



Institut für  
Siedlungswasserwirtschaft  
Universität Karlsruhe (TH)

Optimierung der Abwasserreinigung durch Biogasverwertung  
auf der Kläranlage Ben Sergao/Agadir, Marokko

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR - INGENIEURS

von der Fakultät für  
Bauingenieur- und Vermessungswesen  
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH)

vorgelegte

**Dissertation**

von

Dipl. -Biol. Al Houcine Driouache  
aus Azemmour/Marokko

Hauptreferent: Prof. Hermann H. Hahn, Ph.D., Karlsruhe

Korreferent: Prof. Dr. rer. nat. J. Winter, Karlsruhe

Tag der mündlichen Prüfung: 28.04.1999

# Inhaltsverzeichnis

<b>INHALTSVERZEICHNIS .....</b>	<b>1</b>
<b>1 EINFÜHRUNG.....</b>	<b>5</b>
<b>2 ABWASSERREINIGUNGLAGEN IN MAROKKO.....</b>	<b>6</b>
2.1 KOMMUNALES ABWASSER .....	6
2.2 INDUSTRIE UND WASSERVERBRAUCH [76].....	7
2.3 INDUSTRIEABWÄSSER.....	7
2.4 ENTSORGUNG DER INDUSTRIEABWÄSSER.....	8
2.5 ÖKOLOGISCHE EINFLÜSSE.....	9
2.6 NATÜRLICHE UMWELTEINFLÜSSE .....	9
2.6.1 Niederschläge und Wasserquellen.....	9
2.6.2 Temperatur .....	10
2.7 ABWASSERTECHNIK .....	10
2.7.1 Bedeutung der Lagunen.....	10
2.7.2 Kläranlagen in Marokko.....	11
2.8 SOZIOLOGISCHE ASPEKTE .....	12
2.9 KLÄRANLAGEN DER BEIDEN STÄDTE, TANGER UND KHEMISSSET .....	12
2.10 AUSBLICK UND EMPFEHLUNGEN .....	13
<b>3 HISTORISCHER HINTERGRUND DER KLÄRANLAGE BEN SERGAO .....</b>	<b>13</b>
3.1 BESCHREIBUNG DER KLÄRANLAGE BEN SERGAO [59].....	14
3.1.1 Rechen .....	15
3.1.2 Anaerober Absetzteich .....	16
3.1.3 Sammelbecken.....	17
3.1.4 Sandfilter.....	17
3.2 REINIGUNGSGRADE DER GESAMTEN ANLAGE [59].....	19
3.3 BAU- UND BETRIEBSKOSTEN.....	20
<b>4 BETRIEBSPROBLEME DER KLÄRANLAGE BEN SERGAO.....</b>	<b>21</b>
<b>5 ZIELE DES PROJEKTES.....</b>	<b>21</b>
<b>6 STAND DER FORSCHUNG.....</b>	<b>22</b>
6.1 ABSETZTEICH .....	22
6.1.1 Mathematische Modellierung des Absetzteiches.....	23
6.1.2 Einfluß der Feststoffe auf die Schadstoffbelastung in Kläranlagen.....	24
6.1.3 Emscherbrunnen oder Imhoff-Tanks.....	25
6.2 KLÄRGASNUTZUNG .....	28
6.2.1 Schlammvergärung .....	28
6.2.2 Möglichkeiten der gezielten Faulgasproduktion.....	28
6.2.3 Klärgas .....	29
6.2.4 Gasbeschaffenheit .....	29
6.2.5 Gasbeschaffenheit im Hinblick auf umweltrelevante Verunreinigung.....	30
6.2.6 Einflußfaktoren bei der Klärgasproduktion .....	30
6.2.7 Spezifische Klärgasmengen .....	31
6.2.8 Gasverwertung.....	31
6.2.9 Sicherheitstechnik .....	32
6.2.10 Wirtschaftlichkeitsberechnung.....	32
6.3 SCHEIBENTAUCHKÖRPER.....	34
6.3.1 Bemessung von Scheibentauchkörperanlagen .....	34
6.3.2 Einsatzbereiche des Scheibentauchkörperverfahrens.....	37
6.3.3 Wirtschaftlichkeit von Scheibentauchkörperanlagen.....	38
6.4 TROPFKÖRPER .....	39
6.4.1 Füllmaterial .....	39

