklärbecken hatten eine Gesamtoberfläche von  $1010 \text{ m}^2$  und ein Gesamtvolumen von  $2350 \text{ m}^3$ .

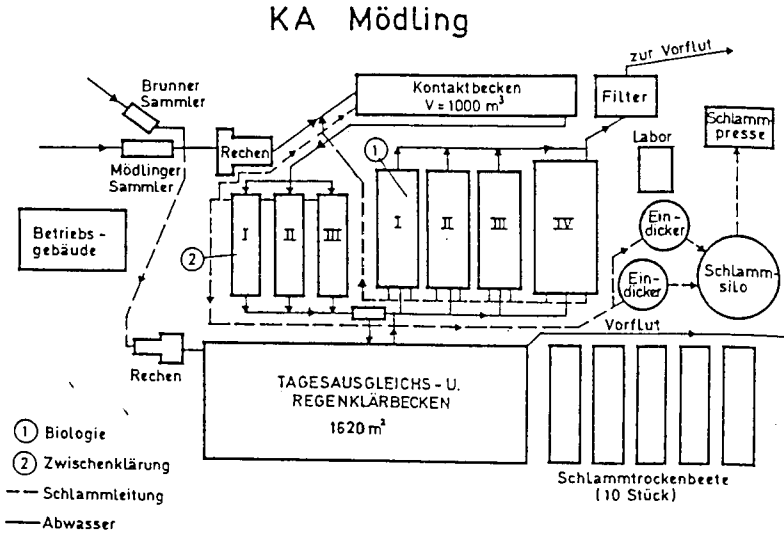


Abb. 2: Lageplan der Kläranlage Mödling vor Erweiterung

Auf Grund von Abschätzungen über die Bevölkerungsentwicklung im Einzugsgebiet der Kläranlage Mödling sollte die Kläranlage auf eine Belastung durch 100 000 EGW ausgelegt werden. Nach den Richtlinien des Wasserwirtschaftsfonds konnte daraus die Zulaufmenge für den Mödlinger Sammler mit 55 000 EGW und 8 l/s für 1000 EGW mit 440 l/s und für den Brunner Sammler bei Regenwetter mit 13 l/s für 1000 EGW und 45 000 EGW mit 585 l/s berechnet werden. Daraus ergaben sich 1025 l/s bzw. 3690 m<sup>3</sup>/h als Maximalzulauf. Dieser Wert liegt etwas unter dem des maximal

möglichen Zuflusses zur Kläranlage, der sich aus den maximalen Abfuhrvermögen der beiden Sammler mit angenähert  $4000 \text{ m}^3/\text{h}$  ergibt. Für diesen maximalen Regenwasserzufluß mußten die verbindenden Kanäle und auch die Nachklärbecken bemessen werden. Der maximale Trockenwetterzufluß wurde auf Grund der Richtlinie des Wasserwirtschaftsfond auf  $2900 \text{ m}^3/\text{h}$  festgelegt. Messungen nach längeren Trockenperioden hatten einen Zulauf zur Kläranlage von  $17\,500 \text{ m}^3/\text{d}$  im Jahre 1985 ergeben wobei sich während der Nacht minimale Zulaufmengen von  $450 \text{ m}^3/\text{h}$  ergaben. Auf Grund verschiedener vorliegender Meßungen wurde den Berechnungen folgende Abwasserzusammensetzung zugrunde gelegt.

Parameter	Zulauf Roh	Ablauf Vorklärung
BSB <sub>5</sub> mg/l	240	192
CSB        mg/l	400	320
Ges.N      mg/l	40	36
Ges.P      mg/l	10	10

Tab. 1: Bemessungsparameter

Um den unterschiedlichen Belastungen der Kläranlage (z.B. geringe Belastung in den Ferienzeiten) und den zukünftigen Entwicklungen Rechnung zu tragen wurden alle Berechnungen für vier Belastungsfälle vorgenommen die sich bei gleicher Abwasserzusammensetzung nur durch die Abwassermenge und damit durch die Schmutzstofffracht unterschieden.

Belastungsfall	Zulaufmenge $\text{m}^3/\text{d}$	Belastung EGW
1	15 000	60 000
2	20 000	80 000
3	25 000	100 000
4	30 000	120 000

Tab. 2: Belastungsfälle

Zum Ausgangszeitpunkt im Jahre 1985 lag die Belastung bei 60 - 70 000 EGW. Es mußte jedoch angenommen werden, daß eine Steigerung auf 80 - 100 000 EGW innerhalb von 20 Jahren erwartet werden mußte. Zusätzlich wurde vorgesehen, daß die Anlage auch bei plötzlicher Belastungssteigerung (z.B. Ansiedlung eines abwasserintensiven Industriebetriebes) in der Lage ist die angestrebten Ablaufwerte mit einer erhöhten Belastung von 120 000 EGW zu erreichen.

Der Vorfluter für die Kläranlage Mödling ist der Krottenbach, ein sehr kleines Gewässer, der bei Trockenwetter nur einen Abfluß von wenigen l/s aufweist. Die Wasserqualität nach der Einmündung des Kläranlagenablaufes wird daher nahezu ausschließlich durch diesen Kläranlagenablauf geprägt. Im Hinblick darauf mußten bei der Festlegung der zu erzielenden Reinigung sehr strenge Maßstäbe gesetzt werden. Auch bei sehr weitgehender Reinigung dürfte es jedoch nicht möglich sein die damals geltenden Immissionsrichtwerte bei allen Parametern zu unterschreiten. Es sollte jedoch das Ziel sein, durch eine möglichst weitgehende Reinigung die angestrebten Werte so weit als möglich zu erreichen.

Den Berechnungen für alle Varianten wurde daher eine weitgehende Nitrifikation ( $\text{NH}_4\text{-N}$  im Ablauf unter 1 mg/l) und Denitrifikation ( $\text{NO}_3\text{-N}$  im Ablauf unter 8 mg/l) zugrunde gelegt. Unter diesen Bedingungen wird auch eine weitgehende Elimination der organischen Summenparameter erzielt, sodaß die mittleren Ablaufkonzentrationen beim  $\text{BSB}_5$  mit 10 mg/l (80% der Fälle unter 15 mg/l) und beim CSB mit 40 mg/l (80% der Fälle unter 15 mg/l) betragen werden.

Die Projektstudie ging von vier Zielvorstellungen aus:

- die zukünftige Abwasserreinigungsanlage muß den hohen Anforderungen der Ablaufqualität entsprechen
- die vorhandenen Bauteile der Zentralkläranlage Mödling sollen soweit als möglich in der zukünftigen Abwasserreinigungsanlage weiterverwendet werden
- die zukünftige Abwasserreinigungsanlage soll möglichst einfach aufgebaut sein und mit geringem Wartungsaufwand betriebssicher arbeiten
- die Bau- und Betriebskosten sollen möglichst gering sein

Wegen der extrem hohen Anforderungen an die Reinigungsleistung wurde von einer zweistufigen Lösung, unter Verwendung der vorhandenen Belebungsstufe abgesehen. Zum Zeitpunkt der Studie war auch von einer Reihe von ausgeführten einstufigen Belebungsanlagen in Österreich bekannt, daß sie bei entsprechend großzügiger Bemeßung das angestrebte Reinigungsziel auf einfache Weise mit relativ geringen Bau- und Betriebskosten erreichen konnten. Für die zukünftige Abwasserreinigung der Zentralkläranlage Mödling wurde daher das einstufige schwachbelastete Belebungsverfahren mit Stickstoff- und Phosphorentfernung vorgeschlagen.

Die neu zu errichtende Anlage sollte dabei so ausgelegt werden, daß der gesamte Abwasseranfall auch bei Regenwetter ohne Zwischenspeicherung verarbeitet werden konnte. Es mußten genügend Reserven vorgesehen werden, daß bei Außerbetriebnahme eines Beckenteils (Reparaturfall) noch eine ausreichende Reinigungswirkung erzielt wird. Während des Baues der neuen Anlagenteile sollte der Betrieb der vorhandenen Abwasserreinigungsanlage aufrecht erhalten werden können. Erst nach Fertigstellung der neuen Anlage sollte ein Umbau der vorhandenen Anlage vorgenommen werden.

Es wurden 6 Verfahrensvarianten untersucht:

Variante 1:

Einstufige Belebungsanlage mit vorgeschalteter Denitrifikation, feinblasiger Belüftung und Simultanfällung.

Variante 2:

Einstufige Belebungsanlage mit vorgeschalteter Denitrifikation, feinblasiger Belüftung und biologisch-chemischer Phosphorentfernung.

Variante 3:

Einstufige Belebungsanlage mit gleichzeitiger Denitrifikation, Stabwalzenbelüftung und Simultanfällung.

Variante 4:

Einstufige Belebungsanlage mit gleichzeitiger Denitrifikation, Stabwalzenbelüftung und biologisch-chemischer Phosphorentfernung.

Variante 5:

Einstufige Belebungsanlage ohne Vorklärung mit gleichzeitiger Denitrifikation, Stabwalzenbelüftung und Simultanfällung.

Variante 6:

Einstufige Belebungsanlage ohne Vorklärung mit gleichzeitiger Denitrifikation, Stabwalzenbelüftung und biologisch-chemischer Phosphorentfernung.

Die Fließbilder der einzelnen Varianten sind in Abb. 3 zusammengestellt.

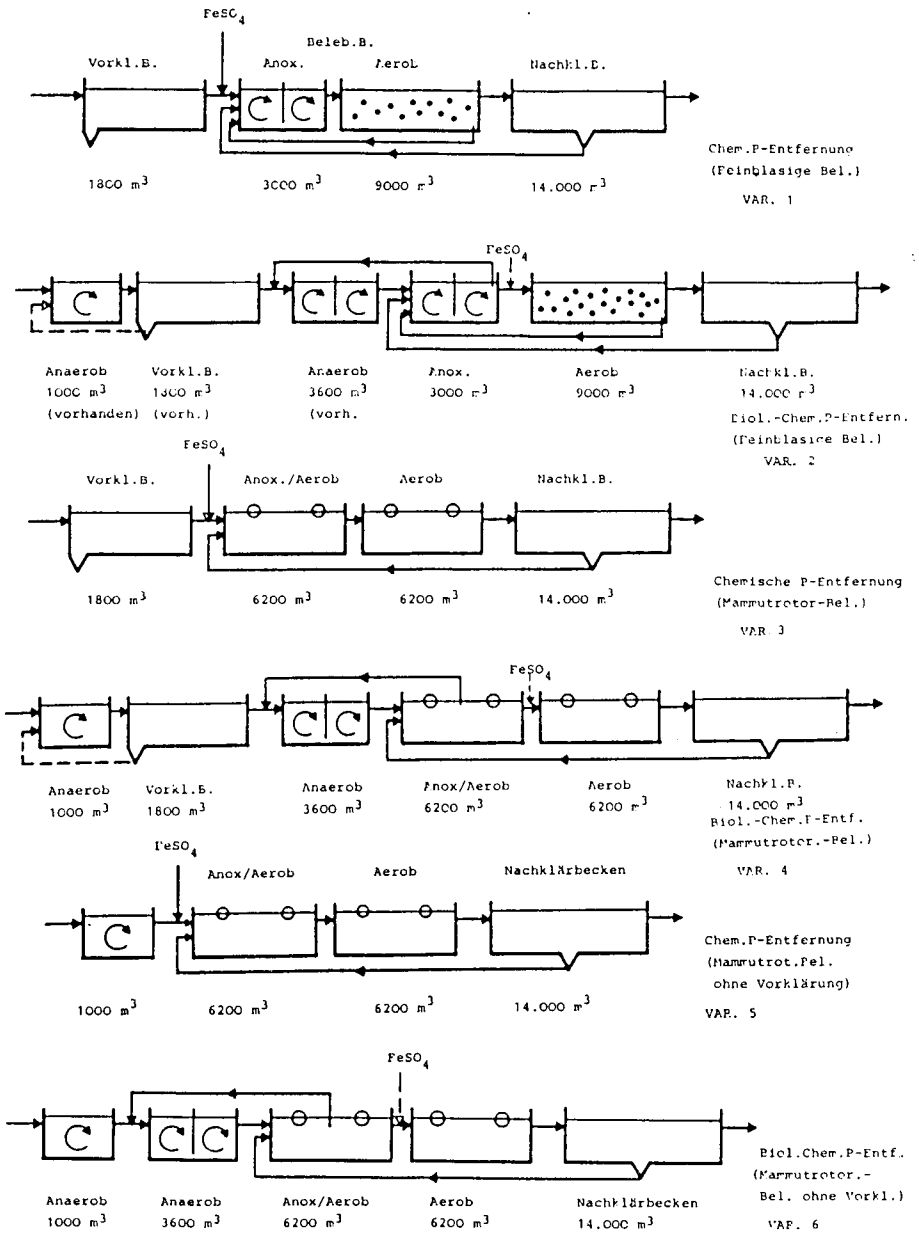


Abb. 3: Fließbilder der untersuchten Varianten

Ein Vergleich der Varianten für den Belastungsfall 2 mit 80 000 EGW und Sommerbedingungen ist aus Tabelle 3 ersichtlich.

Sommer, Belastungsfall 2 (80 000 EGW)

Dim		Varianten					
		1	2	3	4	5	6
BR	kg/m <sup>3</sup> *d	0,32	0,32	0,31	0,31	0,38	0,38
TSR	kg/m <sup>3</sup>	4,5	3,5	4,5	3,5	6,0	5,0
BTS	kg/kg*d	0,07	0,09	0,07	0,09	0,06	0,08
FeSO <sub>4</sub>	g/m <sup>3</sup>	120	40	120	40	120	40
ÜS-F	kg/d	4051	3350	3998	3298	5888	5164
VD/V	-	0,25	0,25	0,35	0,35	0,35	0,35
NO <sub>3</sub> -N(N)	mg/l	6	6	2	2	0	0
SA-Nit	d	10,0	9,4	9,1	8,6	8,3	7,9
SF	-	6,3	5,9	5,8	5,4	5,2	5,0
DC-F	kg/d	8442	8299	7326	7326	8492	8457
OC/P <sub>2</sub>	kg O <sub>2</sub> /kWh	2,1	2,1	1,6	1,6	1,6	1,6
erf P(Bel)	kWh/d	4020	3952	4579	4579	5308	5286
erf P(Misch)	kWh/d	400	1000	-	600	-	600
erf P(ges)	kWh/d	4420	4952	4579	5179	5308	5886
P(ges)/E*a	kWh/E*a	20,2	22,6	20,9	23,6	24,2	26,9

Vorgeschaltete Denitrifikation: erf P(Misch) = 400 kWh/d

Anaerobbecken: erf P(Misch) = 600 kWh/d

Tab. 3: Vergleich der Varianten

Für die Erweiterung der Zentralkläranlage Mödling wurde zunächst die Variante 5 - einstufige Belebungsanlage ohne Vorklä- rung mit gleichzeitiger Denitrifikation, Stabwalzenbelüftung und Simultanfällung zur Phosphorentfernung - vorgeschlagen.

Folgende Gründe waren für die Auswahl dieser Variante maßgeb- lich:

- weitgehende Entfernung der Kohlenstoffverbindungen, es konnte angenommen werden, daß der BSB<sub>5</sub> des Ablaufes un-



ter 15 mg/l und der CSB unter 50 mg/l liegen werden.

- weitgehende Nitrifikation und Denitrifikation; die Ablaufwerte für Ammonstickstoff werden 5 mg/l und für Nitratstickstoff 10 mg/l nicht überschreiten. Der Ablaufwert an Phosphor für 1 mg/l kann im Tagesmittel eingehalten werden.
- die gewählte Variante 5 ist flexibel hinsichtlich der Betriebsführung durch Inbetriebnahme der Vorklärung entspricht sie der Variante 3 durch hinzufügen der für die biologische Phosphorentfernung erforderliche Anaerobbecken kann auf Variante 4 bzw. Variante 6 umgestellt werden. Welche Betriebsweise endgültig gewählt wird bleibt den Betriebserfahrungen der Großanlage vorbehalten.
- die gleichzeitige Denitrifikation in Anlagen ohne Vorklärung mit Stabwalzenbelüftung hatte es sich bei einer Reihe von Anlagen in Österreich bewährt.
- Belebungsanlagen mit vorgeschalteter Denitrifikation bedingen eine starre Trennung von Denitrifikationszone und Nitrifikationszone. Für die Denitrifikationszone sind besondere Rührreinrichtungen erforderlich. Dem gegenüber weisen Anlagen mit gleichzeitiger Denitrifikation keine ausgeprägte Trennung zwischen Nitrifikations- und Denitrifikationszone auf. Die Größe der Denitrifikationszone kann durch die Intensität der Belüftung verändert werden. Nitrifikation und Denitrifikation finden gleichzeitig im Umlaufbecken statt und erfordern keine zusätzliche maschinelle Einrichtung.
- mit Stabwalzenbelüftern lagen auf verschiedenen Kläranlagen langjährige Erfahrungen vor; sie sind robust gegenüber Verstopfungen auch bei fehlender Vorklärung und werden hinsichtlich der Betriebssicherheit durch die Zugabe von Chemikalien zur Simultanfällung nicht beeinflusst.

- während der Sauerstoffzufuhr kann dem Sauerstoffverbrauch auf einfache Weise durch zu- und abschalten von Belüftern bzw. durch verändern des Wasserspiegels und damit der Eintauchtiefe angepaßt werden.
- alle beweglichen Teile der Belüfter liegen über dem Wasserspiegel, sodaß Reparaturen ohne Entleeren des Beckens durchgeführt werden können.
- bei fehlender Vorklärung fällt nur an einer Stelle Überschußschlamm an. Der Überschußschlamm ist durch das hohe Schlammalter im aeroben Teil des Belebungsbeckens weitgehend stabilisiert und ein kurzfristiges Anfaulen ist nicht zu befürchten. Der Überschußschlamm besitzt weitgehende gleichmäßige Beschaffenheit. Die beiden großen Belebungsbecken können vorübergehend zur Zwischenspeicherung von Schlamm herangezogen werden.
- die Baumaßnahmen können so durchgeführt werden, daß der Betrieb der vorhandenen Anlage (mit Ausnahme des Ausgleichsbeckens) nicht beeinträchtigt wird.
- die vorhandenen Belebungs- und Nachklärbecken können nach Erstellung der neuen Anlage durch Umbau zur biologischen Phosphorentfernung weiter verwendet werden.
- eine Abdeckung der Belebungsbecken kann den Betrieb der Anlage, vor allem im Winter (Vermeiden einer zu starken Abkühlung) erleichtern.

Die Studie wurde im Oktober 1986 abgeschlossen und im Jahre 1987 erfolgte die Detailplanung der Anlage durch das Ingenieurbüro Csepai - Mödling. Seitens der Gemeinde Mödling wurde jedoch in Abänderung des ursprünglichen Vorschlages entschieden, nach Errichtung der neuen Bauteile sogleich mit der Umrüstung der vorhandenen Anlage in die Anaerobbecken zu beginnen und somit möglichst kurzzeitig von der Variante 5 auf die Variante 6 mit biologischer Phosphorentfernung überzugehen.

#### 4. Ausbau der Kläranlage Mödling

Nach wasserrechtlicher Bewilligung im Jahre 1987 wurde nach der Planung durch das Ingenieurbüro Csepai im Jahre 1988 mit dem Bau der Erweiterung der Anlage begonnen und nach kurzer Bauzeit im Oktober 1990 die neu ausgebaute Kläranlage durch den Landeshauptmann von Niederösterreich eröffnet. In der Abb. 4 ist der Lageplan der neuen Anlage dargestellt. Die neue Anlage wurde für eine Ausbaugröße von 100 000 EGW und eine Gesamtschmutzfracht von 6000 kg BSB<sub>5</sub>/d bemessen.

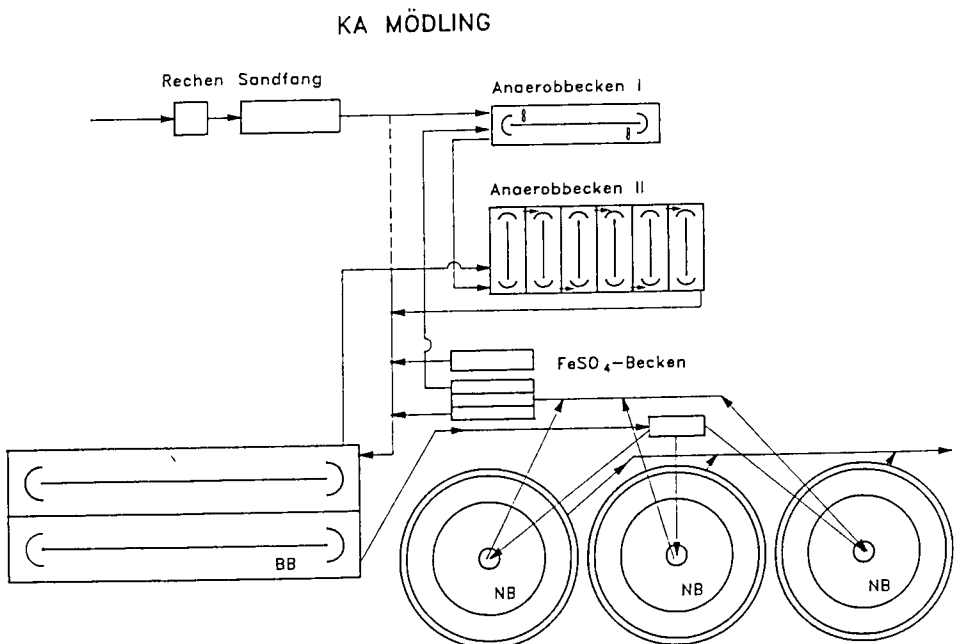


Abb. 4: Lageplan der Kläranlage Mödling nach Erweiterung

Der belüftete Sandfang hat ein Volumen  $208 \text{ m}^3$  mit einer Oberfläche von  $70 \text{ m}^2$ . Das Kontaktbecken der ursprünglichen Anlage dient als Anaerobreaktor 1 mit einem Gesamtvolumen von  $1000 \text{ m}^3$ . Dieses Becken wurde als Umlaufbecken mit einer Umwälzeinrichtung ausgerüstet.

Die ursprüngliche Belebungsstufe wurde zu Anaerobbecken mit einem Gesamtvolumen von  $4600 \text{ m}^3$  wobei 6 Einzelbecken errichtet wurden umgebaut.

Die neuen Belebungsbecken wurden in zwei Einheiten mit je  $6250 \text{ m}^3$  errichtet. Die Belüftung erfolgt durch Stabwalzenbelüfter; in jedem Becken sind 6 Stabwalzen á  $9 \text{ m}$  Bestückungslänge angeordnet, jede Stabwalze hat einen Einzelantrieb und kann unabhängig von den anderen zu- und abgeschaltet werden. Um die erforderliche Strömungsgeschwindigkeit auch bei gänzlicher Abschaltung der Stabwalzenbelüfter aufrecht erhalten zu können sind beide Becken mit zusätzlichen Rühraggregaten ausgerüstet. Für die Steuerung der Belüftung kann entweder der Sauerstoffgehalt in den Belebungsbecken bzw. das Redoxpotential in den Belebungsbecken herangezogen werden.

Der Ablauf des Belebungsbeckens fließt über ein Entgasungsgerinne, einem Bauwerk mit drei Querüberfällen zu. Durch die Überfälle kann der Wasserspiegel in dem Belebungsbecken verändert und gleichzeitig eine Aufteilung des Abwassergemisches auf die drei Nachklärbecken erreicht werden.

Die Nachklärbecken haben  $45 \text{ m}$  Durchmesser und eine mittlere Wassertiefe von  $3 \text{ m}$ . Die Becken werden radial durchflossen, im Bereich des Einlaufes in der Beckenmitte wird ein möglichst großer Flockungsraum vorgesehen und das gereinigte Abwasser fließt über eine Zahnschwelle am Beckenumfang ab. Durch eine Tauchwand werden Schwimmstoffe zurückgehalten. Abgesetzter Schlamm wird durch eine Räumbrücke einem Trichter in der Beckenmitte zugeführt. Der Rücklaufschlamm wird aus der Trich-

terspitze gezogen und über eine Rücklaufschlammleitung dem Rücklaufschlammumpwerk zugeführt in dem sich drei Schneckenpumpen befinden. Eine Pumpe mit einer Förderleistung von 300 l/s und zwei Pumpen mit einer Förderleistung von je 800 l/s. Zur gesicherten Einhaltung des Phosphorgehaltes im Ablauf ist die Anlage auch mit einer Eisendosierung und einem Eisensulfatlösebecken ausgerüstet.

Der Überschussschlamm kann entweder in die als Eindicker verwendbaren Vorklärbecken oder in die ehemaligen Rundeindicker geleitet werden. Um eine Rücklösung von Phosphor zu vermeiden sollte er jedoch kurzfristig entwässert werden was in zwei neu errichteten Siebtrommeln durchgeführt wird. Der vorentwässerte Schlamm wird durch Kammerfilterpressen bis zur Erreichung von deponiefähigem Schlamm entwässert.

Anfallender Schwimmschlamm kann entweder aus dem Entgasungsgerinne bzw. aus dem Anaerobbecken abgezogen werden. Um Eine Wiederbeimpfung zu vermeiden ist vorgesehen, den Schwimmschlamm direkt dem Überschussschlamm zur weiteren Schlammbehandlung zuzuführen.

## 5. Betriebsergebnisse

Nach Fertigstellung der neuen Anlage wurde die Abwasserreinigung gemäß Variante 5 nur in der neu errichteten Anlage durchgeführt und die bestehenden Anlagenteile in Anaerobbecken 1 bzw. Anaerobbecken 2 umgebaut. Nach diesem Umbau und der entsprechend maschinellen Ausrüstung der Anaerobbecken mit Umwälzeinrichtungen und verschiedenen Adaptierungsarbeiten wurde die Anlage im Frühjahr 1991 gemäß Variante 6 in Betrieb genommen. Die erste Untersuchung der Anlage erfolgte durch die TU-Wien im August 1991.

Am Untersuchungstag wurde die Anlage gemäß folgendem Fließschema betrieben. Das Abwasser gelangt nach Durchlauf der Grob- und Feinrechen in einen belüfteten Sandfang und anschließend in das erste Anaerobbecken (Kontaktbecken) wo es mit Rücklaufschlamm (ca. 300 l/s) vermischt wird. In dieses Becken gelangen auch die Schlammwässer aus der Schlammwässerung. Die Umlaufströmung wird durch Mischpropeller erzeugt. Anschließend wird das zweite Anaerobbecken, welches aus 6 in Serie geschalteten Einzelbecken besteht, durchflossen. In diesem Anaerobbecken wird belebter Schlamm aus dem ersten Belebungsbecken in einer Menge von ca. 300 l/s zugegeben. Auch in diesem Becken wird die Strömung durch Umwälzpropeller aufrecht erhalten.

Im Zulaufgerinne zur Belebung kann bei Bedarf Eisensulfat zudosiert werden.

In den beiden in Serie geschalteten Belebungsbecken erfolgt der Abbau des BSB<sub>5</sub> und die simultane Nitrifikation und Denitrifikation. Aus den abgedeckten Belebungsbecken gelangt der Belebtschlamm in ein Entgasungsgerinne und über ein Verteilbauwerk in die drei Nachklärbecken. Der Rücklaufschlamm gelangt über eine Schlammheberleitung zu den Rücklaufschlamm Schnecken und von dort aus über das Rücklaufschlammgerinne in das erste Kontaktbecken bzw. in das Belebungsbecken. Der Ablauf der Kläranlage fließt in den Krottenbach. Der Überschussschlamm wird in Siebtrommeln vorentwässert, zwischengestapelt und in einer Kammerfilterpresse nach Kalkzugabe bis zur Deponierfähigkeit entwässert und auf der Kläranlage zwischengelagert.

Die erste Untersuchung durch die TU-Wien erfolgte vom 20. - 21. August 1991 über 24 Stunden. Sie erbrachte folgende Ergebnisse:

Zulaufmenge	20 123 m <sup>3</sup> /d
Temperatur	17 - 18°
Absetzbare Stoffe Zulauf	4,7 ml/l
Absetzbare Stoffe Ablauf	<0,1 ml/l

Parameter	Zulauf mg/l	Ablauf mg/l
Schwebstoffe	215	7
BSB <sub>5</sub>	115	1,3
CSB	330	19
NH <sub>4</sub> -N	16,6	< 0,1
NO <sub>3</sub> -N	-	1,5
TKN	28,4	1,1
T-P	4,1	1,2
Deterg.(MBAS)	5,3	< 0,1
Chlorid	73	68

Tab. 4: Verschmutzungskonzentrationen

Parameter	Zulauf kg/d	Ablauf kg/d	Wirkungsgrad %
CSB	6880	371	95
BSB <sub>5</sub>	2426	28	99
TKN	571	22,1	96
Ges-N	593	51,3	91
T-P	83	24,1	71
PO <sub>4</sub> -P	59	22,5	62

Tab. 5: Verschmutzungsfrachten

Um die Leistungsfähigkeit der biologischen P-Entfernung auf der Anlage feststellen zu können wurde drei Wochen vor der Untersuchung auf die Eisensulfatzugabe zur Phosphorentfernung verzichtet. Ab 4.9.1991 wurde wieder Eisensulfat dosiert. Der Ablaufwert von <1 mg PO<sub>4</sub>-P konnte nach dieser Periode wieder eingehalten werden. Eine am 16. Sept. 1991 analysierte Ablaufprobe ergab 0,3 mg/l PO<sub>4</sub>-P und 0,4 mg/l Gesamt-P.

Die oben genannten P-Eliminationsraten wurden in einem Zeitraum ohne Eisen-Zudosierung erreicht. Für eine rein biologische Phosphorentfernung sind diese Werte ausgezeichnet.

Unter der Annahme ähnlicher Zulaufverhältnisse im Sept. 1991 können auf Grund von Ablaufmessungen vom 16. Sept. 1991 mit Eisen-Zusatzfällung P-Eliminationsraten von ca. 90% für  $\text{PO}_4\text{-P}$  und Gesamt-P erreicht werden. Die Emissionswerte von 85% Ges.-P und  $\text{PO}_4\text{-P}$  Entfernung können bei Ergänzung der biologischen P-Entfernung durch chemische Fällung ebenfalls eingehalten werden.

Die gute Reinigungswirkung konnte auch durch die hervorragende Sichttiefe im Nachklärbecken von >150 cm bestätigt werden.

Gemäß der Berechnung betrug der Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung  $\text{OVC} = 19 \text{ mg/l.h}$ . Dieses Ergebnis stimmt mit dem über die Atmungsmessung erhaltenen Wert von  $21 \text{ mg/l.h}$  überein. Für die Gesamtatmung (Kohlenstoff + Stickstoff) wurde  $\text{OVC+N} = 22 \text{ mg/l.h}$  ermittelt. Dieser Wert ist experimentell nur schwer zu überprüfen, da die simultane Denitrifikation nicht gemessen werden kann und die gemessenen Werte nur die Nitrifikation angeben und dadurch über dem errechneten Wert liegen.

Der Energieverbrauch für die Belüftung lag im Untersuchungszeitraum bei 5900 kWh/d. Unter Berücksichtigung eines spezifischen Ertrages von  $1,5 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$  errechnet sich eine Sauerstoffzufuhr von ca.  $30 \text{ g/m}^3\text{.h}$ . Daraus ergibt sich bei einem durchschnittlichen Sauerstoffgehalt von  $1 \text{ mg/l}$  ein Sauerstoffverbrauch von ca.  $27 \text{ mg/l.h}$ . Unter Berücksichtigung des Anteils für die Denitrifikation stimmt dieser Wert sehr gut mit den gemessenen Substratatemungswerten von im Mittel  $39 \text{ mg/l.h}$  überein.

Um die biologische Reinigungsstufe näher charakterisieren zu können, wurden TS und oTS bestimmt (siehe Tabelle 6).

Bedingt durch das hohe Schlammalter liegt der Gehalt an organischer Trockensubstanz relativ niedrig und beträgt ca. 49%. Der Belebtschlamm weist einen außerordentlich hohen Stabilisierungsgrad auf. Bezüglich der Menge des abgezogenen Überschuß-



schlammes waren keine Meßwerte vorhanden. Die Abschätzung des Schlammalters mittels ATV-Arbeitsblatt 131 ergab ein Schlammalter ( $t_{TS}$ ) von über 60 Tagen. die Überschußschlammproduktion wurde nach ATV-A-131 berechnet und ergab ca. 2100 kg TS/d.

Probenort	TS g/l	oTS g/l
BB 1	12,6	6,2
BB 2	12,7	6,2
AN 1	7,4	3,6
AN 2	9,6	4,7
RS	17,5	8,6

Tab. 6: TS und oTS der biol. Reinigungsstufe

Der extrem hohe Schlammgehalt im Belebungsbecken konnte nur auf Grund des niedrigen Wertes für den Schlammindex von 73 ml/g (SV =  $230 \cdot 4 = 920$  ml/l,  $TS_R = 12,6$  g/l) eingehalten werden. Der hohe Schlammgehalt bedingte auch ein extrem hohes Schlammalter und den hohen Stabilisierungsgrad des Schlammes.

Nach der mikroskopischen Beurteilung handelt es sich um einen weitgehend stabilisierten Schlamm. Die kompakten abgerundeten Flocken wiesen eine reichliche Besiedelung durch verschiedene festsitzende Ciliaten (*Vorticella* sp., *Carchaesium* sp. und *Epi-stylis* sp.) auf. Als Indikatoren für die gute Nitrifikation der Anlage waren Rädertierchen und Schalenamöben (*Arcella* sp.) in mittlerer Häufigkeit vertreten. Wie die guten Werte des Schlammindex zeigen, war der Schlamm praktisch frei von fadenbildenden Mikroorganismen.

Aus den oben genannten Werten konnten für den Untersuchungstag 20. - 21. 8. 1991 die nun folgenden abwassertechnischen Kennwerte ermittelt werden:

Hydraulische Belastung (BB) *)	$q_R$	1,60 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> .d
BSB <sub>5</sub> -Raumbelastung	$B_R$ -BSB <sub>5</sub>	0,19 kg/m <sup>3</sup> .d
CSB-Raumbelastung	$B_R$ -CSB	0,55 kg/m <sup>3</sup> .d
BSB <sub>5</sub> -Schlammbelastung	$B_{TS}$ -BSB <sub>5</sub>	0,02 kg/kg.d
CSB-Schlammbelastung	$B_{TS}$ -CSB	0,04 kg/kg.d
Tagesfracht in EGW (nach BSB <sub>5</sub> mit 60 g/E.d)		40400 EGW
Tagesfracht in EGW (nach CSB mit 120 g/E.d)		57300 EGW
Tagesfracht in EGW (nach N mit 11 g/E.d)		51900 EGW
Tagesfracht in EGW (nach P mit 2 g/E.d)		41500 EGW
	Mittelwert:	50000 EGW
	Max.:	57300 EGW
	Min.:	41500 EGW
Oberflächenbeschickung (NKB)	$q_A$	0,17 m/h
Schlammvolumenbeschickung	$V_{SA}$	160 l/m <sup>2</sup> .h
Rücklaufverhältnis	RV	~300 %

\*) bezogen auf die Belebungsbeckenkubatur ohne Kontakt- und Anaerobbecken

Tab. 7: Abwassertechnische Kennwerte unter Sommerbedingungen

Um die Wirksamkeit der biologischen Phosphorentfernung auch unter Winterbedingungen zu erproben wurde eine weitere Untersuchungsserie im Jänner 1992 durchgeführt. Dabei wurden folgende Werte erhalten:

Datum	Q m <sup>3</sup> /d	COD mg/l	TOC mg/l	BSB <sub>5</sub> mg/l	PO <sub>4</sub> -P mg/l	Ges-P mg/l	NH <sub>4</sub> -N mg/l	NOx-N mg/l	TKN mg/l	SS mg/l	Cl mg/l
8.- 9.	25566	262	-	105	2,1	2,6	17,5	2,2	21,7	14	155
9.-10.	24806	256	-	101	2,6	4,3	18,9	0,6	26,7	156	125
10.-11.	29853	254	-	98	2,1	3,3	14,4	0,8	18,9	108	80
11.-12.	25677	242	-	103	2,0	3,8	16,8	2,3	22,0	136	85
12.-13.	25524	270	-	112	2,2	4,1	18,5	1,7	25,0	148	100
14.-15.	25088	275	-	104	2,3	4,0	17,8	2,6	22,2	170	125

Tab. 8: Zulauf-Konzentrationen (8.-15.1.92)

Datum	Q m <sup>3</sup> /d	COD mg/l	TOC mg/l	BSB <sub>5</sub> mg/l	PO <sub>4</sub> -P mg/l	Ges-P mg/l	NH <sub>4</sub> -N mg/l	NOx-N mg/l	TKN mg/l	SS mg/l	Cl mg/l
8.- 9.	25566	25	-	-	2,1	2,8	2,9	2,3	2,7	1,0	100
9.-10.	24806	21	-	-	0,2	1,8	6,2	2,2	6,5	3,7	105
10.-11.	29853	45	-	-	1,8	1,8	3,3	2,7	3,8	1,7	100
11.-12.	25677	32	-	-	1,6	1,8	0,4	2,8	0,4	1,0	75
12.-13.	25524	30	-	-	1,7	1,8	0,1	2,8	0,2	0,1	70
14.-15.	25088	17	-	-	1,7	1,8	0,0	3,5	0,1	1,7	100

Tab. 9: Ablauf-Konzentrationen (8.-15.1.92)

Die erhöhten NH<sub>4</sub>-N-Ablaufwerte an den ersten drei Untersuchungstagen sind auf Servicearbeiten und dem damit zusammenhängenden Abstellen der Belüfter zurückzuführen. Am Ende der Untersuchungsperiode war die Nitrifikation wieder vollständig.

Die niedrigere Abwassertemperatur von im Mittel 10°C hatte auch deutliche Auswirkungen auf die biologische P-Entfernung die nur mehr ca. 50% erreichte. Diese Ergebnisse machen deutlich, daß unter Winterbedingungen die Einhaltung von P-Ablaufwerten < 1 mg/l nur durch Kombination mit chemischer Fällung möglich ist.

Eine Zusammenstellung der wichtigsten Kenndaten zeigt nachstehende Aufstellung:

Hydraulische Belastung (BB)	$q_R$	1,98 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> .d
BSB <sub>5</sub> -Raumbelastung	$B_R$ -BSB <sub>5</sub>	0,22 kg/m <sup>3</sup> .d
CSB-Raumbelastung	$B_R$ -CSB	0,48 kg/m <sup>3</sup> .d
BSB <sub>5</sub> -Schlammbelastung	$B_{TS}$ -BSB <sub>5</sub>	0,03 kg/kg.d
CSB-Schlammbelastung	$B_{TS}$ -CSB	0,08 kg/kg.d
Tagesfracht in EGW (nach BSB <sub>5</sub> mit 60 g/E.d)		45746 EGW
Tagesfracht in EGW (nach CSB mit 120 g/E.d)		49498 EGW
Tagesfracht in EGW (nach N mit 11 g/E.d)		55046 EGW
Tagesfracht in EGW (nach P mit 2 g/E.d)		49797 EGW
	Mittelwert:	50022 EGW
	Max.:	55046 EGW
	Min.:	45746 EGW
Oberflächenbeschickung (NKB)	$q_A$	0,21 m/h
Schlammvolumenbeschickung	$V_{SA}$	150 l/m <sup>2</sup> .h
Rücklaufverhältnis	RV	230 %

Tab. 10: Abwassertechnische Kennwerte unter Winterbedingungen

Die hervorragende Funktion der Kläranlage Mödling wird auch durch die kontinuierliche Meßung von NH<sub>4</sub>-N und NO<sub>3</sub>-N im Ablauf dokumentiert. So betrug der Mittelwert der letzten 12 Monate beim NH<sub>4</sub>-N 0,4 mg/l und beim NO<sub>3</sub>-N 2,9 mg/l. Eine weitere Verbesserung der Anlagenfunktion kann in Zusammenhang mit einem Forschungsprojekt im Auftrage des Wasserwirtschaftsfonds erwartet werden, bei dem die Optimierung der Kläranlage Mödling untersucht werden soll.

Schon kurz nach Inbetriebnahme der erweiterten Kläranlage wurde eine wesentliche Verbesserung der Gewässergüte des Vorfluters Krottenbach beobachtet, der sich von einem übelriechenden Ge-

rinne in einen Vorfluter mit Gewässergüte II - III gewandelt hat, der in den meisten Parametern die zukünftigen Immissionsrichtlinie erfüllen dürfte. Auch im Hinblick auf die Auswirkungen von Abwasserreinigungsanlagen mit weitgehender Nährstoffentfernung auf kleine Vorfluter ist ein Forschungsprojekt geplant, von dem wesentliche Schlußfolgerungen hinsichtlich von Gewässergütefragen erwartet werden.

Univ.-Doz.Dipl.-Ing.Dr. Norbert Matsché  
Dipl.-Ing. Leopold Prendl  
Mag. Andreas Franz  
Institut für Wassergüte  
Karlsplatz 13/226  
1040 Wien

## ERWEITERUNG DER KLÄRANLAGE WERNE DES LIPPEVERBANDES ZUR NITRIFIKATION UND DENITRIFIKATION

Burkhard Teichgräber

### 1. EINFÜHRUNG

Die Stadt Werne ist an der Lippe zwischen den Städten Hamm und Lünen am Nordrand des nordrhein-westfälischen Industriereviere gelegen. Der Lippeverband baut und betreibt als Selbstverwaltungskörperschaft für die Kommunen und großen Industriebetriebe des Einzugsgebiets der unteren Lippe die Kläranlagen dieses Gebiets.

Das Einzugsgebiet der Kläranlage Werne umfaßt 18,4 km<sup>2</sup>. Hiervon sind 8,47 km<sup>2</sup> kanalisiert, davon 0,4 km<sup>2</sup> im Trennsystem. Angeschlossen sind die Stadt Werne und der Ortsteil Bergkamen-Rünthe. Das Kanalnetz besitzt außerordentlich wenig Gefälle, außerdem ist eine Teilstrecke als Stauraumkanal ausgebildet.

Für das Verbandsgebiet des Lippeverbands sind vielfältige Bergsenkungen charakteristisch, die die Kanalisation der entwässerten Gebiete beschädigen und die Fließverhältnisse verändern. Außerdem können die Bauwerke der Kläranlage in Mitleidenschaft gezogen werden. Im Einzugsgebiet der Kläranlage Werne sind innerhalb der nächsten 25 Jahre nur für den Ortsteil Bergkamen-Rünthe Bergsenkungen zu erwarten.

Die Kläranlage Werne entwässert in den Hornebach, der nach 680 m Fließweg in die Lippe mündet, einen typischen Flachlandfluß. Die Lippe ist aus natürlichen Quellen, durch Soleableitungen und aus Sumpfungswässern des Bergbaus mit Salzen stark befrachtet, z. B. betragen die Chloridkonzentrationen zwischen 100 und 1200 mg Cl<sup>-</sup>/l. Dennoch ist die Lippe eines der fischartenreichsten Gewässer Deutschlands (Kollatsch, 1989).

Das Abwasser der Stadt Werne ist vorwiegend kommunalen Ursprungs. Industrielle Belastung geht von einer Firma zur Hefeaufarbeitung, die vorwiegend Stärke und zeitweise Hefekulturen ableitet, einer Schnaps-

fabrik, aus deren Getreidelagern zeitweise Sickerwässer mit erhöhten Ammoniumgehalten abgeleitet werden (max. 10% der Gesamtfracht der Kläranlage), einer Farbstofffabrik und einer Reithalle (Gülle) aus. Bis auf den erstgenannten Einleiter werden alle Einleitungen entweder vorbehandelt oder so vergleichmäßig, daß sie den Kläranlagenbetrieb nicht mehr negativ beeinflussen.

Im Jahr 1991 wurden Brüdenkondensate aus einer Tierkörperbeseitigung angenommen, die während eines Vierteljahres bei ca. 40 m<sup>3</sup>/d mit 1000 kg CSB/d und 530 kg BSB<sub>5</sub>/d eine Frachterhöhung von ca. 25 % bewirkten.

## 2. BISHERIGE ABWASSERREINIGUNG

Die Stadt Werne verfügt bereits aus der Zeit vor dem 1. Weltkrieg über eine Abwasserreinigung.

Die Tabelle 1 zeigt die Stationen des Ausbaus dieser Abwasserreinigung

1909	Emscherbrunnen
1934	Entschlammung und Verrieselung
1949	Verdoppelung der Verrieselungskapazität
1968	Bau einer Essener-Becken-Anlage
1985	Ausbau zur Nitrifikation und Denitrifikation

Tab. 1: Entwicklung der Abwasserreinigung in Werne

Die Anschlußgröße der Kläranlage Werne hat sich während dieser Zeit erheblich vergrößert (siehe Tab. 2).

### 2.1 Essener-Becken-Anlage

Der Lippeverband errichtete an vielen Standorten als erste Anlage zur biologischen Abwasserreinigung eine typisierte Kompaktkläranlage nach dem Belebungsverfahren, die sogenannten "Essener Becken". Sie bestehen aus einem rotationssymmetrischen Baukörper mit einer Belebungsstufe und Kreiselbelüftung in der Mitte und einem ringförmigen Nachklärbecken, das durch Schlitze mit dem Belebungsbecken verbunden ist. Für die Kläranlage Werne wurde der ursprünglich auf 20000 EW bemessene Typ höher belastet, so daß sich eine Raumbelastung von 1,2 kg TS/(m<sup>3</sup>\*d)

Jahr	Anschluß		Prognose	
	EW E	Q 1/s	EW E	Q 1/s
1909	?	?	?	?
1934	4000	8	7500	15
1949			8000	25
1968	19500	65	35000	139
1984	38800	170	60000	230
1991	77000	230	-	-

Tabelle 1: Entwicklung der Anschlußgröße

ergab. Diese Anlage war bis 1987 unverändert in Betrieb. Modifikationen im Schlammgehalt ermöglichten den Betrieb der Anlage mit einer Schlammbelastung von  $B_{TS,BSB5} = 0,23 \text{ kg}/(\text{kg TS}\cdot\text{d})$  und damit eine weitgehende Kohlenstoffoxidation.

Typ	E	20000
Geometrie:		
$V_{BB}$	$\text{m}^3$	1000
VNKB	$\text{m}^3$	555
ANKB	$\text{m}^2$	252
Auslegung:		
EW	E	35000
$Q_t$	1/s	139
$Q_r$ (Belebung)	1/s	198
$B_d,BSB5$	kg/d	1225
$B_R,BSB5$	$\text{g}/(\text{m}^3\cdot\text{d})$	1225
Belastung 1984:		
$B_d,BSB5$	kg/d	1552
$B_{TS,BSB5}$	$\text{kg}/(\text{kg TS}\cdot\text{d})$	0,23
$c_{BSB5,ab}$	mg/l	33

Tab. 3: Kenngrößen der Essener-Becken-Anlage



### 3. AUSBAUKONZEPTION 1985

Um 1980 wurde eine erhebliche Steigerung des Abwasseranfalls prognostiziert, die die Essener-Becken-Anlage vollständig überlastet und die Einhaltung der Mindestanforderungen nach der 1. Schmutzwasser-Verwaltungsvorschrift für den BSB<sub>5</sub> und CSB unmöglich gemacht hätte. Es wurde deshalb entschieden, die Kläranlage von 35000 EW auf 60000 EW zu erweitern.

#### 3.1 Systementscheidung

Da Stickstoffoxidation oder gar Nährstoffelimination noch nicht verbindlich gefordert wurden, wurden für einen möglichst störungsarmen und wirtschaftlichen Betrieb die biologischen Reinigungssysteme "zweistufige Belebung mit Hochlast-Adsorptionsstufe (A-B-Anlage nach Böhnke 1977)" und "einstufige Belebung mit Nitrifikation und Denitrifikation" untersucht. Um die ungünstigen Zulaufverhältnisse (angefaultes Abwasser, häufige und hochverschmutzte Regenstöße) gut abpuffern zu können, wurde nach einem Wirtschaftlichkeitsvergleich der Nitrifikations-/Denitrifikationsanlage in Kaskadenbauform der Vorzug gegeben.

#### 3.2 Belastungsermittlung

Entsprechend den Anforderungen an den Ablauf der Kläranlage konzentrierten sich die Belastungserhebungen auf die organische Verschmutzung und betrieblich wichtige Parameter wie Schlamm- und Faulgasanfall (siehe Tabelle 4). Die Stickstoff- und Phosphorfrachten sind für die Dimensionierung nicht gesondert ermittelt worden.

#### 3.3 Dimensionierung

Die Bemessung der Belebungsstufe erfolgte nach der Schlammbelastung auf  $B_{TS,BSB5} = 0,2 \text{ kg}/(\text{kg TS} \cdot \text{d})$ . Der Belebtschlammgehalt wurde nur mit 3,0 g/l angenommen. Hiermit wurde ohne besondere Darstellung in der Bemessung eine Reserve geschaffen, die die Verminderung der Schlammbelastung auf  $B_{TS,BSB5} = 0,12 \text{ bis } 0,15 \text{ kg}/(\text{kg TS} \cdot \text{d})$  unter Betriebsbedingungen ermöglichte. Die Stickstoffoxidation ging nur implizit in die Bemessung ein, indem die Schlammbelastung so weit verringert wurde, daß Nitrifikation möglich ist. Stickstoffbilanzen oder eine Dimensio-

Parameter	Meßrhythmus	Zahl der Messungen
Q	kontinuierlich	3 Jahre
BSB <sub>5</sub>	Tagesganglinie, 6*4 h Mischpr.	10
	2 Wochenganglinie, 24 h Misch.	3
	Wochenganglinie, 24 h Mischpr.	1
	Monatsberichte, 2 h Mischpr.	3 Jahre
Schlammanfall	Monatsberichte	3 Jahre
Gasanfall	Monatsberichte	3 Jahre
Niederschläge	Niederschlagsschreiber, tägl.	3 Jahre

Tab. 4: Datenbasis für die Dimensionierung

nierung der Denitrifikationsbecken wurden nicht aufgestellt. Die Anordnung von Denitrifikationsbecken wurde mit der möglichen Einsparung an Belüftungsenergie und der größeren Betriebsstabilität begründet. Als Größe der Denitrifikationsbecken wurde 1/3 des gesamten Belebungsbeckenvolumens angesetzt. Die Dimensionierungskenngrößen für die Kläranlagenerweiterung sind in Tabelle 5 angegeben.