6.4.2 Betriebs Erfahrungen an Tropfkörpern .....	40
6.5 TEMPERATUREINFLUß AUF DIE REINIGUNGSLEISTUNG .....	45
6.5.1 Temperatureinfluß auf die BSB-Abnahme .....	46
6.5.2 Temperatureinfluß auf die Nitrifikation .....	47
6.5.3 Temperatureinfluß auf die Denitrifikation .....	48
6.6 SANDFILTER .....	48
6.6.1 Erfahrungen mit der Sandfiltration .....	49
<b>7 BESCHREIBUNG DER GASANLAGE .....</b>	<b>52</b>
7.1 ABSETZTEICH .....	52
7.2 GASOMETER .....	52
7.3 VERSTROMUNG .....	53
<b>8 BESCHREIBUNG DER VERSUCHSANLAGE .....</b>	<b>54</b>
8.1 SCHEIBENTAUCHKÖRPER .....	54
8.2 TROPFKÖRPER .....	56
8.3 SANDFILTER .....	59
<b>9 DURCHFÜHRUNG DER UNTERSUCHUNGEN .....</b>	<b>60</b>
9.1 ZEITTADEL DER UNTERSUCHUNGEN .....	60
9.2 BIOGASANLAGE .....	60
9.2.1 Anaerobe Schlammstabilisierung .....	60
9.2.2 Biogasnutzung .....	60
9.3 SCHEIBENTAUCHKÖRPER .....	61
9.4 TROPFKÖRPER .....	61
9.5 SANDFILTER .....	61
9.6 PROBENNAHME .....	61
9.7 ART UND METHODE DER ANALYSEN .....	61
<b>10 ERGEBNISSE UND DISKUSSION .....</b>	<b>62</b>
10.1 VORKLÄRUNG .....	62
10.2 BIOGAS .....	67
10.2.1 Gaszusammensetzung .....	67
10.2.2 Biogasproduktion .....	68
10.2.3 Biogasnutzung .....	69
10.3 SCHEIBENTAUCHKÖRPER .....	72
10.3.1 Versuchsreihe 1 .....	72
10.3.2 Versuchsreihe 2 .....	74
10.3.3 Sauerstoffversorgung .....	77
10.3.4 Schlammanfall .....	77
10.3.5 Einfluß der Durchflußzeit .....	78
10.3.6 Zusammenhang zwischen Flächenbelastung und Reinigungsleistung .....	78
10.3.7 Temperatureinfluß .....	78
10.3.8 Wichtige Kriterien für die Auslegung des Scheiben-tauchkörpers .....	79
10.4 TROPFKÖRPER .....	80
10.4.1 Versuchsreihe 1 .....	80
10.4.2 Versuchsreihe 2 .....	84
10.4.3 Temperatureinfluß .....	87
10.4.4 Zusammenhang zwischen Raumbelastung und Reinigungsleistung .....	87
10.5 SANDFILTER .....	88
10.5.1 Versuchsreihe 1 .....	89
10.5.2 Versuchsreihe 2 .....	91
10.5.3 Versuchsreihe 3 .....	93
10.5.4 Infiltrationsgeschwindigkeit .....	95
10.5.5 Mikrobiologische Analysen .....	95
10.5.6 Reinigungsgrade .....	96
10.5.7 Mittlere Ablaufwerte des Sandfilters .....	98
10.5.8 Vergleichende Analyse von verschiedenen Sandfiltern .....	99
10.5.9 Landwirtschaftliche Abwasserverwertung .....	100
<b>11 WIRTSCHAFTLICHE ASPEKTE .....</b>	<b>101</b>