EW	E	60000
Q <sub>d</sub>	m <sup>3</sup> /d	13500
Q <sub>t</sub>	l/s	230
Q <sub>r</sub>	l/s	460
Belebung:		
B <sub>d</sub> , BSB <sub>5</sub>	kg/d	2700
B <sub>TS</sub> , BSB <sub>5</sub>	kg/(kg TS*d)	0,2
TS <sub>BB</sub>	g/l	3,0
Nachklärung:		
q <sub>A</sub> , r	m/h	1,36
Schlammanfall:		
ÜS <sub>VK</sub> + ÜS <sub>B</sub>	kg/d	5100

Tab. 5: Dimensionierungswerte der Kläranlagenerweiterung

### 3.4 Konfiguration der Belebungsbecken

Der Bestand auf der Kläranlage Werne, d. h. das Essener Becken war in die Erweiterungsplanung zu integrieren. Auf der Kläranlage Lüdinghausen des Lippeverbandes wurden gute Erfahrungen mit dem System der Kaskadendenitrifikation gemacht (Schlegel, 1983). Es bot sich deshalb an, dieses System auch auf die Kläranlage Werne zu übertragen. Das gewählte System ist in Bild 1 dargestellt.

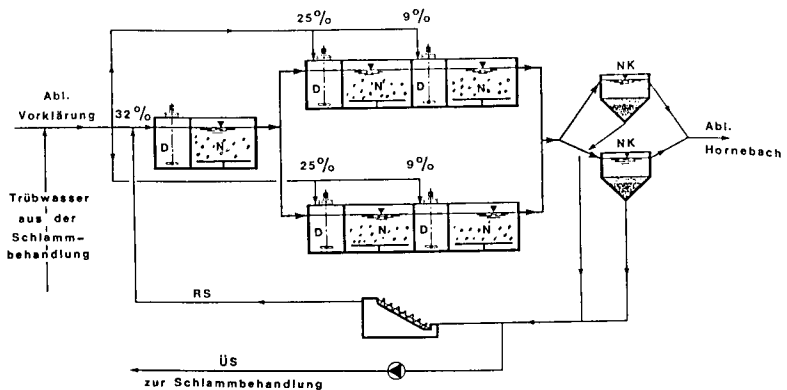


Bild 1: Verfahrensschema der biologischen Abwasserreinigung auf der Kläranlage Werne

Das Essener Becken dient als erstes Becken einer dreistufigen Kaskade mit innenliegender Nitrifikations- und außenliegender Denitrifikationszone. Die Umwälzung in dem ringförmigen Denitrifikationsbecken erfolgt durch Tauchmotorpropellerrührwerke mit horizontaler Welle. Der Rücklaufschlamm wird in die Denitrifikationszone eingeleitet. Der Abwasserzufluß wird im Ablauf des Vorklärbeckens aufgeteilt. 1/3 des Zuflusses werden in die Denitrifikationszone des ehemaligen Essener Beckens geleitet.

Der gemischte Strom aus 1/3 des Zulaufs und dem Rücklaufschlamm wird auf zwei parallele Straßen aufgeteilt, die jeweils aus zwei Denitrifikations- und zwei Nitrifikationszonen bestehen. Das verbleibende Ab-

wasser wird jeweils zu 25 % auf die zweite Denitrifikations- und zu 9 % auf die dritte Denitrifikationsstufe verteilt. Der Ablauf der beiden Belebungsstraßen wird zusammengeführt und auf zwei Nachklärbecken verteilt.

Die Denitrifikationsbecken werden mit Sohlrotoren umgewälzt. Die 4 m tiefen Nitrifikationsbecken werden mit keramischen Filterkerzen feinsbläsiger belüftet. Der Übertritt des Wasser-/Schlammgemischs vom Denitrifikations- zum Nitrifikationsbecken erfolgt durch einen horizontalen Schlitz am Beckenboden. Auf die Trennwand zwischen den beiden Becken ist ein oben gelagertes Klappenwehr aufgesetzt, das in geöffnetem Zustand ein Zurückströmen des belüfteten Wasser-/Schlammgemischs aus dem Nitrifikationsbecken in das Denitrifikationsbecken ermöglicht. Durch diese Konstruktion ist es möglich, die Denitrifikationsbecken in Nitrifikationsbecken umzuschalten und in Zeiten mit sehr niedrigen Abwassertemperaturen oder beim Einfahren der Anlage die Nitrifikation zu unterstützen.

Die Nachklärbecken sind mit Saugräumern ausgerüstet; der Rücklaufschlamm durchfluß kann an den einzelnen Saugrohren mit Wehren eingestellt werden. Zur Rücklaufschlammförderung dient ein Schneckenpumpwerk.

Die Volumina der einzelnen Becken sind in Tabelle 6 angegeben.

Becken		
Vorklärung	m <sup>3</sup>	2 * 570
Denitrifikation 1	m <sup>3</sup>	555
Nitrifikation 1	m <sup>3</sup>	1000
Denitrifikation 2/3	m <sup>3</sup>	2 * 500
Nitrifikation 2/2	m <sup>3</sup>	2 * 1000
Nachklärung	m <sup>3</sup>	2 * 2125
	m <sup>2</sup>	2 * 609

Tab. 6: Reaktorkenngrößen nach dem Kläranlagenausbau

### 3.5 Schlammbehandlung

Der Vorklärschlamm wird in den Schlammtrichtern der Vorklärbecken eingedickt und hieraus abgezogen. Der Überschussschlamm wird in einem getrennten statischen Eindicker eingedickt. Beide Schlämme werden nach Siebung zwei Stunden aerob/thermophil vorbehandelt und anschließend mit 20 Tagen Faulzeit ausgefault. Drei Schlammsilos à 1200 m<sup>3</sup> ermöglichen eine Schlammspeicherung bis zu drei Monaten. Aus den Silos wird das Trübwasser nach der Faulung abgezogen. Der Schlamm wird zur Gänze landwirtschaftlich verwertet.

### 3.6 Messung und Regelung

Die Anordnung der Belebungsbecken als dreistufige Kaskade zur Denitrifikation und Nitrifikation bewirkt, daß für die Denitrifikation keinerlei Regelungsaufwand getrieben werden muß. Die Denitrifikationswirkung ergibt sich alleine aus der Abfolge von unbelüfteten und belüfteten Becken und der entsprechenden Abwasserverteilung.

#### 3.6.1 Abwasserverteilung

-----

Die notwendige Aufteilung des vorgeklärten Abwassers auf 5 verschiedene Denitrifikationszonen ist einer der Nachteile der gewählten Kaskadendenitrifikation. Hierzu wird der Abwasserstrom am Ablaufwehr der Vorklärung mit einem vollständigen Überfall im Verhältnis 1:2 aufgeteilt. Die Aufteilung ergibt sich aus den zugeordneten Wehrlängen. Sie ist genau und vom Durchfluß unabhängig, wenn die Wehre horizontal eingestellt sind.

Die neu errichteten Belebungsbecken werden von einem zentralen Abwasserkanal aus beschickt, wobei das Abtrennen der Teilströme mit Hilfe horizontal verstellbarer Zungen erfolgt. Aufgrund des Rückstaus aus den Becken ist hier keine exakte Durchflußbestimmung möglich. Die Verteilung auf die Becken ändert sich in Abhängigkeit vom Durchfluß in unbekannter Größenordnung.

### 3.6.2 Sauerstoffeintrag

-----

Zur Aufrechterhaltung der Nitrifikation müssen die Nitrifikationsbecken immer ausreichend mit Sauerstoff versorgt werden. Eine zu hohe Belüftung führt jedoch zu Verschleppungen des Sauerstoffs in die Denitrifikationszonen und einer Minderung von deren Wirkung. In Werne wird z. Z. eine Sauerstoffsonde in einem der Nitrifikationsbecken 2 zur Steuerung der Belüftung verwendet. Die Verteilung der Luft auf die verschiedenen Belebungsbecken ist fest eingestellt, wobei sich die Einblastiefe in den verschiedenen Becken in Abhängigkeit vom Durchfluß unterschiedlich stark ändert. Die Steuerung schaltet die verschieden großen Turboverdichter nach einem Programm ein und aus.

### 3.6.3 Fällmitteldosierung

-----

Seit Inbetriebnahme der Kläranlagenerweiterung besteht eine einfache Fällmitteldosierstation für  $\text{FeClSO}_4$ . Ursprünglich sollte sie zur Beschwerung des Schlammes bei möglichen Problemen bezüglich der Absetzbarkeit dienen. Diese Anlage wurde erst regelmäßig in Betrieb gesetzt, als die Verminderung von Phosphor auf  $2 \text{ mg P}_{\text{ges}}/\text{l}$  im Ablauf als Mindestanforderung gesetzlich vorgeschrieben wurde.

## 3.7 Integration in den Bestand

Die Kläranlage Werne mußte unter Betrieb erweitert werden, um die Abwasserreinigung durchgehend aufrechtzuerhalten. Gleichzeitig sollten die bestehenden Bauwerke möglichst weiterhin genutzt werden.

Zulaufpumpwerk, Rechen und Sandfang wurden neu errichtet, das vorhandene Vorklärbecken nach Fertigstellung der übrigen Anlage überholt und angepaßt. Das Essener Becken konnte in die neue Anlage sinnvoll integriert werden. Die vorhandene Faulbehälterkapazität konnte beibehalten werden, indem die aerob-thermophile Behandlung vorgeschaltet wurde.

Das Bild 2 zeigt einen schematischen Lageplan der ausgebauten Kläranlage.

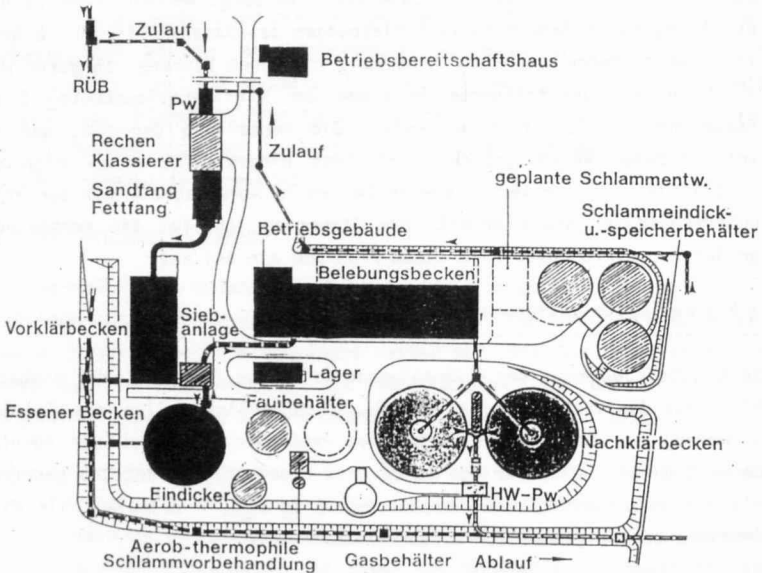


Bild 2: Grundriß der Kläranlage Werne

#### 4. BETRIEBSERGEBNISSE

Die Betriebsergebnisse sind anhand der betrieblichen Eigenüberwachung (Tagesmischproben) zusammengestellt. Als Stickstoffbelastungswerte stehen nur die Ammoniumkonzentrationen des Zulaufs zur Verfügung. TKN-Werte werden erst seit kurzem gemessen.

##### 4.1 Belastungsentwicklung

Die Belastung der Kläranlage wird deutlich von den Einleitungen der oben beschriebenen Industriebetriebe geprägt. Tabelle 7 zeigt die Belastungsentwicklung während der letzten fünf Jahre.

Jahr	Q		NH <sub>4</sub> -N		BSB <sub>5</sub>		CSB	
	50% m <sup>3</sup> /d	85% m <sup>3</sup> /d	50% t/d	85% t/d	50 % t/d	85% t/d	50% t/d	85% t/d
1987	12000	17500	0,23	0,32	1,27	1,80	3,30	4,30
1988	11500	19000	0,28	0,40	1,10	1,70	2,20	3,50
1989	10000	17500	0,33	0,47	1,30	2,30	2,20	3,20
1990			0,35	0,46	1,75	2,70	2,90	3,80
1991			0,30	0,44	1,90	3,50	2,80	5,20

Tab. 7: Belastungsentwicklung der Kläranlage Werne (in t/d)

Aus den aktuellen Belastungsdaten werden die Schwierigkeiten für die Auswahl der Dimensionierungsbelastung deutlich:

- Die Stickstoffbelastung der Kläranlage hat deutlich zugenommen. Inzwischen greifen aber die Maßnahmen im Einzugsgebiet der Kläranlage zur Verminderung dieser Fracht.
- Die abbaubare organische Fracht (ausgedrückt durch den BSB<sub>5</sub>) nimmt kontinuierlich zu.
- Die Abbaubarkeit des Abwassers verbessert sich, erkennbar am verringerten CSB/BSB<sub>5</sub>-Verhältnis.
- Die Belastung ist weiterhin großen Schwankungen unterworfen, abzulesen aus dem Verhältnis 85%-/50%-Summenhäufigkeit.
- Der Zufluß zur Kläranlage hat sich nur unwesentlich verändert. Hier sind nur die 50%-Summenhäufigkeiten verwertbar, da die 85%-Werte durch Regenwetter beeinflusst sind. Das Abwasser hat sich damit zu höheren Konzentrationen hin entwickelt, u. a. durch wassersparende Produktionsverfahren bei den Indirekteinleitern.

#### 4.2 Betriebsparameter

Zentrale Belastungskenngröße ist die BSB<sub>5</sub>-Schlammbelastung. Im Normalfall ist die Berechnung einfach:

$$B_{TS,BSB5} = \frac{B_{d,BSB5}}{TS_{BB} * V_{BB}}$$



In einer Kaskadendenitrifikationsanlage ist der Belebtschlammgehalt  $TS_{BB}$  jedoch nicht konstant, sondern nimmt durch die stufenweise Verdünnung des Rücklaufschlammes mit dem Zufluß schrittweise von Becken zu Becken ab, um in dem letzten Becken der Kaskade den für die Dimensionierung der Nachklärung maßgebenden Belebtschlammgehalt zu erreichen. Hierdurch ergibt sich für Kaskadendenitrifikationsanlagen ein Volumensparnis von 10 - 15 % gegenüber konventionellen Denitrifikationsanlagen. Der Schlammgehalt in den einzelnen Stufen beträgt nach Schlegel (1989):

$$TS_{BBi} = \frac{RV * TS_{RS}}{RV + (X_1 + X_2 + \dots + X_i)}$$

mit  $TS_{BBi}$  = Belebtschlammgehalt in der Kaskade i  
und  $X_1, X_2 \dots X_i$  = Teilstromverhältnis bezogen auf Q

Jahr	$B_{TS,BSB5}$	ISV	$TS_{BB}$
	kg/(kg TS*d)	ml/g	g/l
1987	1,26	170	1,10
1988	0,08	49	3,79
1989	0,12	53	3,73
1990	0,13	67	3,50
1991	0,13	73	3,79

Tab. 8: Betriebsparameter der biologischen Reinigung Kläranlage Werne

Die Schlammbelastung in der erweiterten Kläranlage betrug zwischen  $B_{TS,BSB5} = 0,08$  und kurzfristig  $0,3$  kg/(kg TS\*d); reichte im Mittel jedoch immer aus, um die Aufrechterhaltung der Nitrifikation zu ermöglichen. Der Schlammindex stellte sich niedrig mit  $SVI = 45 - 80$  ml/g ein. Periodisch kam es jedoch zu wesentlich leichterem Schlamm, bis  $SVI = 150 - 200$  ml/g. Als Ursache wurden die Einleitungen des hefeearbeitenden Betriebes festgestellt. Saisonale Einflüsse wurden nicht gefunden.

### 4.3 Betriebsergebnisse

Die Betriebsergebnisse der Kläranlage Werne sind in Tabelle 9 genannt. Sie zeigen, daß die Kläranlage im Mittel sehr gute Ergebnisse liefert, die die Mindestanforderungen nach deutschem Recht deutlich unterschreiten. Es treten jedoch deutliche erhöhte Spitzenkonzentrationen auf, ausgedrückt durch die 85 %-Werte. Die in Nordrhein-Westfalen übliche behördliche Überwachungspraxis auf der Basis der qualifizierten Stichprobe und der Regel, daß 4 von 5 gemessenen Werten unter dem geforderten Grenzwert liegen müssen, erfordert eine Begrenzung eben dieser Spitzenkonzentrationen.

Für die Einhaltung der BSB<sub>5</sub>- und CSB-Grenzwerte ist in erster Linie die ordnungsgemäße Funktion der Nachklärung maßgebend.

Die NH<sub>4</sub>-N-Abflußkonzentrationen zeigen die Optimierung der Betriebsweise: Die Konzentrationen liegen im Jahresmittel (also auch bei Wassertemperaturen unter 12 °C) um 1 mg/l, während die Spitzenkonzentrationen mit fortschreitender Betriebsdauer gesenkt werden konnten, obwohl sowohl die BSB<sub>5</sub> als auch die NH<sub>4</sub>-N-Belastung im Untersuchungszeitraum deutlich zugenommen hat. Hier haben sich die Maßnahmen zur Verfeinerung der Sauerstoffeintragsregelung ausgewirkt.

Auch die Nitratkonzentration im Ablauf konnte trotz vergrößerter Ammoniumfrachten kontinuierlich gesenkt werden, indem unerwünschter Sauerstoffeintrag vermindert wurde.

Jahr	BSB <sub>5</sub>		CSB		NH <sub>4</sub> -N		NO <sub>3</sub> -N	
	50% mg/l	85% mg/l	50% mg/l	85% mg/l	50 % mg/l	85% mg/l	50% mg/l	85% mg/l
1987	19	40	70	105	18	24	<1	2,5
1988	11	22	45	65	<1	10	12	19
1989	10	15	39	50	1,3	5	12	17
1990	9	18	40	48	1,3	4	8	13
1991	10	19	45	60	<1	3	9	13

Tab. 9: Betriebsergebnisse der Kläranlage Werne

Die Ammoniumganglinien in den Bildern 3 und 4 zeigen zufällig auftretende Spitzenwerte, die auch die zugelassenen  $C_{NH_4-N} = 10 \text{ mg/l}$  überschreiten. So gibt der 85%-Unterschreitungswert von  $3,0 \text{ mg/l}$  für 1991 zwar an, daß die Wahrscheinlichkeit sehr gering ist, daß durch eine behördlichen Überwachung eine Überschreitung der zugelassenen Werte festgestellt wird, ausgeschlossen ist dies jedoch nicht. Im Umkehrschluß darf aus dem Kollektiv der vorliegenden amtlichen Überwachungsdaten nicht gefolgert werden, daß im täglichen Betrieb keine Überschreitungen aufträten. Der Einfluß der Tagesganglinie im Ablauf der Kläranlage ist bei der vorliegenden Betrachtung auf der Basis von Tagesmittelwerten noch nicht berücksichtigt.

Die Nitratganglinien in den Bildern 5 und 6 zeigen zwangsläufig ähnliche Schwankungen wie die Ammoniumganglinien, nur auf höherem Niveau und mit entgegengesetzten Ausschlägen. Durch eine Überlagerung der beiden Ganglinien wird gleichzeitig klar, daß besonders gute Reinigungsleistungen für einen Parameter nur auf Kosten des anderen Parameters erzielt werden können. Von Juni bis August 1990 wurde die Nitrifikation optimal betrieben, so daß der Nitratgehalt im Ablauf auf zeitweise über  $C_{NO_3-N} = 20 \text{ mg/l}$  stieg. Im Juni und Juli 1991 zog eine Optimierung der Denitrifikation mehrere Ammoniumspitzen nach sich.

Die Phosphorfällung wurde seit dem 1.1.1990 durchgehend betrieben und brachte die in Tabelle 10 zusammengestellten Ergebnisse. Es ist problemlos möglich, die Mindestanforderungen nach deutschem Recht einzuhalten. Würde eine Regelung zur Steuerung der Fällmitteldosierung nach dem Phosphatgehalt im Belebungsbecken nachgerüstet, wäre auch die Einhaltung von  $1,0 \text{ mg P}_{ges}/\text{l}$  als Überwachungswert, gemessen als Stichprobe nach 4 aus 5 Regel, möglich.

$P_{ges}$	50%	85%
	mg/l	mg/l
1990	1,6	2,0
1991	0,8	1,3

Tabelle 10: Ergebnisse der Phosphorelimination

# NH<sub>4</sub>-N Ablauf

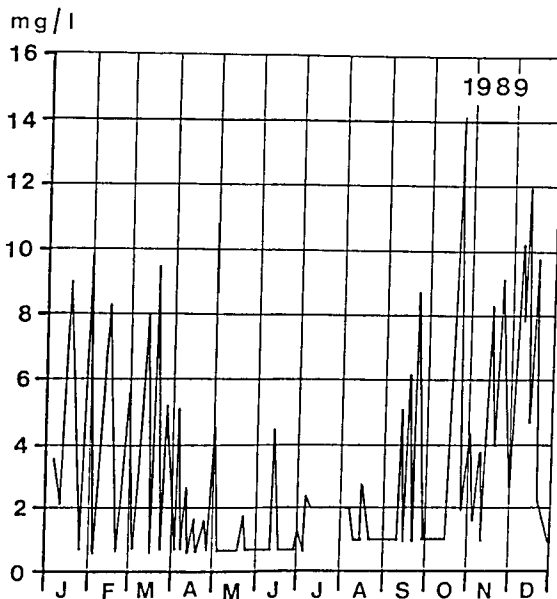
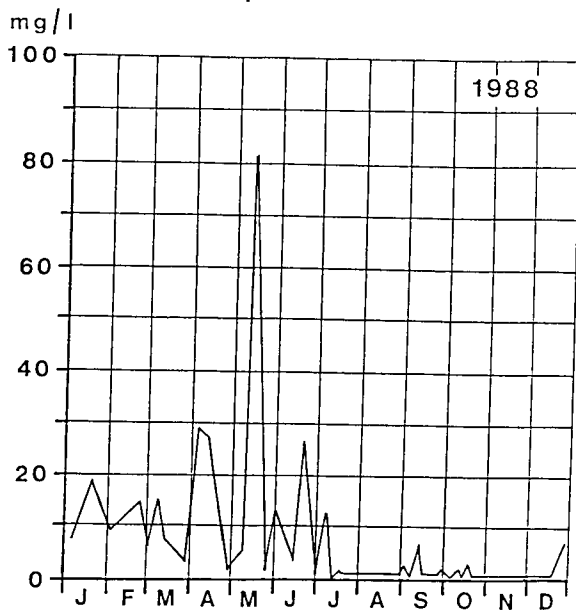


Bild 3: Ablaufganglinie NH<sub>4</sub>-N 1988-1989 (Tagesmischproben)

# NH<sub>4</sub>-N Ablauf

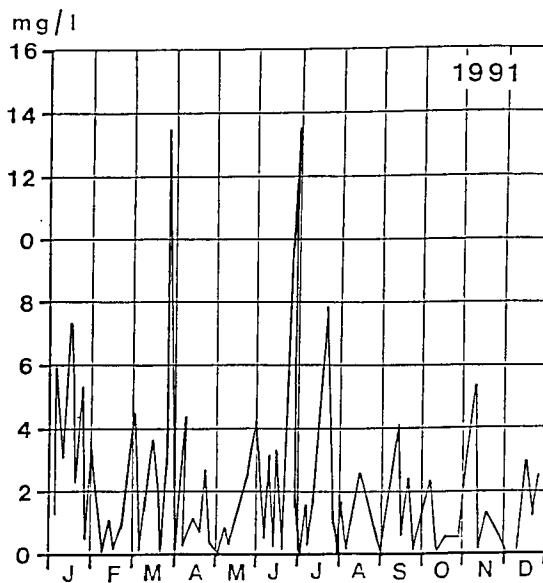
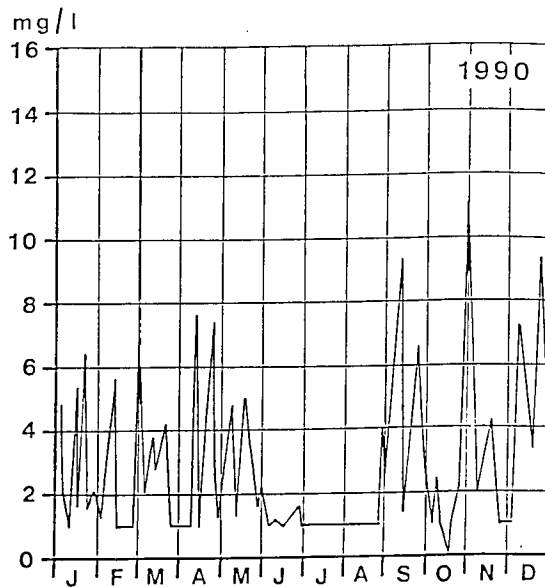


Bild 4: Ablaufganglinie NH<sub>4</sub>-N 1990-1991 (Tagesmischproben)

# NO<sub>3</sub>-N Ablauf

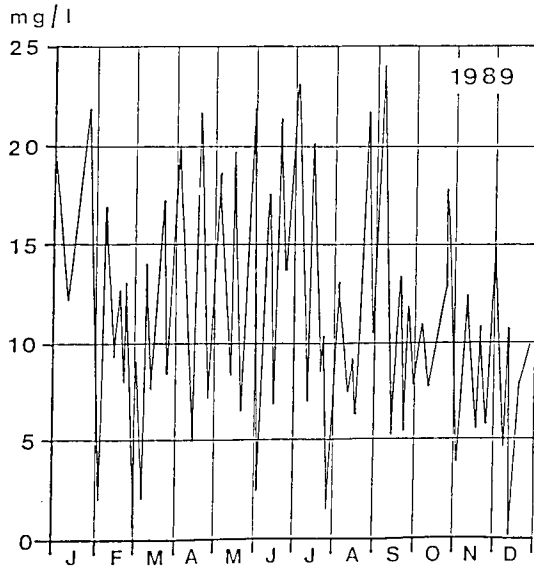
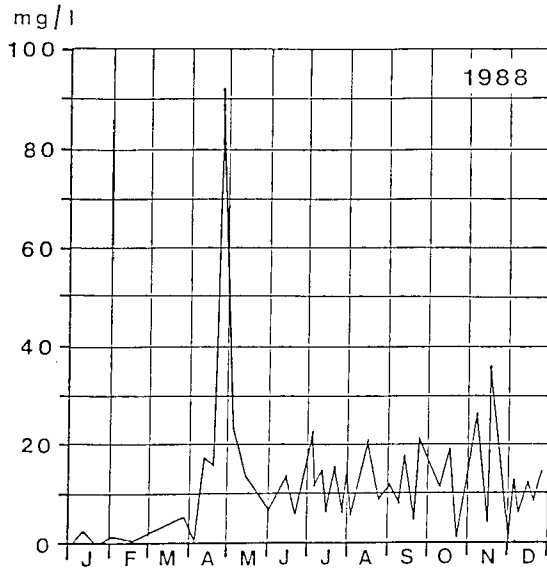


Bild 5: Ablaufganglinie NO<sub>3</sub>-N 1988-1989 (Tagesmischproben)

# NO<sub>3</sub>-N Ablauf

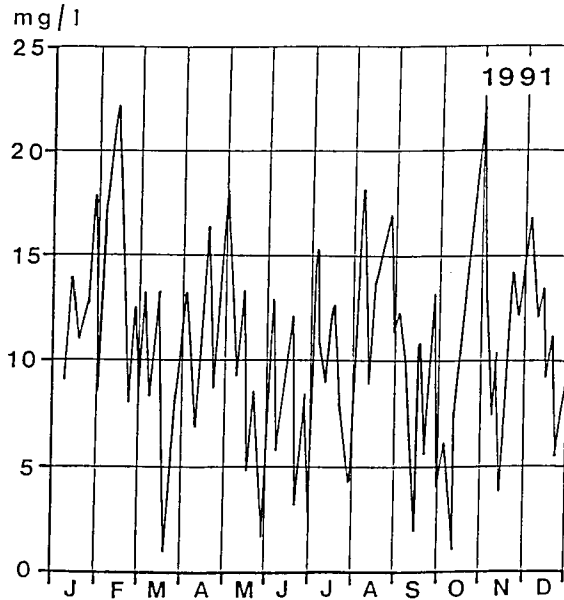
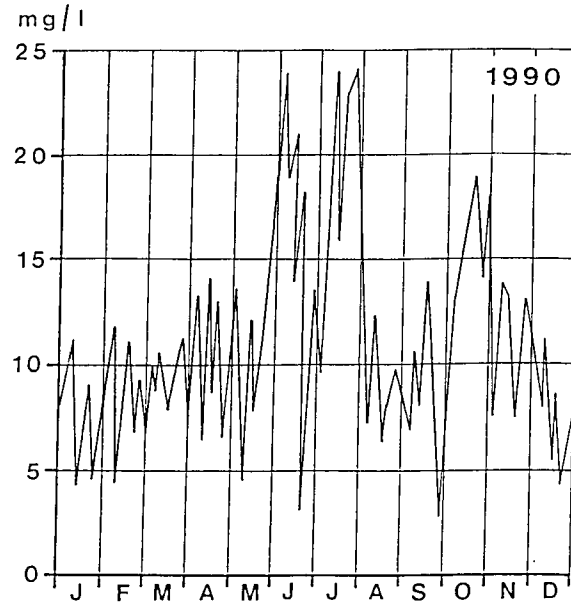


Bild 6: Ablaufganglinie NO<sub>3</sub>-N 1990-1991 (Tagesmischproben)

#### 4.4 Stickstoffbilanz

Stickstoff wird in einer nitrifizierenden und denitrifizierenden Kläranlage in vielfältiger Weise umgesetzt, bevor er (teilweise) aus dem Abwasser entfernt werden kann. In Bild 7 sind die Wege des Stickstoffs in der Belebungsstufe schematisch wiedergegeben.

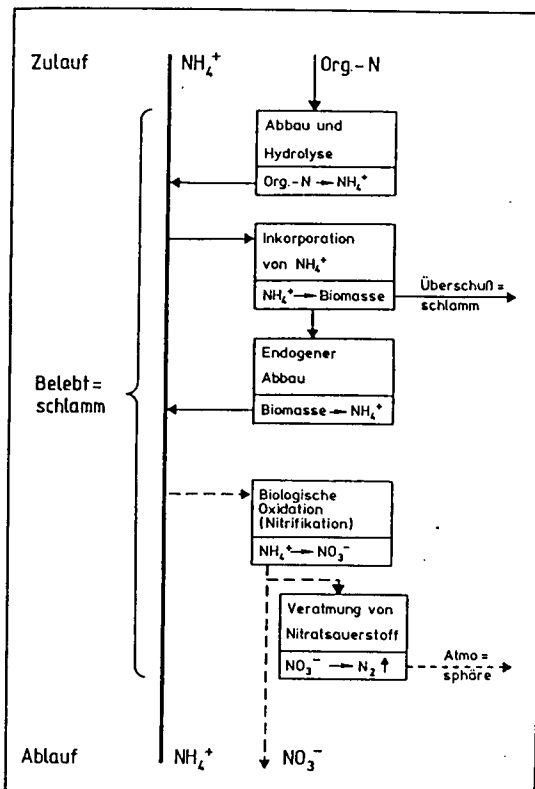


Bild 7: Schema der Stickstoffumsetzungen in einer Belebungsstufe

Die Stickstoffbilanz für die Kläranlage Werne ist beispielhaft für zwei Monate, im April 1989 mit relativ ungünstiger und im Juli 1991



mit verhältnismäßig guter Stickstoffelimination, in Tabelle 11 zusammengestellt.

Wie auf Betriebsanlagen leider üblich, liegen nicht alle für eine komplette Stickstoffbilanz notwendigen Werte als Messungen vor. Folgende Annahmen wurden geschätzt:

- spez. Gesamtstickstoffbelastung mit 10 g/(E\*d)  
(ATV A 131, 1991)
- Rückbelastung aus der Schlammfäulung mit 1,0 g/(E\*d)  
(Teichgräber, 1988)
- Inkorporation mit 0,05 g N/g BSB<sub>zu</sub>
- Organischer Stickstoff im Ablauf mit 2,0 mg/l

Besonders kritisch sind Annahmen zur spezifischen Stickstoffbelastung im Zulauf zu betrachten. Es ist jedoch plausibel, daß die gemessene Ammoniumkonzentration im April 1989 bei niedrigen Abwassertemperaturen und höheren Abflüssen ca. 60 % des zufließenden Gesamtstickstoffs und im Juli 1991 bei hohen Abwassertemperaturen und niedrigen Abflüssen, d. h. längeren Aufenthaltszeiten im Kanalnetz ca. 70 des zufließenden Gesamtstickstoffs beträgt.

Die Stickstofftagesbilanzen sind auf der Basis von Monatsmittelwerten ermittelt.

Das Ergebnis zeigt, daß unter ungünstigen Bedingungen nur ca. 40 % des zufließenden Stickstoffs aus dem Abwasser entfernt wurden und dieses Ergebnis bei günstigen Bedingungen auf 75 % gesteigert werden konnte. In den Ablaufkonzentrationen fiel dieser Unterschied aufgrund der starken Verdünnung im ungünstigen Fall nicht entsprechend auf.

Die eigentliche Denitrifikation betrug nur 26 bzw. 57 %. Weitere 50 kg/d, bzw. 10 % der zufließenden Stickstofffracht, verließen die Kläranlage auf dem Weg in die landwirtschaftliche Verwertung.

Bilanzmonat	April 1989			Juli 1991		
$Q_{zu}$		$m^3/d$ 14438			$m^3/d$ 8644	
EW <sub>45</sub>		E 50400			E 42400	
Zulauf Kläranlage:	mg/l	kg/d	%	mg/l	kg/d	%
$N_{ges}$	34,9	504	91	49,1	424	91
Rückbelastung:						
$N_{ges}$	3,5	50	9	4,9	42	9
Zulauf Belebungs- BSB <sub>5</sub>	157	2268		221	1908	
$N_{ges}$	38,4	554	100	53,9	466	100
NH <sub>4</sub> -N	23,1	334	60	37,9	328	70
Inkorporation:						
$N_{ink}$	7,8	113	20	11,0	95	20
Ablauf Belebungs- NH <sub>4</sub> -N	2,7	39	7	1,2	10	2
NO <sub>3</sub> -N	16,1	232	42	9,3	80	17
$N_{org}$	2,0	29	5	2,0	17	4
denitrifiziert:						
$N_{den}$	9,8	141	26	30,5	264	57
bezogen auf den Zulauf						
$N_{ab}$	20,8	300	60	12,5	107	25
$N_{eliminiert}$	14,1	204	40	36,7	317	75

*gemessene Werte sind kursiv gedruckt*

Tab. 11: Stickstoffbilanz, basierend auf Monatsmittelwerten

## 5. BETRIEBSOPTIMIERUNG

Die Betriebsergebnisse der Tabelle 9 zeigen, daß noch eine deutliche Verbesserung der Reinigungsleistung in den ersten Betriebsjahren durch Optimierungen möglich war. Neben Maßnahmen zur mechanischen und hydraulischen Verbesserung betraf dies überwiegend die Verbesserung der Denitrifikationswirkung.

### 5.1 Vergleichmäßigung des Zulaufs

Das sehr flache Kanalnetz mit einem Stauraumkanal vor der Kläranlage birgt ohnehin das Risiko, daß mit anlaufenden Regenwasserwellen Frachtspitzen mit organischer Belastung und mit Stickstoff auf die Kläranlage gelangen. So wurde mit der Stadt Werne ein Plan zur regelmäßigen Spülung der Kanäle unter Berücksichtigung der Aufnahmekapazität der Kläranlage vereinbart. Weiterhin wurde in Zusammenarbeit mit den unter 1. genannten Betrieben die Stickstoffzulauffracht nach einem zwischenzeitlichen Höchststand wieder vermindert und vor allem gleichmäßig.

### 5.2 Verbesserung der Rechenanlage

Um Sandablagerungen im Rechenbereich zu verhindern, war die Rechenanlage auf hohe Fließgeschwindigkeiten ausgelegt worden. Der Höhenverlust zwischen den Rechenstäben betrug nach der Räumung noch 30 - 40 cm bei Maximalzufluß. Hierdurch wurde Rechengut in großem Umfang durch den Rechen hindurchgedrückt und setzte sich unter anderem in den Verteilerbauwerken der Nachklärung fest, so daß das Abwasser nicht mehr gleichmäßig innerhalb der Nachklärbecken verteilt wurde und es durch räumlich begrenzte Strömungen zu Schlammabtrieb kam. Durch eine Verbreiterung der Rechen wurde die Fließgeschwindigkeit herabgesetzt und der Wirkungsgrad wesentlich verbessert.

### 5.3 Verringerung unerwünschten Sauerstoffeintrags

Die Denitrifikation ist sehr empfindlich auf gelösten Sauerstoff in den entsprechenden Becken. Durch den Fluß des Abwassers und des Schlammes werden schon bestimmte Sauerstofffrachten in diese Becken eingetragen. Jeder weitere Sauerstoffeintrag muß unterbunden werden.

### 5.3.1 Frequenzumrichter für Sohlrotoren

-----

Die Sohlrotoren zur Umwälzung der Denitrifikationsbecken waren mit einem spezifischen Energieeintrag von  $5 \text{ W/m}^3$  Beckenvolumen ausgelegt. Im Betrieb stellte sich heraus, daß aufgrund der optimalen hydraulischen Ausbildung hohe Umwälzgeschwindigkeiten erzeugt wurden, die zu Sauerstoffeintrag führten. Die Antriebe der Sohlrotoren wurden mit Frequenzumrichtern ausgerüstet, die eine Drosselung des Energieeintrags auf nunmehr ca.  $2 \text{ W/m}^3$  erlauben.

### 5.3.2 Frequenzumrichter für Turboverdichter

-----

Die derzeitig verfügbare Staffe lung der Turboverdichter läßt eine saubere Anpassung des Sauerstoffeintrags an den Sauerstoffverbrauch noch nicht zu. So kommt es immer wieder zu sehr hohen Sauerstoffgehalten in den Nitrifikationsbecken, die die Denitrifikation in den folgenden Becken stören. Durch die Ausrüstung eines Turboverdichters mit einem Frequenzumrichter soll eine feinere Anpassung ermöglicht werden.

### 5.3.3 Abdeckung des Rücklaufschlammumpwerks

-----

Das Rücklaufschlammumpwerk ist der einfachen Regelbarkeit wegen als Schneckenpumpwerk mit zwei parallelen Schnecken ausgeführt. Im Unterwasser des Pumpwerks befinden sich zwei Teleskoprohre, mit denen den Rücklaufschlamm Spiegel im Mittelbauwerk der Nachklärbecken eingestellt wird. Durch diesen Überfall und das Schneckenpumpwerk wurde der Sauerstoffgehalt im Rücklaufschlamm auf über  $4 \text{ mg/l}$  aufgestockt. Der Schneckentrog wurde abgedeckt, indem eine Metallverkleidung von oben aufgesetzt und zwei Gummischürzen in das Unter- und Oberwasser eingehängt wurden. Der Sauerstoffeintrag beträgt jetzt noch ca.  $1 \text{ mg/l}$ .

## 6. MÖGLICHE WEITERE AUSBAUMASSNAHMEN

Die Kläranlage Werne entspricht in ihrer aktuellen Belastung nicht mehr der Dimensionierung nach den anerkannten Regeln der Technik. Hierfür wäre eine Schlammbelastung von  $B_{TS,BSB5} = 0,8 \text{ kg / (kg TS * d)}$  erforderlich, d. h. eine nochmalige Erweiterung um 20 - 30 % des Belassungsvolumens. Auch die Nachklärung müßte erheblich erweitert werden.

Die Ablaufergebnisse zeigen jedoch, daß die Mindestanforderungen sicher eingehalten werden können. Solange die Belastung nicht noch wesentlich weiter ansteigt - dies könnte nur aufgrund erheblicher Produktionsausweitungen oder Neuansiedlung von Industrie eintreten - ist es nicht erforderlich, die Kläranlage weiter auszubauen. Der Vorfluter könnte nicht wesentlich weiter entlastet werden. Die zur Zeit zu zahlende Abwasserabgabe gibt hierzu auch keinen wirtschaftlichen Anlaß.

Mit Blick auf das übrige Verbandsgebiet muß festgehalten werden, daß die knappen finanziellen Ressourcen an anderer Stelle wesentlich nützlicher eingesetzt werden können.

#### SCHRIFTTUM

- ABWASSERTECHNISCHE VEREINIGUNG (ATV): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5000 Einwohnerwerten. Arbeitsblatt A 131, Feb. 1991.
- BÖHNKE, B.: Das Adsorptions-Belebungsverfahren. Korrespondenz Abwasser, 24, H. 2, S. 33-42, 1977.
- KOLLATSCH, D.: Die Biotope der Lippe und das Kochsalz der Grubenwässer. Forum Städtehygiene, 40, H. 3/4, S. 94-101, 1989.
- SCHLEGEL, S.: Nitrifikation und Denitrifikation in einstufigen Belebungsanlagen. - Betriebsergebnisse der Kläranlage Lüdinghausen. gwf-Wasser/Abwasser, 124, H. 9, S. 428-434, 1983.
- SCHLEGEL, S.: Mehrstufige Nitrifikations- und Denitrifikationsanlagen - Bemessung und Ergebnisse. Entsorgungspraxis.Spezial, H. 5, S. 22 - 26, 1989.
- TEICHGRÄBER, B.: Zur Nitrifikation von Abwässern mit geringer Säurekapazität. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft, TU Braunschweig, H. 45, 1988.

Anschrift des Verfassers:

Dr.-Ing. Burkhard TEICHGRÄBER  
Emschergenossenschaft/Lippeverband  
Abteilung Versuche  
Kronprinzenstr. 24  
D-4300 Essen 1

**ANPASSUNG VON KLÄRANLAGEN AN DEN STAND DER TECHNIK**  
**- KLÄRANLAGE SEESEN / HARZ -**

Thomas Nellenschulte

**1.0 Abwasserreinigung in Seesen**

Das gesamte Kanalnetz der Stadt Seesen ist nach dem Prinzip der Trennkana-  
lisation aufgebaut. Der Zulauf zur Kläranlage ist zwar auf die  
Trockenwettermenge  $Q_t$  ausgelegt, dennoch gelangen schon bei normalen  
Regenereignissen größere Mengen Fremdwasser zur Abwasserreinigungs-  
anlage. Sie sind weitestgehend auf Fehlanschlüsse und defekte  
Rohrleitungen zurückzuführen.

Die Zusammensetzung des Abwassers besteht im wesentlichen aus

- **häuslichem Abwasser**
  
- **industriellen Abwässer** einer Molkerei, Großbäckerei, eines  
Nahrungsmittel- (Gemüse- und Lebensmittelverarbeitung)  
und eines Verpackungsmaterialherstellers (Weißblechdosen)
  
- sowie **Fremdwasseranfall**.

Ziel der Abwasserreinigung selbst ist der biologische Kohlenstoffabbau  
und die Elimination der Nährstoffe Stickstoff und Phosphor. Phosphate  
können auch simultan gefällt werden. Die Anforderungen der Einlei-  
tungsqualität sind in Tab. 1 aufgeführt.

max. stündliche Wassermenge	:	1.200 m <sup>3</sup> /h	
max. tägliche Wassermenge	:	18.000 m <sup>3</sup> /d	
BSB <sub>5</sub>	:	25 mg/l	( $\hat{=}$ 20 mg/l algenfrei )
CSB	:	65 mg/l	( $\hat{=}$ 50 mg/l algenfrei )
Ges.-N	:	17 mg/l	( NO <sub>2</sub> -N + NO <sub>3</sub> -N + NH <sub>4</sub> -N )
NH <sub>4</sub> -N	:	10 mg/l	
Ges.-P	:	2 mg/l	
pH - Wert	:	6,0 - 8,5	-

**Tabelle 1:** Anforderung an die Einleitungsqualität des gereinigten Seesener Abwassers ( Qualifizierte Stichprobe )

Die Bedingungen der Einleitungen entsprechen den allgemeinen gesetzlichen Anforderungen. Um diese zu erfüllen, ist die Abwasserreinigungsanlage mit folgenden Einrichtungen versehen:

- mechanische Reinigung
- biologische Reinigung mit vorgeschalteter Denitrifikation
- Schönungsteich
- anaerobe Schlammbehandlung mit anschließender Entwässerung durch eine Zentrifuge

## 2.0 Beschreibung der Anlage Seesen

### 2.1. mechanische Reinigung

Die Anordnung der Reinigungsbauwerke und das allgemeine Fließschema der Anlage und ist in Abbildung 2 gezeigt. Der Abwasserzulauf fließt im freien Gefälle dem Rechenhaus (1) zu.



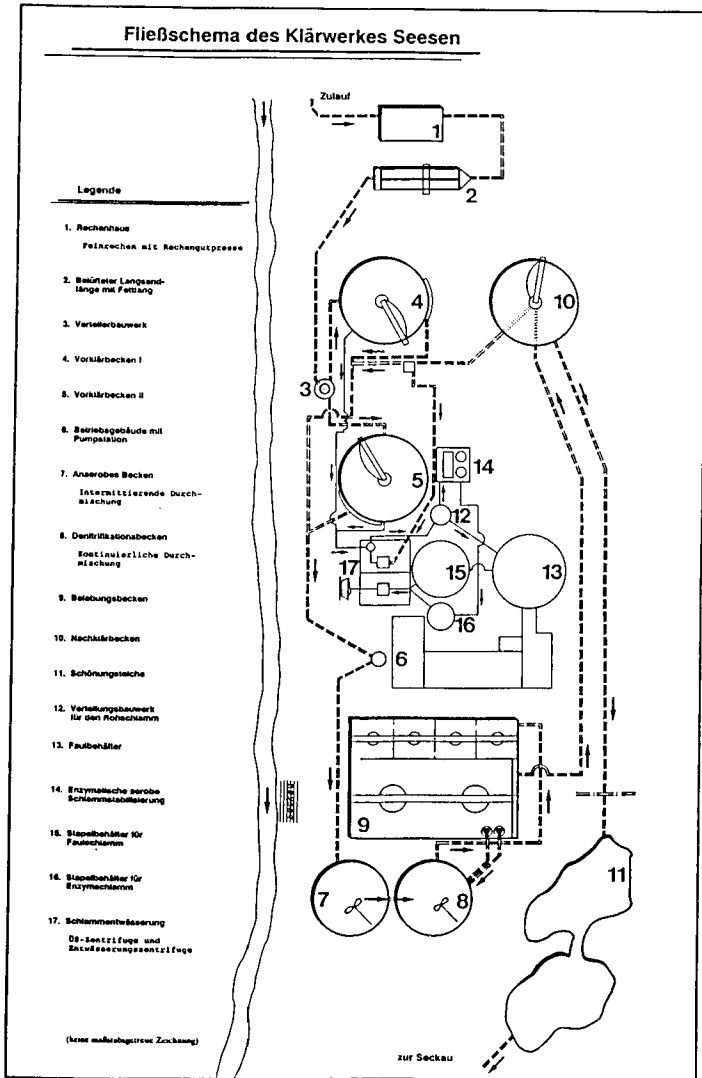


Abbildung 1: Anordnung der Bauwerke der Kläranlage Seesen mit zugehörigem Fließschema

Hier sind ein Pater-Noster-Rechen (Stababstand 2,5 mm) und eine Rechengutpresse untergebracht. In zwei belüfteten Sandfängen (2) werden anschließend Sande und Fette aus dem Abwasser entnommen.

Durch ein Verteilerbauwerk (3) wird das Abwasser anteilig den unterschiedlich großen Vorklärbecken (4 + 5) zugeführt. Die Becken sind als längsdurchströmte Rundbecken ausgebildet und haben Volumina von 300 resp. 500 m<sup>3</sup>, die mittlere Aufenthaltszeit beträgt ca.  $t_m = 2,5$  h.

## 2.2 Biologische Reinigung

Das mechanisch vorgereinigte Abwasser fließt jetzt, vermischt mit dem Rücklaufschlamm, einem Pumpensumpf (6) zu, aus dem es in die biologische Stufe gepumpt wird.

In dem ersten Becken (7) herrschen streng anaerobe Verhältnisse zur Rücklösung von Phosphatverbindung ( $V = 1.250$  m<sup>3</sup>). Bei einer Rücklaufschlammrate von  $RV = 100$  % berechnet sich eine mittlere Aufenthaltszeit von  $t_m = 2$  h.

Das Becken zur vorgeschalteten Denitrifikation (3) hat ebenfalls ein Volumen von 1.250 m<sup>3</sup>. Durch die interne Rückführung von i. M. 200 % ergibt sich hier eine mittlere Aufenthaltszeit von  $t_m = 1$  h.

Der Abwasserstrom wird nun in das alte, umgebaute Belebungsbecken (9) geleitet und durchfließt dieses U-förmig. Zunächst auf der Seite mit vier kleinen Kreiselbelüftern (Teilvolumen: 1.000 m<sup>3</sup>, Anschlußleistung  $N_{L\text{-Kreisel}} = 25/55$  kW - zweistufig - ) und zurück über die Seite mit den zwei großen Kreiselbelüftern (Teilvolumen: 2.000 m<sup>3</sup>,  $N_{L\text{-Kreisel}} = 55$  kW - höhenverstellbar - ). Am Ende des Beckens sind die Pumpen für die interne Rezirkulation, die kontinuierliche ortho-Phosphatmessung ( zur Steuerung der simultanen P-Fällung ), sowie der Ablauf zur Nachklärung angeordnet.