11.1. VARIANTE A.....	102
11.1.1 Bemessungen.....	102
11.1.2 Investitionskosten.....	102
11.1.3 Betriebskosten.....	103
11.1.4 Ertrag.....	103
11.2 VARIANTE B.....	103
11.2.1 Bemessungen.....	103
11.2.2 Investitionskosten.....	104
11.2.3 Betriebskosten.....	104
11.2.4 Energieverbrauch.....	104
11.2.5 Ertrag.....	105
11.3 VARIANTE C.....	105
11.3.1 Bemessungen.....	105
11.3.2 Investitionskosten.....	106
11.3.3 Betriebskosten.....	106
11.3.4 Energieverbrauch.....	106
11.3.5 Ertrag.....	106
11.4 VERGLEICHENDE JAHRESKOSTEN DER DREI VARIANTEN .....	107
<b>12 ZUSAMMENFASSUNG.....</b>	<b>108</b>
<b>13 EMPFEHLUNGEN.....</b>	<b>112</b>
<b>14. AUSBLICK .....</b>	<b>113</b>
<b>15 LITERATURVERZEICHNIS.....</b>	<b>114</b>



## 1 Einführung

Die Kläranlage Ben Sergao wurde 1989 von der französischen Cooperation erbaut. Sie ist für 750 m<sup>3</sup> pro Tag (dies entspricht in etwa der Abwassermenge von 10.000 Einwohnern) ausgelegt, für die Hälfte der jetzigen Einwohnerzahl von Ben Sergao. Das Abwasser der weiteren 10.000 Einwohnern wird direkt in ein Speicherbecken auf dem Gelände geleitet, wo es versickert (Abb. 3.1).

Die gesamte Anlage Ben Sergao, vom Zu- bis zum Ablauf, befindet sich auf einem leicht abfallenden Gelände, so daß das Abwasser ohne Energieverbrauch die Anlage durchfließen kann. Die Kläranlage hat die folgenden Komponenten:

- Zulaufbauwerk,
- einen Rechen, der die größten Verunreinigungen festhält. Diese Verunreinigungen werden manuell entfernt,
- als erste Klärstufe dient ein anaerober Absetzteich mit einer Verweilzeit von 2 Tagen für Abwasser und 16 Monaten für Schlamm,
- ein Auffangbecken mit 250 m<sup>3</sup> Volumen (wird 3 Mal pro Tag entleert),
- als letzte Klärstufe fünf identische Sandfilter mit Drainage (Langsandsandfiltration),
- ein Ablaufsystem mit einem kleinen Becken zur Probenentnahme.

Das gereinigte Wasser wird nach dem Durchlauf durch die Anlage von der Landwirtschaft zur Bewässerung benutzt.

Das im anaeroben Absetzteich produzierte Biogas stellt eine Geruchsbelästigung dar und belastet die Atmosphäre durch seine Gehalte an Kohlendioxid, Methan und Schwefelwasserstoff. Es ist jedoch sehr energiereich. Pro Tag entstehen auf diese Weise mehr als 140 m<sup>3</sup> Gas, dessen Methangehalt 73 % (Volumenanteil) übersteigt. Die Heizkraft dieses Biogases liegt deshalb über 7,3 kWh<sub>th</sub>/m<sup>3</sup> [52] [70].

Im Verlaufe der vom Sonderenergieprogramm (SEP-Marokko) der GTZ Ende 1993 durchgeführten Untersuchungen auf der Kläranlage Ben Sergao [58] konnte festgestellt werden, daß eine Verwertung dieses Biogases wirtschaftlich und ökologisch sinnvoll wäre. Einerseits würde hierdurch die störende Geruchsquelle beseitigt und so die Luftverunreinigung reduziert, und andererseits wäre eine Wiedergewinnung auch wirtschaftlich attraktiv.