Das Nachklärbecken (10) hat ein Volumen  $V = 2.500 \text{ m}^3$ , einen Durchmesser von  $D = 40 \text{ m}^2$  und eine mittlere Tiefe von  $T_m = 2,0 \text{ m}$ . Die Beschickung erfolgt mittig über einen Königsstuhl, der Ablauf über ein Zackenwehr des gesamten äußeren Beckenumfanges. Der Überschussschlamm wird zu 80-90 % an der Vorklärung vorbeigeführt. Lediglich 10 - 20 % werden zur Verbesserung des Pump- und Fließverhaltens des Rohschlammes zugegeben.

Das gereinigte Abwasser gelangt jetzt noch in einen zweigeteilten Schönungsteich (11). Nach 2 - 3 d erfolgt die Einleitung in die "Seckau".

### 2.3 Schlammbehandlung

Der Rohschlamm wird in einem  $2.000 \text{ m}^3$  großen Faulbehälter rund 30 d behandelt, danach zwischengestapelt und mit einem Dekanter entwässert. Das Schlammwasser wird in den Ablauf der Vorklärung geleitet. Der mit Kalk angereicherte Schlamm wird landwirtschaftlich verwertet, bei zu geringer Nachfrage der Landwirte dann deponiert.

Die enzymatische Schlammstabilisierung (ESS) ist 1989 in Betrieb genommen worden, um Rohschlammspitzen aus dem industriellen Bereich des Nahrungsmittelherstellers abzudecken. Da der Klärschlammanfall durch die Produktionsverlagerung des Unternehmens heute geringer ist als erwartet, können alle Rohschlämme anaerob behandelt werden. Die ESS wird als Reserve vorgehalten.

Über die Erfahrungen mit diesem Verfahren wird in [1] berichtet werden, die auf ein 2-jähriges Forschungsvorhaben basieren, das an diesem Institut durchgeführt worden und im Dezember 1991 abgelaufen ist.

### 3.0 Gegenwärtige Belastungen

Die in Tabelle 2 gezeigten mittleren Belastungsdaten sind im Rahmen der Eigenüberwachung des Klärwerkes in dem Zeitraum vom 1.1. - 30.9.1991 bestimmt worden. Die gesondert markierten Angaben (\*) sind aus Analysen des hiesigen Institutes zusammengetragen.

Die Ausbaugröße der Anlage beträgt 36.000 E+EG . Nach der BSB<sub>5</sub> - Belastungsfracht errechnet sich allerdings zum heutigen Zeitpunkt - mit  $60 \text{ g BSB}_5 / (\text{E} \cdot \text{d})$  - eine rechnerische Anschlußgröße von 55.000 E+EG, also rd. 52 % mehr, als damals in Ansatz gebracht wurde. Der Grund liegt in den stetig gestiegenen BSB<sub>5</sub>-Konzentrationen (von 285 mg/l auf heute 528 mg/l), die zum größten Teil aus industriellen Abwässern stammen.

Parameter	Zulauf	Ablauf Vorklärung
Zulaufmenge	6.283 m <sup>3</sup> /d	-
BSB <sub>5</sub>	528 mg/l	382 mg/l
CSB	1.139 mg/l	603 mg/l
TS <sub>0</sub>	-	175 mg/l (*)
NH <sub>4</sub> -N	-	23,1 mg/l
org.-N	-	18,1 mg/l (*)
NO <sub>3</sub> -N	-	1,3 mg/l
HCO <sub>3</sub>	-	378 mg/l (*)
Ges.-P	-	7,2 mg/l

**Tabelle 2:** Mittlere Belastungsdaten der Kläranlage im Beobachtungszeitraum 1991 ( Eigenüberwachungswerte und Analysen des hiesigen Institutes (\*) )

Aus den Daten lassen sich charakteristische Kennwerte errechnen, die ein Maß für die Zusammensetzung des Seesener Abwassers darstellen und Hinweise über die mögliche Leistungsfähigkeit der Anlage liefern.  
( die Angaben beziehen sich auf den Ablauf der Vorklärung )

CSB/BSB <sub>5</sub>	=	1,58
TKN/BSB <sub>5</sub>	=	0,11
BSB <sub>5</sub> / P	=	53,1
TS <sub>0</sub> /BSB <sub>5</sub>	=	0,46

#### 4.0 Betriebsergebnisse

##### 4.1. Stickstoffelimination

###### 4.1.1 Nitrifikation

Zur Sicherstellung einer stabilen Nitrifikation muß das aerobe Schlammalter größer sein als

$$t_{TS} > SF * 2,13 * 1,103 \quad (15-T)$$

Bei einem ausreichend hohen Sicherheitsfaktor nach KAYSER [2] wird von einer stabilen Nitrifikation ausgegangen.

Bei der damaligen Bemessung der Kläranlage Seesen ist mit einem Sicherheitsfaktor von SF = 3 gerechnet worden, sodaß daraus ein rechnerisches aerobes Schlammalter von  $t_{TS} = 10$  d ermittelt wurde. In der heutigen Nachrechnung ergibt sich trotz des erhöhten BSB<sub>5</sub>-Gehaltes, und eines TS-Gehaltes in der Belebung von 6,5 - 7,5 g/l ein tatsächliches Schlammalter von 9,8 d und ein Gesamtschlammalter von 16,8 d.

Abweichend von den Bemessungsvorgaben des Arbeitsblattes A 131 [3] wurde ein Sicherheitsfaktor von SF = 3 für diese Anlage in Ansatz gebracht, weil industrielle Abwässer aus Reinigungen der Produktionsanlagen, vor allem aus der Molkerei, zu hohen Stoßbelastungen führen. Außerdem ist keine Sauerstoffregelung nach irgendeinem Parameter (z.B.

Redox-Potential,  $\text{NH}_4$  oder  $\text{NO}_3$ ) installiert, die bei solchen Stößen die Sauerstoffzufuhr regeln könnte.

Die Kreisel werden vielmehr individuell durch eine Zeitschaltuhr gesteuert, abends um 22<sup>00</sup> stellt sich ein großer Kreisel aus, des morgens gegen 5<sup>00</sup> laufen dann alle. Es bildet sich eine Sauerstoffkonzentration im Belebungsbecken von 4 - 6 mg/l aus, die als Puffer für die ab 6<sup>00</sup> - 7<sup>00</sup> zulaufenden Tagesbelastungen und den Rückbelastungen aus der Schlammntwässerung dienen.

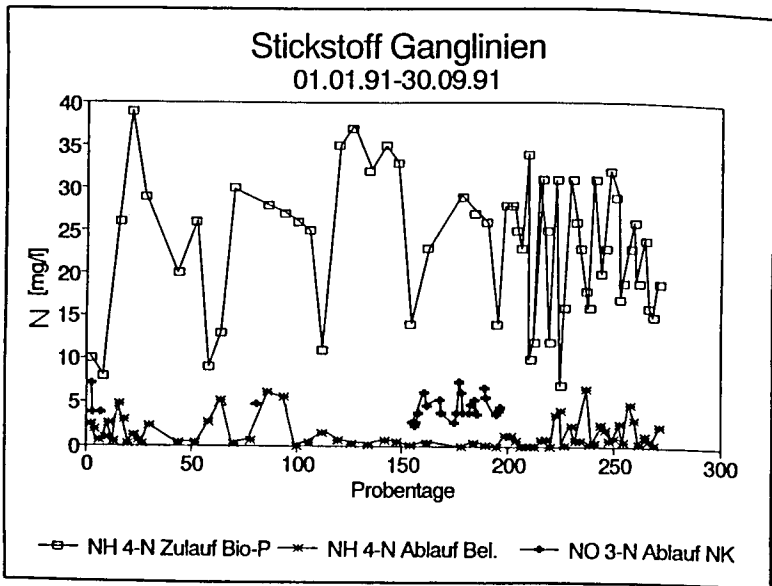
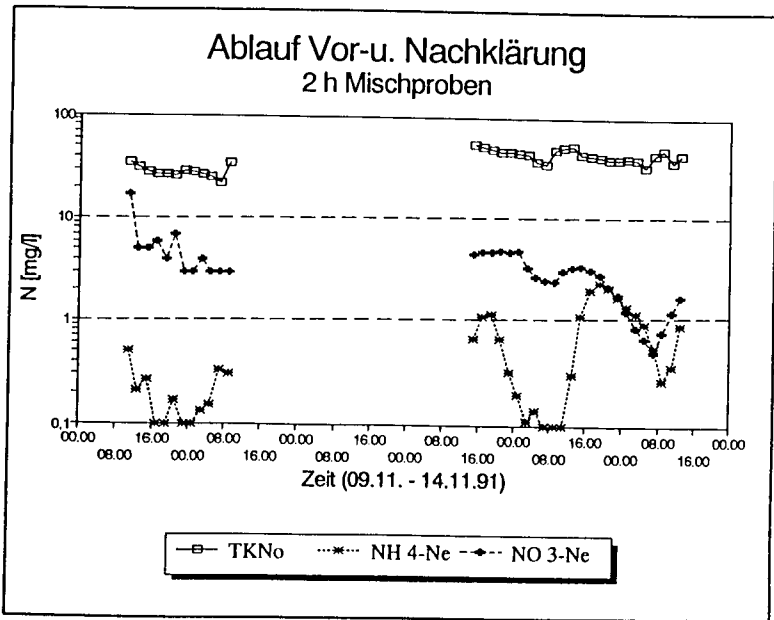


Abbildung 2: Stickstoffzu- und Ablaufwerte im Beobachtungszeitraum 1991 der Kläranlage Seesen

So ist aus Abbildung 2 zu erkennen, wann die Ammoniumkonzentrationen auf den Ablauf durchschlagen. Überprüfungen der Sauerstoffgehalte im Belebungsbecken haben zu diesen Zeitpunkten immer Werte von  $O_2$ -gelöst  $< 1,0 \text{ mg/l}$  ergeben. Ein Engpaß für die Nitrifikation liegt dann also in der Sauerstoffversorgung.



**Abbildung 3:** Stickstoffzu- und -ablaufkonzentrationen ( 2h - Mischprobe ) an ausgewählten Meßtagen ( Tagesintervalle von 11<sup>00</sup> - 11<sup>00</sup> )

In Abbildung 3 soll einmal gezeigt werden, wie sich Stickstoffschwankungen im Zu- und Ablauf als Tagesgang in Form von 2 h - Mischproben darstellen. Der Ausschnitt zeigt die Messungen von Samstag auf Sonntag ( sehr niedrige TKN -Werte im Zulauf ) und desweiteren über Dienstag/ Mittwoch auf Donnerstag. Sehr typisch für Seesen ist der Anstieg der

TKN - Konzentrationen ( und auch P-Konzentration ) über die Woche hin, weil diskontinuierliche Rückbelastungen aus dem Faulschlammwasser für die Erhöhung der CSB,  $\text{NH}_4\text{-N}$  und P-Konzentrationen sorgen. ( mittlere Konzentrationen: CSB = 2.700 mg/l;  $\text{NH}_4\text{-N}$  = 800 mg/l; Ges.-P = 100 mg/l; der Volumenstrom des Zentratwassers beträgt ca.  $50 \text{ m}^3/7\text{h}$  Betriebszeit)

Aus beiden Abbildungen ist zu ersehen, das in der Regel vollständig nitrifiziert werden kann. Für Seesen ist dies nach unseren Erfahrungen ursächlich auch auf den entsprechenden Schlammgehalt im Belebungsbecken zurückzuführen. In Abhängigkeit der Abwassertemperatur im Belebungsbecken schwanken die TS-Gehalte zwischen 7 - 7,5 mg/l bei 7.8°C und 6 - 6,5 mg/l bei 20°C.

#### 4.1.2 Denitrifikation

Die Denitrifikationsleistung einer Kläranlage, hier das Prinzip der "vorgeschalteten Denitrifikation", ist abhängig von der internen Rezirkulation, aber auch des externen Rücklaufschlammverhältnisses und/oder der Zulaufmengen. Die beiden Pumpen leisten eine interne Rezirkulation von z.Zt.  $\text{RF} = 4$ , bezogen auf die mittlere Zulaufmenge. Die gute Denitrifikationsleistung ist auf das hohe  $\text{BSB}_5/\text{N}$  - Verhältnis von 9,3 zurückzuführen, der mittlere  $\text{NO}_3\text{-N}$ -Ablaufwert der Nachklärung beträgt für den Betrachtungszeitraum 4,5 mg/l  $\text{NO}_3\text{-N}$ .

#### 4.3. Phosphorelimination

Die Phosphorkonzentrationen von i.M. 7,2 mg/l Ges.-P liegen im Vergleich zu anderen Kläranlagen sehr viel niedriger. Üblicherweise sind Konzentrationen in kommunalen Abwässern von 10 - 12 mg/l Ges.-P.

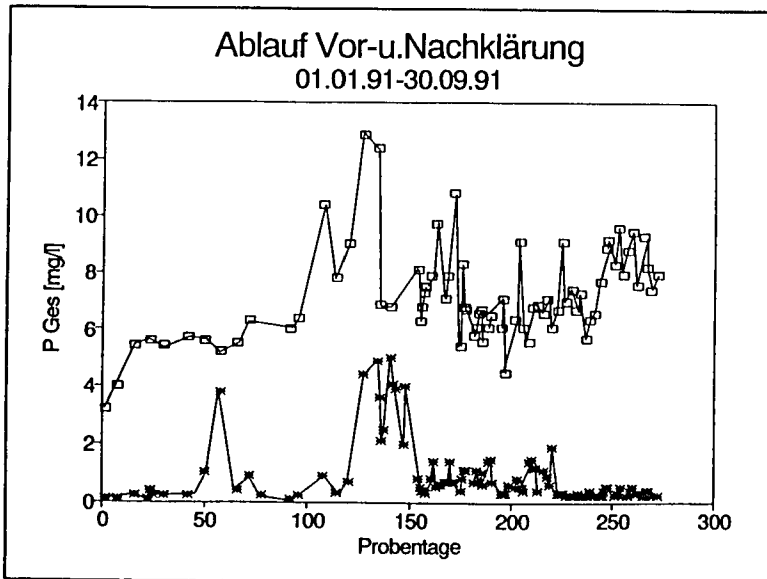
Dadurch entsteht natürlich ein sehr günstiges  $\text{BSB}_5/\text{P}$  -Verhältnis von ca. 53. Dieser Wert ermöglicht eben eine gute Rücklösung im Anaerobbecken, da die P-eliminierenden Spezies sehr viel gelöste und leicht verfügbare organische Substanzen in Form von organischen Säuren und



Polysacchariden vorfinden. Durch die anschließende Wiederaufnahme im Deni- und Belebungsbecken können Ablaufwerte von  $< 2 \text{ mg/l}$  Ges.-P erreicht werden.

Störungen, die auch in der unten gezeigten Abbildung 4 als Ablauf-peaks- oder -plateaus zu erkennen sind, haben zwei Ursachen:

1.) Die Belüftung konnte dem Sauerstoffbedarf nicht gerecht werden, sodaß das zurückgelöste Phosphat im Belebungsbecken nicht wieder voll aufgenommen werden konnte.



**Abbildung 4:** Gesamt-Phosphatkonzentrationen im Zu- und Ablauf der Kläranlage Seesen nach dem Ausbau zur weitergehenden Abwasserreinigung

2.) in den Monaten März/April ( Probenstage 100 - 125 ) ist das gesamte Kanalnetz mit Hochdruckreinigern gespült und gereinigt worden. Sämtliche Ablagerungen und Sielhäute wurden so entfernt, daß das Kanalnetz nicht mehr als "Reaktor" zur Verfügung stand.

Die Nitratkonzentration im Seesener Trinkwasser ist immerhin 25 mg  $\text{NO}_3$  hoch. Diese findet man dann konsequenterweise auch im Abwasserzulauf zur Kläranlage wieder. Deshalb kam das Abwasser nach der Reinigung des Kanales relativ "frisch" auf der Kläranlage an. Während es davor im Kanalrohr denitrifiziert werden konnte, behinderte es jetzt die Rücklösung im Anaerobbecken, eine verminderte Wiederaufnahme in der Belebung war die Folge.

Erst als sich nach ca. 50 d das Milieu im Kanal durch Sedimente und Sielhäute wieder neu gebildet hatte, konnte eine gewohnte biologische P-Elimination konstatiert werden.

### 5.0 Überschußschlammproduktion

Die ÜS-Schlammproduktion ist die Differenz zwischen dem Bakterienzuwachs - zu einer einzuhaltenden Bakterienkonzentration im Belebungsbecken - und dem Schlammabzug und -abtrieb über die Nachklärung.

Der größte Teil des anfallenden Überschußschlammes wird in Seesen während der gewöhnlichen Arbeitszeit ( Tagesschicht ), abgezogen und mit einer Zentrifuge eingedickt. Der Rest wird, wie schon in 2.2 erwähnt, in die Vorklärung abgeschlagen.

Das zur Zentrifuge abgezogene Volumen wird konstatiert, der Trockensubstanzgehalt im Labor bestimmt. Aus den Monatsmittelwerten der Volumina und den gemittelten TS-Konzentration berechnet sich eine mittlere abgezogene Schlammmenge von 0,65 t/d.

Außerdem muß beachtet werden, daß die Konzentration von Januar 5,6 g/l bis Ende März auf 7,8 g/l bedingt durch die Inbetriebnahme nach dem Umbau stark anstieg. Der Zuwachs wird auf den Zeitraum verteilt und daraus ergibt sich eine zusätzliche Schlammproduktion von 0,035 t/d.

Desweiteren werden über die Nachklärung Schlammflocken abgetrieben, die eine Konzentration von suspendierten Stoffen im Ablauf von rund 20 mg/l bewirken. Bei einer Wassermenge von noch 6.100 m<sup>3</sup>/d errechnet sich hieraus eine ÜS-Menge von 0,81 t/d.

Die gesamte Überschussschlammproduktion ergibt dann 0,81 t/d. Die Kontrolle nach ATV Arbeitsblatt A 131 [3] liefert einen rechnerisch höheren Wert von 1,07 t/d.

#### 6.0 Beurteilung der Leistungsfähigkeit der Kläranlage Seesen

Es sollen für die Stoffe C, N und P die mittleren Wirkungsgrade im Betrachtungszeitraum dargestellt werden. Danach ergibt sich für die Kohlenstoffoxidation ( bezogen auf den Ablauf der Vorklä rung ) :

$$\eta_{BSB_5} = 1 - \frac{5,27}{381,6} = 0,986 \%$$

$$\eta_{CSB} = 1 - \frac{28,9}{603,4} = 0,95 \%$$

für die Nähstoffelimination

$$\eta_N = 1 - \frac{(1,36 + 4,52)}{41,2} = 0,86 \%$$

$$\eta_P = 1 - \frac{0,97}{7,12} = 0,87 \%$$

Die Anlage weist, bedingt durch die sehr gute Zusammensetzung des Abwassers, im Vergleich zu anderen Anlagen enorm hohe Wirkungsgrade auf. Der BSB<sub>5</sub>-Abbaugrad liegt bei  $\eta = 0,99$ , für CSB bei  $\eta = 0,95$ . Die Stickstoffelimination weist einen Wert von  $n = 0,86$ , und für Phosphor wird ein Eliminationsgrad von  $\eta = 0,87$  erreicht.

## 7.0 Zusammenfassung

Die Kläranlage Seesen, die mit einer vorgeschalteten Denitrifikation und biologischen Phosphorelimination ausgestattet ist, zeigt sehr gute Reinigungsergebnisse bezüglich des Kohlenstoffabbaues und der Nährstoffelimination. Von einer vollständigen Nitrifikation kann sowohl in der Anfahrphase nach dem Ausbau der Kläranlage, als auch bei Temperaturen zwischen 8 - 10°C gesprochen werden.

Lediglich Stoßbelastungen aus Molkereiabwässern führen zu erhöhten Ammoniumablaufkonzentrationen. Ein nachträglicher Einbau einer MSR-Technik zur Regelung der Sauerstoffzufuhr könnte so zu einer besseren Anpassung der Anlage an die schwankenden Belastung und zu einer Minderung der Ammoniumabläufe führen. Die mittlere Nitratkonzentration im Ablauf der Nachklärung liegt bei 4,5 mg/l sehr niedrig.

Die Phosphorelimination zeigt Ablaufwerte i.M. von 0,97 mg/l. Gewisse Störungen treten immer durch zu hohe Rückbelastung aus den Zentratabläufen der Schlammwässerung, zu hohen Nitratfrachten ( Spülung des Kanalnetzes ) oder auch durch mangelnde Sauerstoffzufuhr für die P-aufnehmenden Bakteriengruppen.

Wenn man von den unregelmäßigen Störungen einmal absieht, sind die Ablaufwerte als sehr günstig einzustufen. Allerdings tragen die Verhältnis zu den Nährstoffgehalten sehr hohen BSB<sub>5</sub>-Zulaufkonzentrationen sicherlich stark dazu bei.

## **8.0 Literaturhinweise**

- [1] KAYSER, R. Erfahrungen mit der enzymatischen Schlammstabilisierung  
ATV-Fortbildungskurs G/3 in Fulda; März 1992
- [2] KAYSER, R. Abwasserreinigung mit Stickstoff- und Phosphorelimination  
Handbuch Wasserversorgung und Abwassertechnik  
3. Ausgabe 1989; Vulkan Verlag Essen
- [3] Abwasser-technische vereinigung Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5.000 Einwohnerwerten, ATV St. Augustin;  
Februar 1991
- 

**Dipl.-Ing. Thomas Nellenschulte**

**TU Braunschweig - Institut für Siedlungswasserwirtschaft**

**Pockelsstraße 4  
3300 Braunschweig 1**

## KLÄRANLAGE WAIBLINGEN

Krauth, Karlheinz

1. BESCHREIBUNG DER ÖRTLICHEN SITUATION

Die Stadt Waiblingen ist die Kreisstadt des Rems-Murr Kreises. Die Einwohnerzahl der Stadt liegt seit vielen Jahren bei 45 000. Von den rund 20 000 Arbeitsplätzen sind gut die Hälfte dem produzierenden Gewerbe und die anderen dem Dienstleistungsgewerbe zuzuordnen.

Das Klärwerk weist daher seit 1966 eine gleichbleibende Ausbaugröße von 69.000 EW auf. Alle Ausbaumaßnahmen lassen sich somit auf die erhöhten Anforderungen an die Klärwerksabläufe bzw. auf die geänderten Bemessungsregeln zurückführen. Der Vorfluter für das Klärwerk Waiblingen ist die Rems. Diese entspringt am Fuße der Nordostalb und mündet nach ca. 5 km in den Neckar. Die Rems weist, wie alle Flüsse, im mittleren Neckarraum einen sehr hohen Abwasseranteil auf. Bezogen auf NQ<sub>7</sub> hat die Rems an ihrer Mündung einen Abwasseranteil von 250%. Dieser hohe Wert ließ bereits 1973 den Schluß zu, daß im Unterlauf der Rems die Anforderungen an die Klärwerke so hoch wie technisch möglich sein müssen.

Die Belastungsstufe bzw. Sauerstoffversorgungsstufe unterhalb der Kläranlage Waiblingen entwickelte sich wie folgt:

	Belastungsstufe	Sauerstoffversorgungsstufe
1956	5	-
1968	5	-
1981	-	4
1985	4	4
1990	3	3

Die Gütekriterien oberhalb des Klärwerks sind praktisch gleich. Die Ausbaustufe Nitrifikation hat sich eindeutig positiv auf die Gewässergüte ausgewirkt. Die Inbetriebnahme der Denitrifikation und der Phosphorelimination hat sich bisher nicht positiv auf die Gewässergüte ausgewirkt. Es gibt dafür auch keinen Grund, da weniger oxidiertes Stickstoff und weniger Phosphor aus einem Klärwerk sich nicht direkt positiv auf ein Fließgewässer auswirken. Die erfolgte Nährstoffelimination kann sich erst im gestauten Neckar oder in der Nordsee auswirken. Das Klärwerk liegt eingezwängt zwischen der Rems und dem Steilabfall des Muschelkalks. Es mußte daher in die Länge entwickelt werden, was sich in den Kosten niedergeschlagen hat und betrieblich aufwendig ist.

## 2. DIE ZEITLICHE ENTWICKLUNG

Am gleichen Standort wie heute wurde erstmals im Jahre 1951 eine mechanische Kläranlage für einen Trockenwetterzufluß von 60 l/s gebaut. Im Jahre 1964 ging die Vergrößerung auf 120 l/s bei Trockenwetter bzw. 280 l/s bei RWA in Betrieb. Im Jahre 1965 nahm die erste biologische Kläranlage ihren Betrieb auf für einen Trockenwetterzufluß von 140 l/s und 69 000 EW. Die Nitrifikationsanlage ging 1984 in Betrieb. Die biologische Phosphorentfernung wurde 1989 fertig und die Kombination mit der chemischen Fällung ist seit Juli 1991 in Funktion.

## 3. DIE VERÄNDERUNG DER WASSERRECHTLICHEN AUFLAGEN

- 1951: Keine Schwimmstoffe, absetzbare Stoffe < 0,5 ml/l
- 1968: Für Abschlag der Vorklärung bei Regenzufluß  
keine Schwimmstoffe, absetzbare Stoffe < 0,5 ml/l.

Für die biologische Anlage:

Keine Schwimmstoffe und absetzbare Stoffe < 0,3 ml/l

$\text{KMNO}_4$  < 100 mg/l

$\text{BSB}_5$  < 25 mg/l

Keine Angaben über Analytik,

Häufigkeit, Zeitpunkt oder Dauer der Probenahme.

1979: Unabhängig von einer wasserrechtlichen Auflage lagen der Erweiterung des Klärwerks folgende Reinigungsziele zugrunde.

$\text{BSB}_5 \leq 10$  mg/l im 24h-Mittel

$\text{CSB} \leq 75$  mg/l im 24h-Mittel

$\text{NH}_4^+\text{-N} \leq 3$  mg/l im 24h-Mittel

Betriebliche Möglichkeit der Denitrifikation.

Alle Werte aus der nicht abgesetzten Probe.

1981: Bei Trockenwetterabfluß sind folgende Werte einzuhalten

$\text{BSB}_5 \leq 30$  mg/l (in 4 von 5 Proben im 2h-Mittel)

$\text{CSB} \leq 120$  mg/l (in 4 von 5 Proben im 2h-Mittel)

$\text{BSB}_5$  und  $\text{CSB}$  jeweils aus der nicht abgesetzten Probe

absetzbare Stoffe  $\leq 0,3$  ml/l (in der Stichprobe).

1992:  $\text{BSB}_5 \leq 15$  mg/l (in 4 von 5 Proben in der qualifizierten Stichprobe)

$\text{CSB} \leq 75$  mg/l (in 4 von 5 Proben in der qualifizierten Stichprobe)

$\text{NH}_4^+\text{-N} \leq 5$  mg/l (in 4 von 5 Proben in der qualifizierten Stichprobe)

$\Sigma \text{N}_{\text{anorg}} \leq 18$  mg/l (in 4 von 5 Proben in der qualifizierten Stichprobe)

$\text{P}_{\text{ges}} \leq 2$  mg/l (in 4 von 5 Proben in der qualifizierten Stichprobe)



Nach dem Jahre 2000 werden erwartet

CSB  $\leq$  50 mg/l (in der 24h-Sammelprobe)

NH<sub>4</sub><sup>+</sup>-N  $\leq$  1 mg/l (in der 24h-Sammelprobe)

$\Sigma N_{\text{anorg.}}$   $\leq$  10 mg/l (in der 24h-Sammelprobe)

P<sub>ges</sub>  $\leq$  0,5 mg/l (in der 24h-Sammelprobe)

#### 4. DIE BAULICHE ENTWICKLUNG

Den einzelnen Baustufen lassen sich für die Abwasserreinigung (ohne Sandfang) folgende Volumina zuordnen:

			I/EW
1951:	Vorklärung für Q <sub>t</sub> = 60 l/s	430 m <sup>3</sup>	13
1964:	Vorklärung für Q <sub>t</sub> = 120 l/s (69 000 EW)	2170 m <sup>3</sup>	31
1965:	Vorklärung (69 000 EW)	2170 m <sup>3</sup>	
Bild 1	Biologie (69 000 EW) incl. Nachklärung und Cyclator (chem. Fällung) Rohschlammentwässerung	3300 m <sup>3</sup> <hr/> 5470 m <sup>3</sup>	80
1984:	Vorklärung (69 000 EW)	1800 m <sup>3</sup>	
Bild 2	Biologie (69 000 EW) incl. Nachklärung Schlammfäulung (2500 m <sup>3</sup> )	12900 m <sup>3</sup> <hr/> 14700 m <sup>3</sup>	210

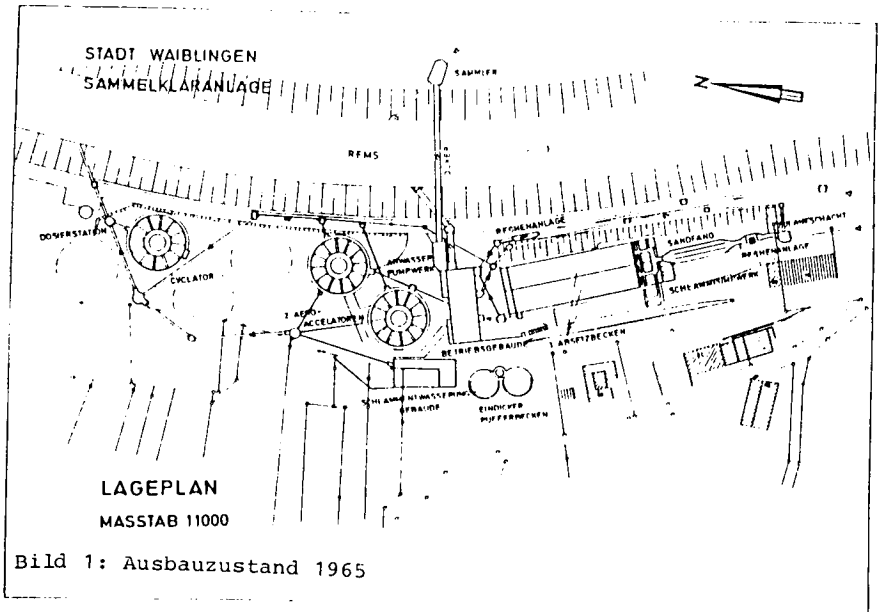


Bild 1: Ausbauzustand 1965

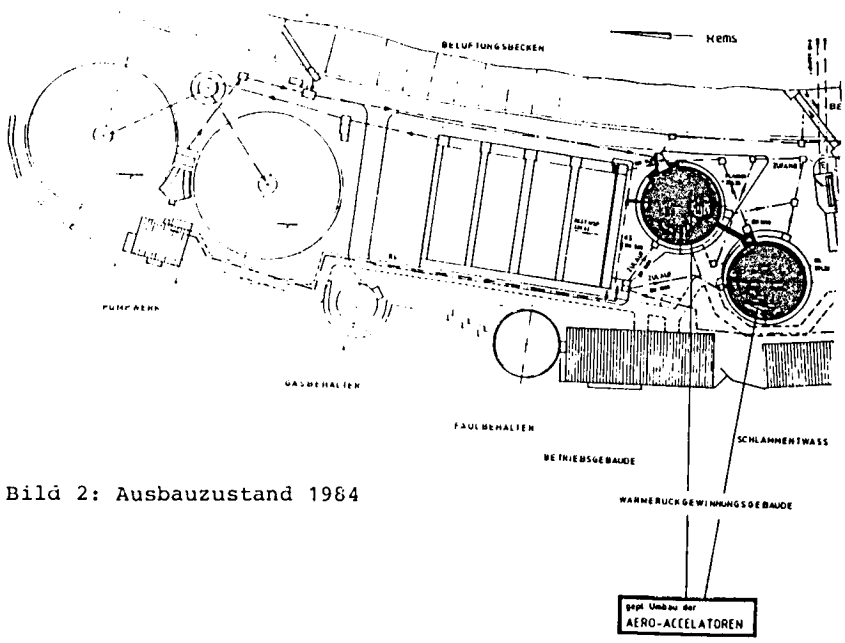


Bild 2: Ausbauzustand 1984

1989:	Vorklärung (69 000 EW)	870 m <sup>3</sup>	
	Biologie (69 000 EW) incl. Nachklärung	12900 m <sup>3</sup>	
	Schlammfäulung (2500 m <sup>3</sup> )	13770 m <sup>3</sup>	200
1992:	Nach A 131 erforderlich incl. Grobentschlammung und AN-Zone.	14720 m <sup>3</sup>	213

## 5. DIE BEMESSUNGSTECHNISCHE ENTWICKLUNG

Als einziger Bemessungswert reichte bis 1964 die Verweilzeit aus

Jahr	Verweilzeit Vorklärung	in h Belebung	Summe
1951	2	-	2,0
1965	5	2,55	7,5
1984	5	8,0	13,0
1992	1	9,75	10,75

Die Nachklärung der ersten Belebung wies bei Trockenwetter eine Oberflächenbeschickung von 1,35 m/h. Heute haben wir bei Regenwetter einen Wert von 0,94 m/h. Die im Jahre 1965 erstellte Belebungsanlage wies eine zusätzliche Nachfällungsanlage auf. Es sollten 20 g Al/m<sup>3</sup> Abwasser zudosiert werden, um die biologisch nicht abbaubaren Belastungsspitzen zu brechen. Bei gutem Ablauf der vorgeschalteten Belebungsanlage (Aero-Accelatoren) wird die Flockungsanlage (Cyclator) als einfaches Nachklärbecken betrieben.

Die dem Entwurf 1964 zugrunde gelegte Verweilzeit im Belüftungsbecken wurde durch Versuche ermittelt.

Der im Jahre 1979 bemessenen Belebungsanlage (Inbetriebnahme 1984) lag eine BSB<sub>5</sub>-Schlammbelastung von 0,15 kg/(kg.d) zugrunde ohne Bindung an eine Temperatur.

Die 1989 in Betrieb gegangene einstufige Belebungsanlage weist bei 10°C Abwassertemperatur folgende Bemessungswerte auf.

Kontaktzeit in der AN-Zone bei Trockenwetter 1 h.

Die DN-Zone beträgt 20% der Summe aus den aeroben und anoxischen Zonen. Das aerobe Schlammalter beträgt 9 Tage.

Das anoxische Schlammalter ergibt sich damit zu 2 Tage.

Die größte Zunahme der Volumina ist eindeutig der Nachklärung zuzuordnen. Hier ergibt sich etwa ein dreifaches Volumen.

Wesentlich kleiner fällt die Vergrößerung bei der Summe der Reaktoren "Vorklärung und Belüftung" (ohne AN) aus. Hier beträgt die Zunahme von 1965 bis 1992 nur das Doppelte.

Das gesamte Wasservolumen des Klärwerks nahm in der Zeit von 1965 bis 1992 um das 2,70fache zu. An diesem nicht erwarteten Wert zeigt sich, daß in Waiblingen, bedingt wegen des nicht leistungsfähigen Vorfluters seit Beginn des "biologischen Zeitalters" schon immer das Vorsorgeprinzip angewandt wurde.

## 6. DIE ENTWICKLUNG DER ABLAUFWERTE

In Tabelle 1 sind die Mittelwerte der Abläufe seit dem Jahre 1976 aufgelistet.

Tabelle 1: Entwicklung der Ablaufwerte (Mittelwerte)

Jahr	Sauerstoff stufe	BSB <sub>5</sub> (ohne ATH)	CSB	NH <sub>4</sub> -N	NO <sub>3</sub> -N	P <sub>ges</sub>
1976	-	22				
1977	-	25				
1978	-	29				
1984	4	30	80	20	-	-
Inbetriebnahme der Nitrifikation (mit ATH)						
1985	1	5	20	3	-	-
1986	1	5	22	1	-	-
1987	1	4	22	2	-	-
1988	1	5	27	2	-	-
1989	1	3	24	2	-	-
1990	1	5	33	2	-	-
1991	1	5	29	2	10	2

Der Ausbau des Klärwerkes im Jahre 1984/5 mit dem Ziel der Nitrifikation ist deutlich an einer Verbesserung aller Kennziffern erkennbar. Die Belastungsdaten und das Reinigungsvermögen vor der letzten Erweiterung (Denitrifikation und biologische Phosphorentfernung) Mitte 1989 lassen sich den Tabellen 2,3 und 4 entnehmen.

Parameter	[ ]	Versuchsabschnitt I	Versuchsabschnitt II	Versuchsabschnitt III
TS <sub>Abf.</sub> (VKB)	i.M. mg/l kg/d	127 (68 - 260) 1125	119 (49 - 213) 1278	145 (73 - 251) 1501
abfil. Stoffe (Abf. NKB)	i.M. mg/l kg/d	5 (2 - 13) 47	7 (3 - 13) 77	3 (1 - 4) 28

Tabelle 2: Zulaufwassermenge zur biologischen Stufe (1987-1989)

Bedingt durch die ungewöhnlich langen Trockenperioden lag der Abwasserzufluß zur Kläranlage im Jahre 1989 um ca. 20% niedriger als in den vorangegangenen Jahren. Der in der Bemessung angenommene Zulauf bei Trockenwetter ( $Q_t = 15\ 000\ \text{m}^3/\text{d}$ ) und bei Regenwetter ( $Q_m = 30\ 000\ \text{m}^3/\text{d}$ ) wurde deutlich unterschritten.

Jahr	1987		1988		1989		
	mg/l	kg/d	mg/l	kg/d	mg/l	kg/d	
CSB <sub>5,vk</sub>	i.M	240	2332	236	2340	322	2646
	$\sigma$	70	837	66	675	81	852
	T <sub>95/15</sub> -Wert	-	3236	-	3133	-	3628
BSB <sub>5,vk</sub>	i.M	117	1201	123	1261	160	1324
	$\sigma$	39	553	50	463	52	499
	T <sub>95/15</sub> -Wert	-	-	-	-	-	2012
BSB <sub>5</sub> /CSB	i.M	0,50		0,53		0,49	
	$\sigma$	0,13		0,17		0,16	

Tabelle 3: BSB<sub>5</sub> und CSB im Zulauf zur biologischen Stufe (1987-1989)

Die BSB<sub>5</sub>- und CSB-Frachten waren 1989 im Vergleich zu 1987/88 leicht erhöht. Der T<sub>95/15</sub>-Wert der BSB<sub>5</sub>-Fracht im Ablauf der Vorklärung liegt mit 2012 kg/d jedoch deutlich unter dem in der Bemessung angenommenen Wert von 3000 kg/d. Die Abwasserzusammensetzung (BSB<sub>5</sub>/CSB-Verhältnis) hat sich in den letzten Jahren nicht relevant verändert.

Die Kohlenstoffelimination auf der Kläranlage Waiblingen weist BSB<sub>5</sub>-Eliminationsraten von 96-99% bzw. CSB-Eliminationsraten von annähernd 90 Prozent auf. Die Nitrifikation weist 1987-1989 im Jahresmittel sehr gute Betriebsergebnisse auf. Einzelne Spitzenwerte bis 18,3 mg/l sind wahrscheinlich auf Betriebsstörungen (Sauerstoffzufuhr) zurückzuführen.

Die Betriebsergebnisse mit Denitrifikation und biologische Phosphorentfernung, aufgeteilt während dreier Versuchsabschnitte, zeigen die Tabellen 5 bis 7.

Jahr		1987		1988		1989	
Parameter/Dimension		mg/l	%	mg/l	%	mg/l	%
CSB <sub>1</sub> ,NKB	i.M.	23	-	23	-	30	-
	$\sigma$	11	-	9	-	9	-
	Max.	55	-	60	-	74	-
CSB <sub>1</sub> ,Eli	i.M.	-	0,89	-	0,90	-	90
	$\sigma$	-	0,06	-	0,05	-	3
BSB <sub>5</sub> ,NKB	i.M.	3,9	-	4,0	-	3,0	-
	$\sigma$	1,5	-	2,5	-	2,0	-
	Max.	8,0	-	14,0	-	9,0	-
BSB <sub>5</sub> ,Eli	i.M.	-	0,99	-	0,96	-	98
	$\sigma$	-	0,00	-	0,04	-	1
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> -N <sub>Ab</sub>	i.M.	1,2	-	1,9	-	1,7	-
	$\sigma$	2,3	-	2,5	-	2,6	-
	Max.	13,8	-	13,6	-	18,3	-

Tabelle 4: BSB<sub>5</sub>, CSB und NH<sub>4</sub><sup>+</sup>-N im Ablauf der Nachklärung (1987-1989)

Parameter		[ ]	Versuchsabschnitt I	Versuchsabschnitt II	Versuchsabschnitt III
Ablauf Vorklärung					
CSB	i.M.	mg/l	304 (180 - 449)	261 (151 - 404)	337 (178 - 432)
		kg/d	2647	2830	3306
BSB <sub>5</sub>	i.M.	mg/l	196 ( 92 - 414)	170 ( 82 - 252)	191 (110 - 270)
		kg/d	1707	1768	2149
BSB <sub>5</sub> /CSB	i.M.	-	0,64	0,62	0,64
BSB <sub>1</sub> /BSB <sub>5</sub>	i.M.	-	0,42	0,49	0,45
TS <sub>O</sub> /BSB <sub>5</sub>	i.M.	-	0,65	0,70	0,76
Ablauf Nachklärung					
CSB	i.M.	mg/l	27 (20 - 37)	31 (11 - 68)	28 (13 - 39)
		kg/d	254	334	297
BSB <sub>5</sub>	i.M.	mg/l	4 ( 2 - 8 )	k.A	k.A
		kg/d	35		
$\eta$ CSB	i.M.	%	90 (80 - 94)	88 (83 - 95)	90 (83 - 94)
$\eta$ BSB <sub>5</sub>	i.M.	%	98 (96 - 99)	k.A	k.A

Tabelle 5: CSB und BSB<sub>5</sub> im Zulauf zur biologischen Stufe und im Ablauf der Nachklärung

Nicht nur die BSB<sub>5</sub>, sondern auch die CSB-Werte lagen alle unter den Werten, die nach dem Jahre 2000 zu erwarten sind. Mit Ausnahme des Versuchsabschnittes 1 trifft dies auch für NH<sub>4</sub><sup>+</sup>-N zu. Die Summe des anorganischen Stickstoff liegt mit 18 mg/l im 24h-Mittel weit über der Grenze der zukünftigen Werte von 10 mg/l. Hier muß noch etwas getan werden. Die Phosphorgehalte liegen allein mit biologischen Maßnahmen ebenfalls weit über den heute und zukünftig erforderlichen Werten. Auch hier besteht noch Handlungsbedarf.

Nach Installation einer geregelten Kombination aus biologischer Phosphorentfernung und Fällung ergaben sich im Jahre 1991 keine Stichprobe mehr die über 2 mg/l PO<sub>4</sub><sup>3-</sup>-P lagen.

Abschnitt		Versuchsabschnitt I		Versuchsabschnitt II		Versuchsabschnitt III	
Parameter / [ ]		mg/l	kg/d	mg/l	kg/d	mg/l	kg/d
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> -N	i.M.	2,10	18,4	1,10	11,8	0,74	7,8
	Min.	0,14	0,8	< 0,25	1,7	< 0,25	0,6
	Max.	8,90	76,0	3,71	36,5	2,67	45,4
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> -N	i.M.	11,5	96,1	11,2	109,5	9,8	103,3
	Min.	5,6	49,3	6,9	56,3	5,1	49,4
	Max.	17,7	215,8	17,3	160,7	16,1	205,1
NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> -N	i.M.	0,2	2,0	0,2	2,3	0,2	2,4
	Min.	0,03	0,3	0,03	0,2	0,05	0,3
	Max.	0,5	4,0	0,4	6,6	1,0	11,7
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> -N + NO <sub>x</sub>	i.M.	13,8	116,4	13,6	134,6	10,8	113,5
	Min.	6,1	54,0	7,4	106,6	5,4	50,6
	Max.	26,9	246,0	19,7	168,6	17,7	244,4

Tabelle 6: Stickstoffverbindungen im Ablauf der Nachklärung



Abschnitt		Versuchsabschnitt I		Versuchsabschnitt II		Versuchsabschnitt III		
Parameter / [ ]		mg/l	kg/d	mg/l	kg/d	mg/l	kg/d	
$P_{ges}$ (Abl. VK)	i.M.	6,7	54	5,6	60	5,6	59	
	Min.	3,4	37	2,4	37	2,5	32	
	Max.	9,7	97	10,5	87	9,4	141	
	90%-W.	8,5	69	9,0	81	8,5	92	
$P_{ges}$ (Abl. NK)	i.M.	1,75	15	1,75	19	1,30	13	
	Min.	0,65	4	0,60	7	0,20	3	
	Max.	2,90	35	3,10	51	3,30	37	
	90%-W.	2,50	26	2,83	32	2,46	24	
$\eta^{P_{ges}}$	i.M.	73 %		68 %		77 %		
	Min.	35 %		16 %		47 %		
	Max.	90 %		86 %		95 %		
$P_{ges}/BSB_5$	i.M.	0,038		0,037		0,032		
$P_{ges}/TKN$	i.M.	0,13		0,15		0,14		
$P_{ges}$ im Schlamm		33,5 (30,4 - 35,8)		28,1 (21,5 - 31,8)		27,9 (25,4 - 31,8)		mg/g

Tabelle 7: Betriebsergebnisse zur biologischen Phosphorelimination

## 7. VERFAHRENSTECHNISCHER AUSBAU ALS EINSTUFIGE BELEBUNGSANLAGE MIT NITRIFIKATION UND BETRIEBLICHER DENITRIFIKATION

Bei der Bemessung dieser Ausbaustufe im Jahre 1979 war die gezielte Denitrifikation absehbar. Überwachungswerte zur Stickstoff- und Phosphorentfernung konnten ebenso wenig erwartet werden, wie die Festlegung einer Bemessungstemperatur oder der qualifizierten Stichprobe.

Es wurde deshalb eine  $BSB_5$ -Schlammbelastung von 0,15 kg/(kg.d) gewählt. 22% der Fracht gelangte in die beiden bestehenden Aero-Accelatoren und 78% in die neuen Belüftungsbecken. Der Cyclator wurde abgebrochen. Die beiden neuen Nachklärbecken wurden ohne Berücksichtigung der Klärfläche der Accelatoren bemessen, da mit diesen Reaktoren bereits 1979 eine vorgeschaltete Denitrifikation und eine biologische Phosphorentfernung planerisch berücksichtigt wurden. Die Nachklärung weist bei  $Q_m$  eine Oberflächenbeschickung von 0,94 m/h auf und eine Schlammvolumenbeschickung von 0,5 m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup>.h).

Dem Planer waren folgende Kriterien vorgegeben:

Erweiterung der biologischen Stufe mit Erreichen einer Nitrifikation und betrieblicher Möglichkeiten für eine vorgeschaltete Denitrifikation.

Die mechanische Anlage bleibt im wesentlichen unverändert.

Einrichtung einer geruchsarmen Schlammbehandlungsanlage mit Entwässerung bis zu einem Endfeststoffgehalt von mind. 35%.

Verbesserung der betrieblichen Räume.

Emissionsarmer Betrieb im Hinblick auf Geruch und Geräusch.

Wirtschaftlichkeit in Bezug auf Bau und Betrieb.

Optimale Verwertung und Integration der vorhandenen Bauwerke.

Landschaftsgerechte Gestaltung.

Aufrechterhaltung des Klärbetriebs während der Umbauzeit.

Freihalten weiterer Erweiterungsflächen soweit noch möglich.

Nach Inbetriebnahme der Anlage im Jahre 1984 muß konstatiert werden, daß wegen fehlender Trennwände zwischen der DN-Zone und der N-Zone in den vier neuen Belebungsbecken auch bei nur geringer Belüftung in den DN-Zonen sich dort nicht ständig anoxische Zustände einstellen. Die Denitrifikation blieb hinter den Erwartungen zurück. Eine nicht geringe Denitrifikation fand während dieser Zeit in der Nachklärung statt, mit der Folge einer dicken Schwimmdecke.

## 8. UMSTELLUNG ZUR BIOLOGISCHEN PHOSPHORENTFERNUNG

### 8.1 Technische Maßnahmen und Bemessung

Die bisher parallel zu den feinblasigen belüfteten Belebungsbecken betriebenen Aero-Accelatoren können nunmehr in die einstufige Anlage wie folgt eingeordnet werden:

		Bemessung	Betrieb
AN-Zone	: 1350 m <sup>3</sup>	1,0 h*	1,5 - 2,0 h*
DN-Zone	: 1350 m <sup>3</sup>	0,5 h*	0,5 - 0,8 h*
Ae-Zone	: 5100 m <sup>3</sup>	t <sub>TS</sub> = 9 d	-
in Betrieb sind	: 3825 m <sup>3</sup>	-	t <sub>TS</sub> = 5 - 12 d
Σ AN/DN/Ae-Zone	: 6525 m <sup>3</sup>	-	t <sub>TS</sub> = 9 - 21 d
Nachklärung	: 1700 m <sup>2</sup>	0,94 m/h	0,94 m/h

\* Kontaktzeiten (Verweilzeiten unter Berücksichtigung aller Volumenströme)

Das AN-Becken wird diskontinuierlich gerührt (30 min Rühren und 2 h Stillstand). Deshalb und wegen des Wegfalls des Kreislaufs liegt hier der Feststoffgehalt um ca. 25% über dem Wert in den restlichen Belebungsbecken. Bei den geringen Gehalten an organischen Säuren von im Mittel 50 mg/l HAC<sub>aq</sub> hat sich diese Betriebsweise bewährt. Es tritt nur eine leichte Geruchsentwicklung auf. Das AN-Becken kann auch als DN-Becken betrieben werden, wenn im DN-Becken Reparaturarbeiten durchzuführen sind.