Im Rahmen des SEP-Marokko (Sonder-Energie-Programm) war der Deutschen Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ) im Jahre 1995 ein Antrag auf Finanzierung einer GTZ-Eigenmaßnahme mit dem Titel « *Biogasnutzung in der Kläranlage Ben Sergao* » vorgelegt worden. Mitte 1995 wurde eine Projektvereinbarung zwischen der Provinzregierung (Wilaya) von Agadir, dem Autonomen Wasserversorgungsamt (Régie Autonome Multi-Services-RAMSA) von Agadir und der GTZ unterzeichnet. Das Nationale Zentrum für Erneuerbare Energien (Centre de Développement des Energies Renouvelables CDER), Marrakech, und sein Partner, das SEP Marokko koordinieren dieses Vorhaben. Weiterhin sind an den wissenschaftlichen und technischen Arbeiten sowohl das Institut für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe (TH), die Direction Régionale de l'Hydraulique DRH (Regionale Direction für Wasserfragen) und das Office Régional

de la Mise en Valeur Agricole ORMVA (Landwirtschaftsamt) von Souss-Massa Agadir beteiligt.

Die von der GTZ finanzierte Eigenmaßnahme hat das Ziel, die Wirtschaftlichkeit der Abwasserreinigung der Kläranlage Ben Sergao durch Nutzung des entstehenden Biogases zu verbessern. In der Tat kann der Einsatz einer aeroben Stufe (Tropfkörper oder Scheibentauchkörper) zwischen der Vorklärung und den Sandfiltern eine Kapazitätserhöhung der Kläranlage ermöglichen. Hierin besteht die Lösung zur Reinigung der Gesamtheit der Abwässer des Ortes mit einer kleineren Sandfilterfläche. Die notwendige Energie würde dabei aus Biogas produziert, das sich in der Vorklärung bildet.

## 2 Abwasserreinigungslagen in Marokko

### 2.1 Kommunales Abwasser

Das kommunale Abwasser in Marokko ist oft mit Industrieabwässer und Regenwasser vermischt. Die Verschmutzung besteht aus organischen und industriellen Stoffen (Salze, Schwermetalle, organische Komplexe), was die Toxizität des Abwassers verstärkt.

Man schätzt heute, daß etwa 400 Millionen m<sup>3</sup> Rohabwasser jährlich anfallen, die unbehandelt abgeleitet werden, ca. 60 % davon direkt ins Meer und der Rest durch Versickerung in das Grundwasser [68] [73].

Die Kanalisationsanschlußquote ist unbekannt, die Kanäle sind oft verstopft und das Fremdwasser ist schwer zu quantifizieren. Aus diesem Grunde ist die tägliche Abwassermenge pro Einwohner sehr schwer zu bestimmen. Diese wird heute anhand der abgegebenen Wassermenge (80 %) geschätzt [71].

Nach einer Studie des Siedlungsministeriums im 1984, konnten folgende Daten gewonnen werden [71]:

Tab. 2.1: Verschmutzungsparameter nach der Siedlungsgröße

Parameter	Siedlungsgröße	
	< 100 000 E	> 100 000 E
-----		
TS [mg/l]	496	351
BSB <sub>5</sub> [mg/l]	341	395
CSB [mg/l]	871	840
N <sub>ges.</sub> [mg/l]	62,5	75,5
P <sub>ges.</sub> [mg/l]	19,5	10
Leitfähigkeit [µs/cm]	2521,6	1608

In vielen Städten sind die Verschmutzungsparameter in den Abflußkanälen sehr niedrig. Die Ursache ist die Ablagerung von Schmutzstoffen in den Kanälen, und die Verdünnung des Abwassers durch das Ausfließen der Wasserversorgung [71].