## 8.2 Ausgewählte Betriebsdaten

Zur Beurteilung der drei durchgeführten Versuchsabschnitte sind folgende Betriebsparameter bedeutsam.

Parameter	[ ]	Versuchsabschnitt I	Versuchsabschnitt II	Versuchsabschnitt III
pH	i.M.	7,17	7,03	7,27
	Min.	6,96	6,70	6,89
	Max.	7,31	7,20	7,45
Temperatur	i.M.	18,0	12,3	19,7
	Min.	15,1	7,0	17,0
	Max.	19,6	14,6	20,8
TS	i.M.	3,48	3,52	2,23
	Min.	3,10	1,47	0,76
	Max.	4,17	5,03	3,21
GV	i.M.	69,5	68,8	64,7
	Min.	67,4	53,7	59,2
	Max.	71,1	74,1	68,8
ISV	i.M.	126	168	148
	Min.	101	122	120
	Max.	159	244	283

Tabelle 8: Ausgewählte Betriebsparameter

Abschnitt	Parameter / [ ]	Versuchsabschnitt I		Versuchsabschnitt II		Versuchsabschnitt III	
		mg/l	kg/d	mg/l	kg/d	mg/l	kg/d
TKN	i.M.	51,0	411	42,7	418	41,7	440
	Min.	22,8	275	16,8	246	18,5	254
	Max.	83,6	743	65,7	558	68,5	1097
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> -N	i.M.	42,0	355	32,0	336	40,1	395
	Min.	17,9	219	13,2	193	18,9	234
	Max.	71,9	522	52,1	431	54,1	877
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> -N/TKN	i.M.	0,77		0,75		0,75	
	Min.	0,66		0,64		0,62	
	Max.	0,86		0,89		0,80	
TKN/BSB <sub>5</sub>	i.M.	0,30		0,28		0,24	
P <sub>ges</sub> /TKN	i.M.	0,13		0,15		0,14	

Tabelle 9: TKN und NH<sub>4</sub><sup>+</sup>-N im Zulauf zur biologischen Stufe (KA Waiblingen)

Eine TKN-Fracht im Ablauf der Vorklärung von über 400 kg/d wird nur dann erreicht, wenn Stickstofffrachten aus der Schlammbehandlung in den Kläranlagen-zulauf geführt werden. Die zum Teil stoßartige Belastung (durch Trübwasser-abzug) spiegelt sich auch deutlich in den erstellten 2-Std-Ganglinien vom Zulauf zur biologischen Stufe dar. Die Stoßfaktoren ermittelten sich zu:

	<u>TKN-Stoßfaktor</u>	<u>NH<sub>4</sub><sup>+</sup>-N-Stoßfaktor</u>
04./05.10.89	1,98	2,04
16./17.10.89	2,63	3,02
17./18.10.89	2,03	2,09
20./21.02.90	1,72	1,73
12./13.07.90	1,73	1,83
16./17.07.90	2,91	3,39
17./18.07.90	2,20	2,26

Die aufgeführten Stoßfaktoren sind relativ hoch, die maximalen TKN- bzw. NH<sub>4</sub><sup>+</sup>-N-Frachten treten entweder in der 8-10 oder 10-12 Uhr Probe auf. Das TKN/BSB<sub>5</sub>-Verhältnis dieser Proben lag immer höher als 0,40. Bild 3 und Bild 4 zeigen zwei Ammoniumstickstoff- und TKN-Ganglinien. Die Schwankungen im Tagesgang sind deutlich sichtbar.

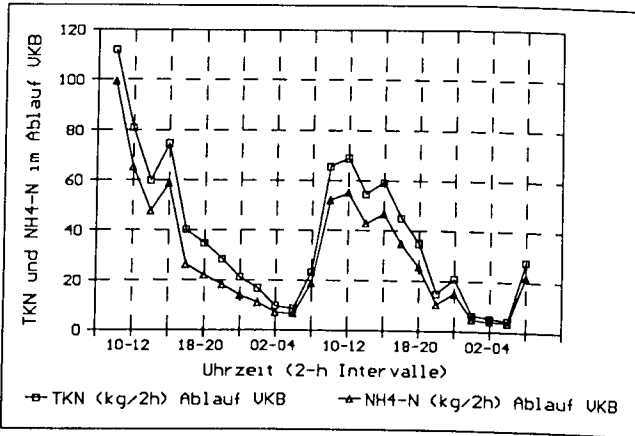


Bild 3: TKN- und  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ganglinie im Ablauf Vorklärung (16.-18.10.89, KA Waiblingen)

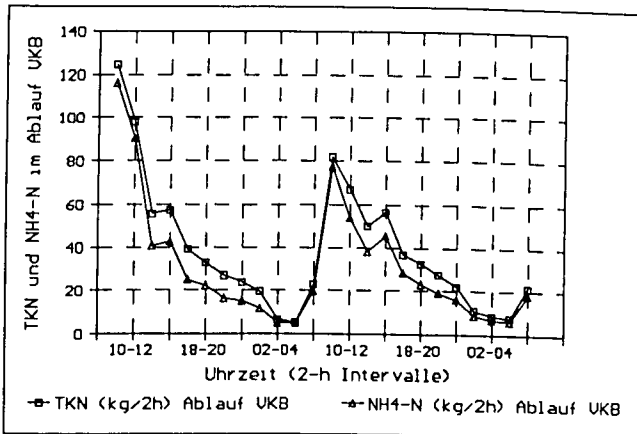


Bild 4: TKN und  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ganglinie im Ablauf der Vorklärung (16.-18.07.90, KA Waiblingen)

Eine Verminderung des Stoßfaktors ist nur möglich, wenn der Trübwasserabzug in Zukunft nicht mehr stoßartig zu Beginn der Arbeitszeit erfolgt.

Die mittleren  $P_{ges}/BSB_5$ -Verhältnisse im Ablauf der Vorklärung ergaben sich zu:

		V I	V II	V III
$P_{ges}/BSB_5$	i.M.	0,038	0,037	0,032
	Min.	0,021	0,024	0,021
	Max.	0,065	0,058	0,042

Im Mittel lagen die  $P_{ges}/BSB_5$ -Verhältnisse über dem Bereich von 0,01 - 0,03, der nach der Literatur [ATV, 1989] für die erhöhte biologische Phosphatelimination als günstig erachtet wird. Die Realisierung einer erhöhten biologischen Phosphatelimination ist demnach auch bei einem (mittleren) höheren  $P_{ges}/BSB_5$ -Verhältnis als 0,30 möglich [vgl. BOLLER, 1988]. Tägliche Schwankungen im  $P_{ges}/BSB_5$ -Verhältnis haben keinen Einfluß auf die Prozeßstabilität der biologischen Phosphatentnahme.

Nach [ATV, 1989; BOLLER, 1989; BOLL, 1988] und [KRAUTH/MAIER/KAINRATH, 1987] wurden hohe Phosphat-Eliminationsraten nur dann erreicht, wenn das TKN/ $BSB_5$ -Verhältnis < 0,2 bis 0,25 betrug. Die mittleren TKN/ $BSB_5$ -Verhältnisse während der Untersuchungen auf der Kläranlage Waiblingen betragen:

		V I	V II	V III
TKN/ $BSB_5$	i.M.	0,301	0,270	0,241
	Min.	0,171	0,157	0,165
	Max.	0,727	0,403	0,308

### 8.3 Reinigungswirkung der Anlage

Im ungünstigen Meßzeitraum vom 29.01. bis 28.02.1990 wurden bei einer mittleren Abwassertemperatur von 12,3°C (7,0 - 14,6 °C), einem Gesamtschlammalter von 19,6 d bei einem aeroben Schlammalter von 11,2 d (Bemessung nach A 131 = 9d) folgende mittlere Ergebnisse erzielt (24 h-Mittelwerte).

Abf. Feststoffe	7	(3-13) mg/l
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> -N	1,1	(0,25-3,71) mg/l
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> -N + NO <sub>x</sub>	13,6	(7,4-19,6) mg/l
P <sub>ges</sub>	1,75	(0,6-3,10) mg/l
P <sub>ges</sub>	68%	
CSB	31	(11-68) mg/l

### 8.3.1 Phosphorentfernung

In Bild 5 ist für drei Meßreihen PO<sub>4</sub><sup>3-</sup>-P und P<sub>ges</sub> statistisch ausgewertet in dem P<sub>ges</sub> im Zulauf zur Biologie gegenübergestellt wurden. Ein Überwachungswert von 2 mg/l P<sub>ges</sub> ist somit alleine mit der biologischen Phosphorentfernung nicht erreichbar.

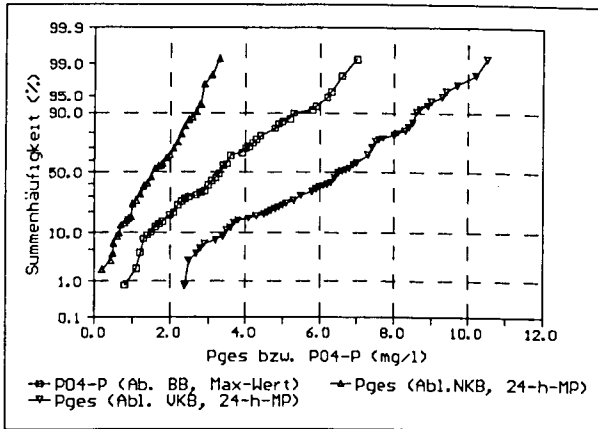


Bild 5: Summenhäufigkeit für P<sub>ges</sub> im Zulauf zur biologischen Stufe, im Ablauf der Nachklärung (jeweils 24-Std-Mischprobe) und der maximalen PO<sub>4</sub><sup>3-</sup>-P-Tageswerte im Ablauf der Nitrifikationszone



Im Versuchsabschnitt III (niedriges Schlammalter und hohe Temperatur) wurden bei allen Parametern die besten Ergebnisse erreicht.

Eine typische  $\text{PO}_4^3\text{-P}$ -Tagesganglinie im Ablauf der N-Zone (bei Trockenwetter) zeigt Bild 6.

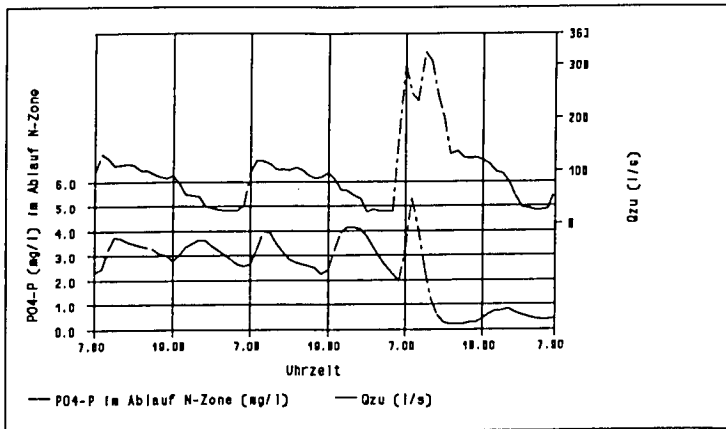


Bild 6:  $\text{PO}_4^3\text{-P}$ -Konzentrationen im Tagesgang (Ablauf Nitrifikationszone), KA, Waiblingen, 25.09.-27.09.89)

Die Orthophosphatkonzentration beginnt jeweils am Morgen ab 7.30 Uhr anzusteigen, bis gegen 9.30 Uhr die maximale Tageskonzentration erreicht ist. Die Kurve flacht anschließend ab, um in den Abendstunden (ab 18.00 Uhr) wieder etwas anzusteigen. Über die Nachtstunden sinkt die Orthophosphatkonzentration dann bis auf den minimalen Tageswert.

Der tagtäglich beobachtete Anstieg in den Morgenstunden hängt eventuell direkt mit der Zunahme der Zulaufwassermenge zusammen. Der abendliche Anstieg der  $\text{PO}_4^3\text{-P}$ -Konzentration im Ablauf der Nitrifikationszone kann jedoch keinesfalls auf erhöhte Wassermengen im Kläranlagenzulauf zurückgeführt werden.

In den nachfolgenden Untersuchungsabschnitten zeigte sich ein veränderter Tagesgang unter Trockenwetterbedingungen (Bild 7). Der Phosphatgehalt im Ablauf begann an Werktagen ab 8.00 Uhr langsam anzusteigen, um gegen 23-24 Uhr sein Maximum zu erreichen; anschließend fiel die  $\text{PO}_4^{3-}$ -P-Konzentration bis zum Tagesanbruch auf den minimalen 24-h-Wert. An Sonn- und Feiertagen beginnt der (flachere) Anstieg erst gegen 9 Uhr und erreicht sein Maximum vor den Abendstunden.

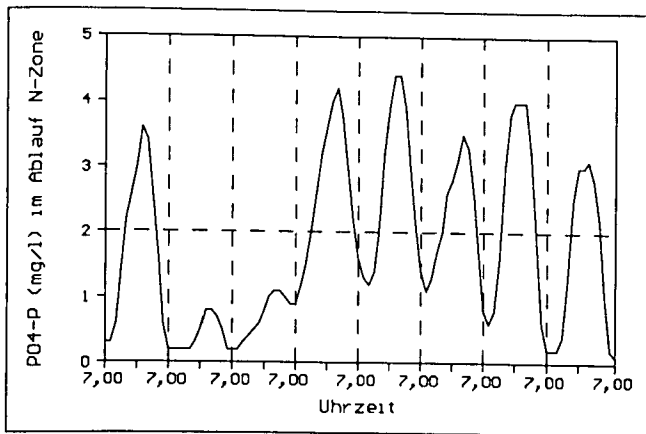


Bild 7:  $\text{PO}_4^{3-}$ -P-Konzentration im Tagesgang (Ablauf Nitrifikationszone), (KA Waiblingen, 20.07.90 -Freitag- bis 27.07.90 -Freitag-)

Das Wochenende ist in der Darstellung deutlich zu erkennen. Eine mögliche Erklärung für den regelmäßigen Verlauf der  $\text{PO}_4^{3-}$ -P-Ganglinie im Ablauf der Nitrifikationszone ist, daß durch den starken Anstieg der Phosphorfracht in den Morgenstunden die Aufnahmefähigkeit der Phosphatakkumulierenden Mikroorganismen nicht ausreicht, um diese Stoßbelastung zu verkraften. Weiterhin ist zumindest in den Morgenstunden mit hydraulischen Auswirkungen zu rechnen. Ein Zusammenhang zwischen Sauerstoffniveau und P-Elimination konnte nicht

festgestellt werden. Der Zusammenhang zwischen P-Zulauf/fracht/Wassermenge auf den Anstieg der  $\text{PO}_4^{3-}$ -P-Ablaufkonzentrationen wurde durch eine zeitweise Begrenzung des Zulaufs zur biologischen Stufe bewiesen. Während einer konstanten Wasserzuführung in die anaerobe Zone und damit einem "Brechen" der morgendlichen Zuflußspitze blieb der Phosphatgehalt im Ablauf der belüfteten Zone konstant auf dem niedrigen Niveau der Nachtstunden.

Bei Mischwasserzufluß zeigt sich ebenfalls eine typische  $\text{PO}_4^{3-}$ -P-Ganglinie. Kurz nach Einsetzen des erhöhten Zuflusses steigt die Phosphatkonzentration im Ablauf der Nitrifikationszone relativ schnell an und erreicht annähernd 2 - 4 Stunden nach Beginn des Mischwasserzuflusses ein Maximum. Bedingt durch die nun geringe Phosphorkonzentration im Zulauf fällt dann die Phosphatganglinie steil ab und verbleibt bis zum Ende des Regenereignisses auf einem relativ niedrigen Niveau.

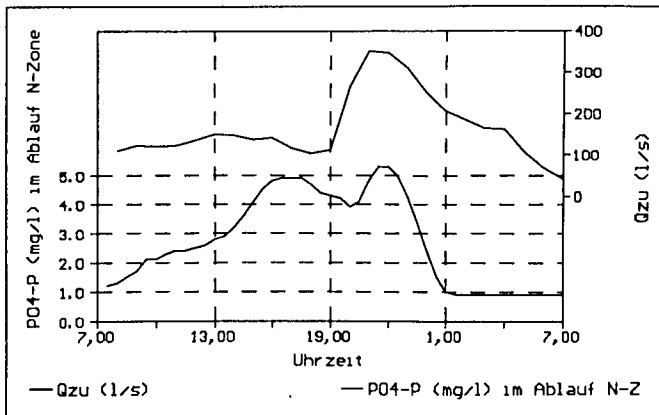


Bild 8:  $\text{PO}_4^{3-}$ -P-Konzentration im Tagesgang bei Mischwasserzufluß (Ablauf Nitrifikationszone), (KA Waiblingen, 28.06.90)

Nach Anstieg des Zulaufs auf Werte über 110 l/s überlagern sich "normaler" Tagesanstieg und "Verdrängungseffekt", es kommt zu einem relativ raschen Anstieg der Orthophosphatkonzentration im Ablauf des Belebungsbeckens. Durch einen erneuten, starken Anstieg der Zulaufwassermenge wird die Ablaufkonzentration noch einmal kurzzeitig erhöht, bis durch den Verdünnungseffekt die  $\text{PO}_4^{3-}$ -P-Werte deutlich absinken. Ähnlich dem beim Ammonium beobachteten Effekt [SCHWENTNER, 1990] wird durch den starken Anstieg der Wassermenge eine Verdrängung von Phosphat aus dem Belebungsbecken in den Vorfluter verursacht.

In der Tagesganglinie schwanken die Phosphatgehalte im Ablauf der belüfteten Zone im Mittel um 2,5 mg/l (vgl. Bild 9). Unter Trockenwetterbedingungen bleiben die täglichen Schwankungen der Ablaufkonzentrationen des Belebungsbeckens immer unter 4 mg/l. Bedingt durch den relativ starken Anstieg der hydraulischen Beschickung bei Mischwasserzufluß und die Veränderung der Phosphatkonzentration im Zulauf zur biologischen Stufe (durch die Verdünnung) treten bei Mischwasserzuffüssen noch wesentlich höhere Tagesschwankungen auf, die bis 6 mg/l  $\text{PO}_4^{3-}$ -P erreichen. Es handelt sich dabei allerdings um kurzzeitige Spitzen.

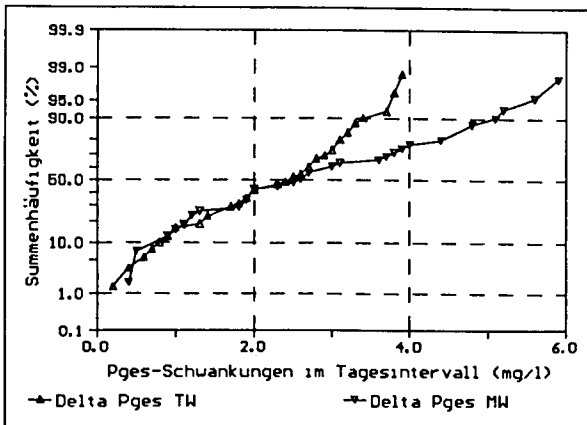


Bild 9:  $\text{PO}_4^{3-}$ -P-Schwankungen im Tagesintervall (Summenhäufigkeitsverteilung bei Trockenwetter- [TW] und Mischwasserzuffüssen [MW])

### 8.3.2 Stickstoffentfernung

Die statistischen Kennwerte des Stickstoffs im Ablauf der Nachklärung sind in Tabelle 6 aufgelistet. Die Ganglinie der 24h-Mittelwerte zeigt Bild 10.

Zu erkennen ist die sehr gute Nitrifikationsleistung in den beiden letzten Untersuchungsabschnitten.

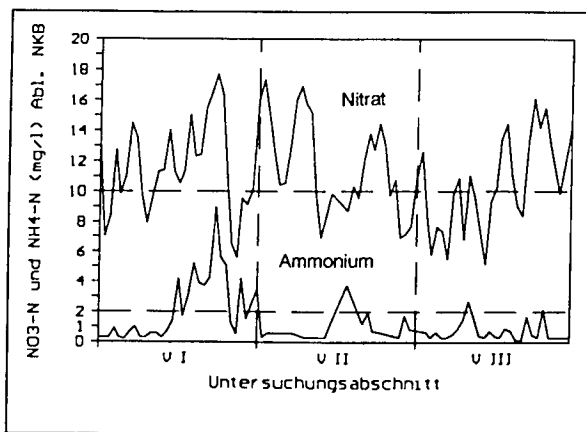


Bild 10:  $\text{NH}_4^+\text{-N}$  und  $\text{NO}_3^-\text{-N}$  im Ablauf der Nachklärung (24-h-Mittel)

Im Sommer 1989 ging der Nitrifikationsgrad zeitweise zurück, die  $\text{NH}_4^+\text{-N}$ -Werte im Ablauf der Nachklärung stiegen in der 24-h-Mischprobe auf über 5 mg/l an. Da sich in dieser Zeit auch der Denitrifikationsgrad zumindest zeitweise etwas verschlechterte, erhöhte sich so auch die Belastung des Vorfluters mit Nitratstickstoff. Die Verschlechterung der Nitrifikation ist wahrscheinlich nicht nur auf die teilweise sehr hohen TKN-Konzentrationen im Zulauf zur biologischen Stufe zurückzuführen, sondern hier müssen auch betriebliche Einflüsse ( $\text{O}_2$ -Versorgung, Stoßbelastungen) verantwortlich gemacht werden.

Trotz der genannten einzelnen relativ hohen  $\text{NH}_4^+\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen Anfang Oktober 1989 (eine Ammoniumkonzentration von 10 mg/l in der 2-h-Mischprobe bzw. qualifizierten Stichprobe ist hier mit Sicherheit überschritten worden), lag das Mittel der  $\text{NH}_4^+\text{-N}$ -Ablaufwerte im Untersuchungszeitraum I (in der 24-h-Sammelprobe) bei 2,10 mg/l. In den folgenden Untersuchungsabschnitten wurden die  $\text{NH}_4^+\text{-N}$ -Ablaufwerte durch eine konsequentere Belüftung nochmals verbessert, die Einleitungsbedingungen nach der gültigen Rahmen-AbwasserVwV von 10 mg/l  $\text{NH}_4^+\text{-N}$  sind wahrscheinlich auch in der qualifizierten Stichprobe eingehalten worden.

Die Summe aus  $\text{NH}_4^+\text{-N}$  und  $\text{N}_{\text{ox}}$  im Ablauf der Nachklärung ist in der Stichprobe auf 18 mg/l festgelegt. Dieser Wert ist in den ersten beiden Untersuchungszeiträumen trotz einer relativ guten Nitrifikation/Denitrifikation mehrmals überschritten worden (24-h-Mischprobe), lediglich im Sommer 1990 gelang es den Wert von 18 mg/l, zumindest in der 24-h-Sammelprobe immer zu unterschreiten. Nur bei einer gleichbleibend sehr guten Nitrifikation ( $\text{NH}_4^+\text{-N} < 2 \text{ mg/l}$ ) und Denitrifikation, welche das vorhandene Substrat fast voll ausnutzt, kann der genannte zukünftig geforderte Grenzwert sicher eingehalten werden.

Die Erfordernis einer zumindest zeitweiligen Zudosierung einer externen Kohlenstoffquelle ist nicht auszuschließen.

### 8.3.3 Kohlenstoffentfernung

Die relevanten statistischen Kennwerte zur Kohlenstoffelimination in den drei Untersuchungsabschnitten sind in Tabelle 5 wiedergegeben. Die Werte im Zulauf zur biologischen Stufe liegen im Rahmen vergleichbarer kommunaler Abwasserbehandlungsanlagen. Die Abwasserzusammensetzung (BSB<sub>5</sub>/CSB-Verhältnis) ist ebenfalls als "normal" zu bezeichnen.

## 9. NACHRÜSTUNG DES KLÄRWERKS MIT EINER ZUSÄTZLICHEN CHEMISCHEN PHOSPHATFÄLLUNG

Nachdem sich bis April 1991 ein Überwachungswert von 2 mg/l  $P_{\text{ges}}$  (in der qualifizierten Stichprobe) alleine mit der biologischen Phosphorentfernung nicht erreichen ließ, wurde zusätzlich Eigenchloridsulfat in den Ablauf der belüfteten Becken dosiert. Zunächst erfolgte nur eine konstante Zugabe über 12h mit einem fallenden Fällmitteleinsatz. Ab Juli 1991 wurde in Abhängigkeit vom  $\text{PO}_4\text{-P}$ -Wert im Ablauf der Belebung das Fällmittel dosiert.