Tab. 2.2: Verschmutzungsparameter pro Einwohner, nach der Siedlungsgröße

Parameter	Siedlungsgröße	
	< 100 000 E	> 100 000 E
-----		
TS [g/E.d]	31,8	38
BSB <sub>5</sub> [g/E.d]	23,1	27
CSB [g/E.d]	75,5	77
N <sub>ges.</sub> [g/E.d]	12,0	6,5
P <sub>ges.</sub> [g/E.d]	2,1	1,25

Die Werte der Verschmutzungsparameter (außer N und P) erhöhen sich mit der Siedlungsgröße. Außerdem, diese Zahlen variieren je nach Standort. Die Koliformenzahl beträgt ca.  $10^9$  CF/100 ml. Die Parasiteneierszahl ändert sich ebenfalls artsspezifisch. Das Abwasser in Ben Sergao enthält durchschnittlich 214 Parasiteneier pro Liter, das in Marrakech nur 22 pro Liter [71].

In der Kanalisation der marokkanischen Städte liegen alle Bedingungen (höhere organische Belastung, Temperatur, niedrige Geschwindigkeit, lange Aufenthaltszeit und Sedimentation) zur H<sub>2</sub>S-Produktion vor. Außer seinem unangenehmen Geruch, ist dieses Gas gefährlich für Menschen und es verursacht erhebliche Korrosionen in der Kanalisation [71].

Das Niveau der Sanierung ist in einigen Gebieten sehr niedrig. Der Wartungs- und Pflegemangel der Kanalisation verursacht Verstopfungen und Pannen im System, was eine negative Einwirkung, auf die menschliche Gesundheit hat. Die Ableitung des Rohabwassers in die Flüsse, Mediterrane und in den Atlantik, zerstört die Strände und verringert die touristische Attraktion.

Die Verseuchung des Wasserversorgungssystems wurde in vier Städten festgestellt. Die Ursachen waren die Bewirtschaftungs- und Wartungsmängel.

## 2.2 Industrie und Wasserverbrauch [76]

Die Industrie in Marokko umfaßt etwa 6.067 Einheiten, 49 % davon, befinden sich im Casablanca-Gebiet. 25 % der Gesamtindustrie konzentrieren sich auf die Lebensmittelproduktion und -Verarbeitung.

Die Industrie in Marokko verbraucht ungefähr 1 Milliarde m<sup>3</sup> Wasser pro Jahr. Die pharmazeutische und chemische Industrie verbraucht 97 % des Gesamtwasserverbrauchs. Die Lebensmittelindustrie verbraucht 24 Millionen m<sup>3</sup> Wasser, d.h. 2,2 % des Gesamtwasserverbrauchs der Industrie.

## 2.3 Industrieabwässer

Die Abwassermenge der Industrie beträgt ca. 964 Millionen m<sup>3</sup> pro Jahr, ungefähr 89 % des verbrauchten Volumens. Folgende Tabelle stellt die Verschmutzungsparameter dieser Abwässer dar:

Tab. 2.3: Verschmutzungsparameter der Industrieabwässer

BSB <sub>5</sub>	58.000 Tonnen/Jahr
CSB	100.000 Tonnen/Jahr
TS	6,6 Millionen Tonnen/Jahr
N <sub>ges.</sub>	3.300 Tonnen/Jahr
P <sub>ges.</sub>	200 Tonnen/Jahr
Chrom	110 Tonnen/Jahr
Quecksilber	15 Tonnen/Jahr
Schwefel	140 Tonnen/Jahr

Das Abwasser der Lebensmittelindustrie weist eine vorwiegend biologisch-abbaubare Belastung auf, die leicht sauer und schnell vergärbar ist. Es beträgt ca. 22 Millionen m<sup>3</sup> pro Jahr. In der folgenden Tabelle sind fünf Verschmutzungsparameter veranschaulicht.

Tab. 2.4: Belastungen der Abwässer von der Lebensmittelindustrie und deren Anteil an der Gesamtindustrie

Parameter	Menge [Tonnen/Jahr]	Anteil in der Gesamtindustrie [%]
TS	17.400	0.3
CSB	80.000	80
BSB <sub>5</sub>	38.100	66
N <sub>ges.</sub>	1.500	45
P <sub>ges.</sub>	190	94

## 2.4 Entsorgung der Industrieabwässer

Die Industrieabwässer werden meist ohne Vorbehandlung in die Natur abgeleitet; 98,4 % ins Meer, 1,4 % in die Flüsse und 0,2 % zur Bewässerung in die Landwirtschaft.

Die jährliche Abwassermenge und die entsprechende Belastung an verschiedenen Bestimmungsorten, sind der folgenden Tabelle zu entnehmen.

Tab. 2.5: Die jährliche Abwassermenge und die entsprechende Belastung an verschiedenen Bestimmungsorten

Parameter	Meer	Flüsse	Rieselfeld	Kläranlage
Abwasser [Million m <sup>3</sup> ]	948	14	2	0,3
TS [Tonnen]	6.482.500	7.180	680	46
CSB [Tonnen]	59.850	37.040	3.500	120
BSB <sub>5</sub> [Tonnen]	37.900	17.850	2.000	70
N <sub>ges.</sub> [Tonnen]	510	2.530	230	2
P <sub>ges.</sub> [Tonnen]	140	60	0	0
Zink [Tonnen]	0,3	1,3	0	0,5
Chrom [Tonnen]	40	60	10	0
Schwefel [Tonnen]	70	60	10	0

In Marokko gibt es noch keine gesetzliche Regelungen, die von der Industrie eine Vorbehandlung der Einleitung in das Kanalsystem verlangen [71].

Die Schwermetalle sind im allgemeinen in den Industrieabwässern vorhanden. Die Phosphatindustrie und viele Industrieeinheiten der Stadt Mohammedia entlasten über 300 kg/d der Schwermetalle ins Meer. Dieser Zahl erreicht 2.208 kg/d in Casablanca. Bei der Stadt Fès werden 341 kg/d in den Fluß eingeleitet. Als Schwermetalle findet man Chrom, Quecksilber, Cadmium, Blei, Arsen, Bor und Zink [71].

## 2.5 Ökologische Einflüsse

Der betreffende Ort ist der atlantische Ozean. Er erhält ungefähr 99 % des Gesamtabwassers. Die Verschmutzung ist ebenso in den Flüssen bedeutend [76].

Die Flußebene von Sebou transportiert Abwässer von Zucker-, Öl- und Tanninfabriken, die im allgemeinen sehr konzentriert sind und auch Zink enthalten.

Diese Abwasserqualität verursacht große Umweltschäden, vor allem in der Siedlung der Stadt Fès. Diese Auswirkungen werden besonders kritisch, während der Ölproduktionssaison.

Der Fluß Sebou hat ein Defizit an gelöstem Sauerstoff über 70 km Fließlänge nach der Stadt Fès, vor allem während der Ölproduktionssaison, wo 600 mg/l CSB im Fluß erreicht werden.

In dieser Saison haben die Abwässer in dieser Region eine höhere Belastung, so daß die Kläranlagen unfähig werden, und eine lange Zeit außer Betrieb bleiben. Diese höhere Belastung hat ebenfalls einen negativen Einfluß auf das Wasserversorgungssystem, welches in dieser Saison verseucht wird. Infolgedessen, erhöht sich die Wasseraufbereitungskosten auf 6,3 DH/m<sup>3</sup> statt 1,40 DH/m<sup>3</sup> außer der Saison der Ölproduktion.

## 2.6 Natürliche Umwelteinflüsse

### 2.6.1 Niederschläge und Wasserquellen

Das Klima in Marokko ist semi-arid. Das Hauptproblem des Landes ist das Wasserdefizit in vielen Regionen. Über 70 % der Oberflächenwässer und des Grundwassers konzentrieren sich auf 25 % der Oberfläche des Landes. In den nordwestlichen Gebieten, der Atlas- und Rifgebirge. Die Niederschlagsmenge pendelt dort zwischen 600 und 1.000 mm/Jahr und erreicht ausnahmsweise 2.000 mm in der Rifgebirge. Die jährliche Niederschlagsmenge beträgt 100 und 200 mm in den südlichen Gebieten des Atlas und unter 50 mm in der Wüstenregion [75].