Nach Beginn der Dosierung ( $\text{FeClSO}_4$ ) wurden die Ablaufwerte wesentlich stabiler und lagen nur in wenigen Ausnahmen über 2 mg/l  $P_{\text{ges}}$ . Die zwei sehr hohen Werte Anfang Juni (6,6 bzw. 4,4 mg/l) traten nach stark erhöhten Nitratgehalten im Ablauf (über 25 mg/l  $\text{NO}_3\text{-N}$ ) auf. Die negative Beeinflussung der biologischen Phosphatelimination konnte durch die konstante Fe-Dosierung nicht aufgefangen werden. Im Verlauf der folgenden Monate wurde die Dosiermenge schrittweise verringert (vgl. Tab. 12).

Trotz einer relativ geringen Fe-Dosierung ( $P_{\text{ges}}$  im Zulauf Biologie ca. 5-6 mg/l) gelang es, bis auf wenige Tage,  $P_{\text{ges}}$ -Gehalte im Ablauf < 2 mg/l zu erreichen. Ab Ende Juni wurde versucht, die Fällmittelzugabe in Abhängigkeit der Orthophosphatkonzentration im Ablauf der belüfteten Stufe zu regeln. Über eine Zweipunktregelung wurde die Dosierpumpe angesteuert. Der Einschaltpunkt wurde bei 1,4 mg/l  $\text{PO}_4^{3-}\text{-P}$  gewählt, der Ausschaltpunkt zu 0,8 mg/l. Die Einmischung des Fällmittels erwies sich im Bereich bis zur Messung als ungenügend, so daß zwar im Ablauf der Nachklärung  $P_{\text{ges}}$ -Werte < 2 mg/l fast immer eingehalten werden konnten, im Ablauf der Belebung jedoch deutlich höhere Phosphatkonzentrationen registriert werden mußten. Aus diesem Grunde wurde die Probenahme zur kontinuierlichen Phosphatmessung in das Verteilerbauwerk zur Nachklärung verlegt.

Zeitraum	Betriebsweise	Fällmitteleinsatz (mol/mol)	P <sub>ges</sub> ,min mg/l	P <sub>ges</sub> ,max mg/l	P <sub>ges</sub> (i.M.) (mg/l)
01.01 - 04.04.91	ohne Fällung	-	0,15	4,0	1,81
05.04 - 19.05.91	const. Dosierung (12 Std.)	0,67	0,34	2,4	1,03
20.05 - 09.06.91	const. Dosierung (12 Std.)	0,61	0,30	6,6	1,21
10.06 - 18.06.91	const. Dosierung (12 Std.)	0,52	0,60	1,3	0,86
19.06 - 25.06.91	const. Dosierung (12 Std.)	0,42	0,42	1,9	1,29
26.06 - 05.07.91	Dosierung in Abhängig- keit von PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> -P-Konz. (Abl BB) <sup>*</sup>	0,4 - 0,8	0,40	2,9	0,85
05.07 - 25.01.92	Dosierung in Abhängig- keit von PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> -P Konz. (Abl. BB) <sup>**</sup>	0,25	0,20	2,7	1,06

- \* Dosierung in das Ablaufgerinne der Belebungsbecken, Messung ca. 20 m hinter Dosierstelle
- \*\* Dosierung in Überfallschwelle Ablauf Belebung / Düker zum Verteilungsbauwerk, Messung im Quelltopf

Tabelle 12: Wirkung der kombinierten biologischen und simultanen Phosphorentfernung

Wie das Bild 11 zeigt, lassen sich bei kurzzeitiger Unterstützung der biologischen Phosphorentfernung mit Metallsalzen die Abläufe sicher unter 2 mg/l P<sub>ges</sub> halten.



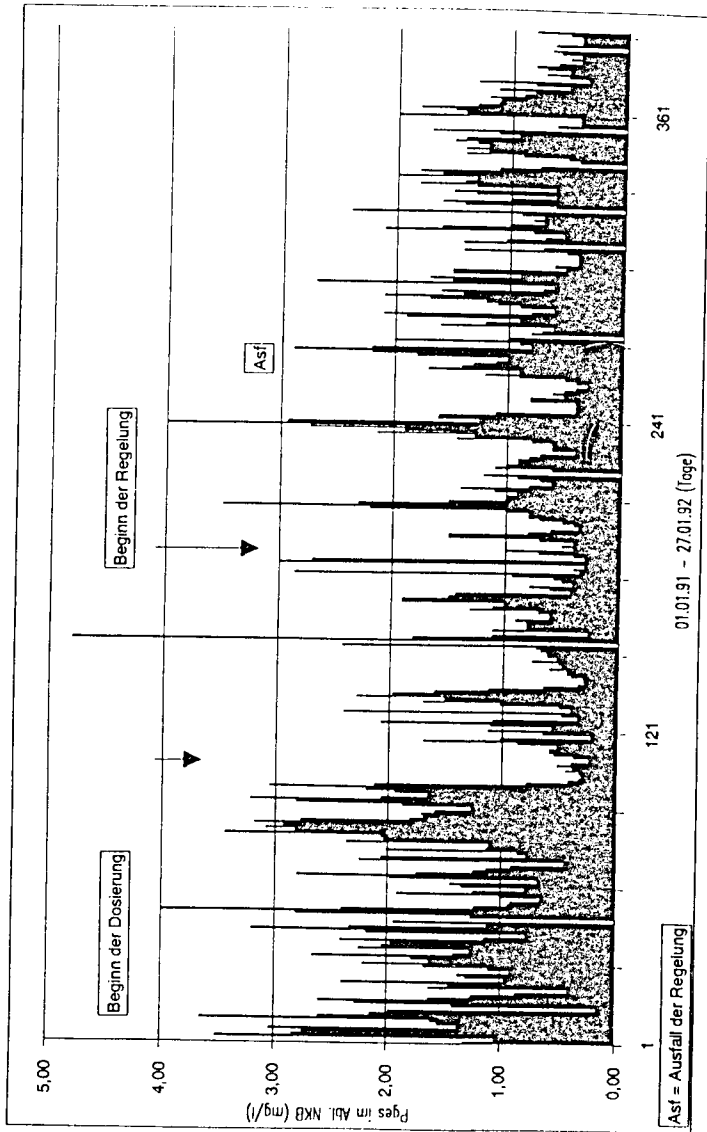


Bild 11:  $\text{PO}_4\text{-P}$  im Ablauf der Nachklärung (24-h-Mischprobe)

## 10. BESONDERHEIT DER KLÄRANLAGE WAIBLINGEN

Die Kläranlage Waiblingen besitzt ein Wärmepumpen-Heizwerk mit Nutzung des Klärgases und der Wärme im Ablauf der Nachklärung für die Fernwärmeversorgung.

Die Wärmepumpe wurde in Kombination mit zwei Gas-Spitzenkesseln als bivalent parallel betriebene Anlage ausgelegt. Das in der Kläranlage anfallende Gas kann alternativ zum Erdgas eine Adsorptionswärmepumpe betreiben. Mit dieser Anlage lassen sich ca. 1000 m<sup>3</sup> Öl/a einsparen.

## 11. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Es war richtig, im Jahre 1979 bei der Erweiterung der einstufigen Belebungsanlage nicht nur die Nitrifikation durchzuführen, sondern auch die Denitrifikation und die biologische Phosphorentfernung, selbst bei einer anaeroben Schlammbehandlung planerisch mit zu behandeln.

So war es in den Jahren 1988/89 möglich, mit begrenztem finanziellem Umfange die Anlage - ohne Volumenvergrößerung - an die neuen Zielsetzungen anzupassen. Obwohl das Klärwerk bezogen auf die BSB<sub>5</sub>-Fracht, bis heute erst zu 2/3 ausgelastet ist, läßt sich die Aussage treffen, daß sich die Ablaufwerte unter folgenden Randbedingungen auch bei Auslastung nicht verschlechtern werden.

- Die Anlage ist mit einem möglichst niedrigen Schlammalter zu betreiben. In den Sommermonaten können dabei zwei der vier aeroben Becken außer Betrieb genommen werden. Während dieser Zeit lassen sich dann gezielt Wartungsarbeiten durchführen.

- Zur Regelung der Belüftung ist der  $\text{NH}_4^+$ -N-Wert im Ablauf der belüfteten Becken heranzuziehen. Damit lassen sich der Ammoniumwert sicher einhalten, die Denitrifikation verbessern und die Energiekosten minimieren.
- Das Rücklaufverhältnis sollte bei Trockenwetter nicht mehr als 80% des Zulaufes betragen, um die Nitratzufuhr in den anaeroben Reaktor zu minimieren.
- Sollte die Konzentration des anorganischen Stickstoffs weiterhin bei 18 mg/l in der qualifizierten Stichprobe Bestand haben, so muß die Möglichkeit der geregelten Dosierung einer externen organischen Kohlenstoffquelle ins Auge gefaßt werden.  
Alle anderen nach dem Jahr 2000 erwarteten wasserrechtlichen Auflagen lassen sich ohne Probleme mit der vorhandenen Anlage erreichen. Eine zusätzliche Anlage zur Schönung des biologisch gereinigten Ablaufs ist nicht erforderlich.

#### LITERATURVERZEICHNIS

- ATV, 1989: "Biologische Phosphorentfernung"  
Arbeitsbericht der ATV AG 2.6.6, KA 3/89, S. 337-348
- Boller, M., 1988: Biologische Phosphorelimination im Belebtschlammverfahren  
gwf, 1988 Nr. 3, S. 110-119
- Boll, R., 1988: Zur erhöhten biologischen Phosphorentfernung mit dem Belebungsverfahren  
Veröffentlichungen des Institut für Siedlungswasserwirtschaft der TU Braunschweig, Heft 46, 1988

- Krauth, Kh., 1987:  
Maier, W.,  
Kainrath, P.                   Schlußbericht des DFG-Forschungsvorhabens  
KR 624/1 bis Kr 624/3,  
"Möglichkeiten der Phosphorelimina-  
tion bei Belebungsanlagen mit weitgehender Nitrifika-  
tion und vorgeschalteter Denitrifikation
- Schwentner, G., 1990 :    Auswirkung von Mischwasserzufluß auf die  
Krauth, Kh.                   Reinigungsleistung von Belebungsanlagen  
KA 8/90, S. 866-871

Verfasser:   Prof. Dr.-Ing. Karlheinz Krauth  
              Institut für Siedlungswasserbau,  
              Wassergüte- und Abfallwirtschaft  
              der Universität Stuttgart  
              Bandtäle 1, 7000 Stuttgart 80

W I E N E R M I T T E I L U N G E N  
W A S S E R - A B W A S S E R - G E W Ä S S E R

Eine von den Wasserbauinstituten an  
der Technischen Universität Wien,  
den Instituten für Wasserwirtschaft der  
Universität für Bodenkultur und  
dem Österreichischen Wasserwirtschaftsverband  
herausgegebene Schriftenreihe

Band Nr.:		Preis ÖS
1	Kresser, W.: Das Wasser (1968)	vergriffen
2	Breiner, H.: Die Gesetzmäßigkeiten der stationären Flüssigkeitsströmung durch gleichförmig rotierende zylindrische Rohre (1968)	200,--
3	von der Emde, W.: Abwasserreinigung - Grundkurs (1969)	vergriffen
4	4. Seminar ÖWWV, Raach 1969 Abwasserreinigungsanlagen Entwurf-Bau-Betrieb (1969)	vergriffen
5	5. Seminar ÖWWV, Raach 1970 Zukunftsprobleme der Trinkwasser- versorgung (1970)	vergriffen
6	6. Seminar ÖWWV, Raach 1971 Industrieabwässer (1971)	vergriffen
7	7. Seminar ÖWWV, Raach 1972 Wasser- und Abfallwirtschaft (1972)	vergriffen
8	Schmidt, F.: Das vollkommene Peilrohr (Zur Methodik der Grundwasser- beobachtung) (1972)	250,--
9	Doleisch, M.: Über die Auswertung von Abflußmessungen auf elektronischen Rechenanlagen Pruzinsky, W.: Über die Anwendung von radioaktiven Tracern in der Hydrologie (1972)	250,--
10	1. Hydrologie-Fortbildungskurs Hochschule für Bodenkultur (1972)	vergriffen

Band Nr.:		Preis ÖS
11	Gutknecht, D.: Vergleichende Untersuchungen zur Berechnung von HW-Abflüssen aus kleinen Einzugsgebieten (1972)	vergriffen
12	8. Seminar ÖWWV, Raach 1973 Uferfiltrat und Grundwasser- anreicherung (1973)	270,--
13	von der Emde W., Fleckseder H., Huber L., Viehl K.: Zellstoffabwässer - Anfall und Reinigung (1973)	vergriffen
14	2. Hydrologie-Fortbildungskurs 1973 Hochschule für Bodenkultur (1973)	vergriffen
15	9. Seminar ÖWWV, Raach 1974 Neue Entwicklungen in der Abwassertechnik (1973)	vergriffen
16	von der Emde, W.: Praktikum der Kläranlagentechnik (1974)	vergriffen
17	Behr, O.: Stabilitätsuntersuchung von Abfluß- profilen mittels hydraulischer Methoden und Trendanalyse (1974)	250,--
18	3. Hydrologie-Fortbildungskurs 1975 Universität für Bodenkultur (1975)	180,--
19	1. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1976 Institut für Wasserwirtschaft, Universität für Bodenkultur (1976)	180,--
20	11. Seminar ÖWWV, Raach 1976 Abfall- und Schlammbehandlung aus wasserwirtschaftlicher Sicht (1976)	vergriffen
21	2. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1977 Institut für Hydraulik, Technische Universität Wien (1977)	300,--
22	12. Seminar ÖWWV, Raach 1977 Abwasserreinigung in kleineren Verhältnissen (1977)	350,--
23	Baron W., Heindl W., Behr O., Reitinger J.: Methoden zur rechnerischen Behandlung von Grundwasserleitern (1977)	200,--

Band Nr.:		Preis ÖS
24	Begert, A.: Ein Beitrag zur Reinigung des Abwassers eines Chemiefaserwerkes eines chemischen Betriebes und einer Kokerei (1978)	vergriffen
25	Kroiss, H.: Ein Beitrag zur Reinigung von Zuckerfabriksabwasser (1978)	vergriffen
26	Gutknecht, D.: Methoden der hydrologischen Kurzfristvorhersage (1978)	300,--
27	13. Seminar ÖWWV, Raach 1978 Wasserversorgung-Gewässerschutz (1978)	vergriffen
28	14. Seminar ÖWWV, Raach 1979 Industrieabwasserbehandlung - Neue Entwicklungen (1979)	400,--
29	Frischherz, H.: Probleme der Uferfiltration und Grundwasseranreicherung mit besonderer Berücksichtigung des Wiener Raumes (1979)	vergriffen
30	Beiträge zur Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft: o.Univ.-Prof.DDr. Werner Kresser zum 60. Geburtstag (1979)	350,--
31	Schügerl, W.: Grundwasserzuströmungsverhältnisse zu Horizontalfilterrohrbrunnen (1980)	200,--
32	3. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1980 Institut für Wasserwirtschaft, Universität für Bodenkultur (1980)	350,--
33	Kulturtechnik und Wasserwirt- schaft heute (1) (1980)	vergriffen
34	15. Seminar ÖWWV, Raach 1980 Behandlung und Beseitigung kommunaler und industrieller Schlämme (1980)	350,--
35	Usrael, G.: Faktoren, die die Inaktivierung von Viren beim Belebungsverfahren beeinflussen (1980)	250,--
36	Flögl, W.: Vergleichende Kostenuntersuchungen über das Belebungsverfahren (1980)	350,--

Band Nr.:		Preis ÖS
37	Ruider, E.: Ein Beitrag zur Reinigung und Geruchsfreimachung von Abwasser aus TK-Verwertungsanstalten (1980)	350,--
38	Schiller, G.: Wasserwirtschaftliche Probleme der Elektrizitätserzeugung (1981)	Restbestände
39	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (2) (1981)	400,--
40	16. Seminar ÖWWV, Raach 1981 Wasseraufbereitung und Abwasserreinigung als zusammengehörige Techniken (1981)	350,--
41	Kurs 1: Filterbrunnen zur Erschließung von Grundwasser (1981)	400,--
42	Kirnbauer, R.: Zur Ermittlung von Bemessungshochwässern im Wasserbau (1981)	300,--
43	Institut für Wasserwirtschaft: Wissenschaftliche Arbeiten (1981)	350,--
44	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (3) (1981)	350,--
45	Kurs 2: Verbundwirtschaft in der Wasserversorgung (1982)	400,--
46	Stalzer, W.: Gewässerschutzplanung, deren Umsetzung und Zielkontrolle im Einzugsgebiet des Neusiedler Sees (1982)	350,--
47	17. Seminar ÖWWV, Ottenstein 1982 Wechselwirkung zwischen Planung und Betrieb von Abwasserreinigungsanlagen. Erfahrungen und Probleme (1982)	400,--
48	Kleinwasserkraftwerke, Notwendigkeit und Bedeutung Flußstudien: Schwarza, Kleine Ybbs, Saalach (1982)	440,--
49	Beiträge zu Wasserversorgung, Abwasserreinigung, Gewässerschutz und Abfallwirtschaft o.Univ.-Prof.Dr.-Ing. W. v. d. Emde zum 60. Geburtstag (1982)	440,--



Band Nr.:		Preis ÖS
50	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (4) (1982)	vergriffen
51	18. Seminar ÖWWV Ottenstein 1983 Sicherung der Wasserversorgung in der Zukunft (1983)	vergriffen
52	ÖWWV-Kurs 3, 1983 Thermische Beeinflussung des Grundwassers (1983)	vergriffen
53	Fortbildungskurs des ÖWWV 1984 "Planung und Betrieb von Regenentlastungen" (1984)	vergriffen
54	19. Seminar ÖWWV, Gmunden 1984 Sonderabfall und Gewässerschutz (1984)	vergriffen
55	Naturnahes Regulierungskonzept "Pram" (1984)	360,--
56	Fortbildungskurs des ÖWWV 1985 "Blähschlammprobleme beim Belebungsverfahren" (1984)	vergriffen
57	ÖWWV-Kurs 4, 1985 Chemie in der Wassergütewirtschaft (1985)	vergriffen
58	20. Seminar ÖWWV, Ottenstein 1985 Klärschlamm - Verwertung und Ablagerung (1985)	vergriffen
59	Pelikan, B.: Wasserkraftnutzung an der Thaya (1985)	320,--
60	Seminar "Wasser - Umwelt - Raumordnung" (1985)	220,--
61	Fleckseder, H.: Gewässerschutz im Wandel der Zeit - Ziele und Maßnahmen zu ihrer Verwirklichung (1985)	300,--
62	Kroiss, H.: Anaerobe Abwasserreinigung (1985)	vergriffen
63	Begert, A.: Kleine Belebungsanlagen mit einem Anschlußwert bis 500 Einwohnergleichwerte (1985)	vergriffen

Band Nr.:		Preis ÖS
64	Fortbildungskurs des ÖWWV 1986 "Belüftungssysteme beim Belebungsverfahren" (1986)	vergriffen
65	21. Seminar ÖWWV, Ottenstein 1986 Planung und Betrieb von Behandlungs- anlagen für Industrieabwasser (1986)	vergriffen
66	Ausspracheseminar Grundwasserschutz in Österreich (1986)	400,--
67	Kulturtechnik und Wasserwirt- schaft heute (5) (1986)	vergriffen
68	Schmid, B.H.: Zur mathematischen Modellierung der Abfluoentstehung an Hängen (1986)	300,--
69	Forbildungskurs des ÖWWV 1987 "Nitrifikation - Denitrifikation" (1987)	vergriffen
70	Institut für Wasserwirtschaft: "Flußbau und Fischerei" (1987)	220,--
71	22. Seminar ÖWWV, Ottenstein 1987 Wasserversorgung und Abwasserreinigung in kleinen Verhältnissen (1987)	vergriffen
72	Wurzer E.: Wasserwirtschaft und Lebensschutz (1987)	vergriffen
73	Fortbildungskurs des ÖWWV 1988 Anaerobe Abwasserreinigung - Grundlagen und großtechnische Erfahrungen (1988)	300,--
74	Tagung Wien 1987 "Wasserbau und Wasserwirtschaft im Alpenraum in historischer Sicht" (1988)	300,--
75	Fortbildungskurs des ÖWWV auf den Gebieten des Wasserhaushaltes und der Wasservorsorge "Wechselbeziehungen zwischen Land-, Forst- und Wasserwirtschaft (1988)	300,--
76	23. Seminar ÖWWV, Ottenstein 1988 Gefährdung des Grundwassers durch Altlasten (1988)	vergriffen
77	Kulturtechnik und Wasserwirt- schaft heute (6) (1987)	200,--

Band Nr.:		Preis ÖS
78	Nachtnebel, H.P.: Wasserwirtschaftliche Planung bei mehrfacher Zielsetzung (1988)	350,--
79	ÖWWV und Bundesingenieurkammer "Symposion: Hydraulik offener Gerinne" (1989)	350,--
80	Jungwirth, M. und Schmutz, S.: Untersuchung der Fischaufstiegshilfe bei der Stauhaltung 1 im Gießgang Greifenstein (1988)	250,--
81	Fortbildungskurs des ÖWWV 1990 "Biologische Abwasserreinigung" 2. überarbeitete Auflage - Nachdruck	450,--
82	24. Seminar ÖWWV, Ottenstein 1989 "Klärschlamm Entsorgung" (1989)	450,--
83	2. Symposium: "Viruskontamination der Umwelt und Verfahren der Kontrolle" (1989)	in Druck
84	Fortbildungskurs des ÖWWV 1989 "Schadstofffragen in der Wasserwirtschaft"	400,--
85	Frischherz, H.; Benes, E.; Ernst, J.; Hager, F.; Stuckart, W. Schlußbericht zum Forschungsvorhaben "Trink- wasseraufbereitung mit Ultraschall" Projekt-Abschnitt I (1989)	250,--
86	Summer, W.: Umfassende Betrachtung der Erosions- und Sedimentationsproblematik (1989)	350,--
87	25. Seminar ÖWWV, Ottenstein 1990 "Großräumige Lösungen in der Wasserversorgung"	450,--
88	Revitalisierung von Fließgewässern (1990) Beiträge zum Workshop in Scharfling, April 1989	460,--
89	Kulturtechnik und Wasserwirt- schaft - heute (9) (1990)	250,--
90	Schmid, B.H.: A Study on Kinematic Cascades (1990)	250,--
91	Blöschl, G.: Snowmelt simulation in rugged terrain - The gap between point and catchment scale approaches (1990)	250,--

Band Nr.:		Preis Ös
92	Blaschke, A.P.: Dateninterpretation und ihre Bedeutung für Grundwasserströmungsmodelle (1990) in Vorb.	250,--
93	Fürst, J.: Decision Support Systeme für die Grundwasser- wirtschaft unter Verwendung geografischer Informationssysteme	250,--
94	Frischherz, H.; Benes, E.; Hager, F.; Stuckart, W.; Ilmer, A.; Gröschl, M.; Bolek, W.: Schlußbericht zum Forschungsvorhaben "Trink- wasseraufbereitung mit Ultraschall" Projekt-Abschnitt II (1990)	250,--
95	Svardal, K.: Anaerobe Abwasserreinigung - Ein Modell zur Berechnung und Darstellung der maßgebenden chemischen Parameter (1991)	300,--
96	Fortbildungskurs des ÖWWV 1991 "EDV-Einsatz auf Abwasserreinigungsanlagen"	400,--
97	Fortbildungskurs des ÖWWV 1991 "Entfernung von Phosphorverbindungen in der Abwasserreinigung"	350.--
98	26. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1991 "Auswirkungen der Wasserrechtsgesetznovelle 1990 auf Behörden, Planer und Betreiber kommunaler Abwasseranlagen - aus technischer, rechtlicher und wirtschaftlicher Sicht"	500.--
99	Fortbildungskurs des ÖWWV 1991 "Geruchsemissionen aus Abwasser- reinigungsanlagen"	300.--
100	Fortbildungskurs des ÖWWV 1992 "Anpassung von Kläranlagen an den Stand der Technik"	400,--
101	Pelikan, P.: Naturnaher Wasserbau (1992)	in Druck
102	Behr, O.: Erfassung hydrologischer Elemente in Österreich im Hinblick auf den Wasserhaushalt (1992)	in Druck

Diese Bände sind zu beziehen von:

Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft  
Technische Universität Wien, Karlsplatz 13, A-1040 Wien

Band: 1, 2, 8, 9, 17, 21, 23, 26, 30, 31, 41, 42, 52, 66,  
68, 74, 79, 90, 91, 92, 102

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft  
Technische Universität Wien, Karlsplatz 13, 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

Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven  
Wasserbau, Universität für Bodenkultur,  
Nußdorfer-Lände 11, A-1190 Wien

Band: 18, 19, 32, 38, 43, 44, 45, 48, 50, 55, 59, 60, 70, 75,  
78, 86, 89, 93, 101

Institut für Wasservorsorge, Gewässergüte und Fischerei-  
wirtschaft, Universität für Bodenkultur,  
Nußdorfer-Lände 11, A-1190 Wien,

Band: 22, 29, 39, 40, 46, 67, 71, 72, 76, 77, 80, 83, 85, 87,  
88, 94