Der jährliche Wasserdurchfluß in Marokko liegt bei ca. 30 Milliarden m<sup>3</sup>. Man schätzt 9 Milliarden m<sup>3</sup> als Wasserverlust ins Meer, ins Grundwasser und durch Verdunstung. Die Wasserpotentiale, die technisch und wirtschaftlich zur Verfügung bleiben, betragen 21 Milliarden m<sup>3</sup>, davon sind 16 Milliarden m<sup>3</sup> Oberflächenwasser und 5 Milliarden m<sup>3</sup> Grundwasser [68] [69]. Im Jahre 1990 wurde ca. 86 % des Gesamtwasserverbrauchs zur Bewässerung und weniger als 10 % zur Wasserversorgung genutzt [68] [69] [75].

In Marokko gibt es 80 Staudämme, die 850.000 ha der Landwirtschaft mit 12 Milliarden m<sup>3</sup> Wasser versorgen. Diese Staudämme sichern auch jährlich 1 Milliarde m<sup>3</sup> zur Wasserversorgung und für die Industrie und produzieren parallel 1.500 Millionen kWh pro Jahr an elektrischer Energie [75].

Der Wasserverbrauch hat sich von 85 auf 116 l/E.d zwischen 1972 und 1992 erhöht [75]. Die Wasserquellen sind jedoch erschöpft und die Naturgewässer durch Abwasser verseucht [68] [69] [71] [72].

In den meisten Städten im Landesinneren, wird das Rohabwasser ca. 70 Millionen m<sup>3</sup>/Jahr zur Bewässerung in der Landwirtschaft genutzt. Ungefähr 7.000 ha der Landwirtschaft sind heute mittels Rohabwasser bewässert [68] [72].

## 2.6.2 Temperatur

Anhand des Temperaturparameters ist Marokko in fünf homogene Gebiete eingeteilt. Die dargestellten Temperaturwerte sind die sechsmonatigen Durchschnitte der kältesten Monate: Oktober, November, Dezember, Januar, Februar und März [62].

- Zone I (südliche und westliche Gebiete) hat eine durchschnittliche Temperatur von 11 bis 13°C.
- Zone II (nördliche und nordwestliche Gebiete) hat eine durchschnittliche Temperatur von 13 bis 14°C.
- Zone III (südwestliche Gebiete) hat eine durchschnittliche Temperatur von 14 bis 16°C.
- Zone IV (südliche Gebiete) eine durchschnittliche Temperatur von über 16°C.
- Zone V (Gebirge) eine durchschnittliche Temperatur von kleiner 7°C.

## 2.7 Abwassertechnik

### 2.7.1 Bedeutung der Lagunen

Lagune sind das beliebteste Verfahren zur Abwasserreinigung in Marokko. Es haben sich gute Ergebnisse bezüglich der Reinigungsgrade gezeigt. Die Investitionskosten dieses Verfahrens sind sehr niedrig und benötigen lediglich heimische Materialien. Ihre Wartung ist einfach und benötigt keine Fachleute. Die Wartungskosten sind im allgemein niedrig, und Sonnenenergie ist kostenlos. Unter den klimatischen Bedingungen in Marokko und der Verfügbarkeit an Oberfläche ist dieses Reinigungsverfahren günstig [71].

Die Lagunen und besonders die anaeroben, eliminieren die Parasiteneier und zeigen fast eine totale Reduzierung der pathogenen Keime. Sie sind nach den WHO-Kriterien [138] zur Kläranlagenauswahl zulässig.

Die Kriterien der Wasserqualität ändern sich je nach dem Verwendungszweck. Auf Grund der Trockenheit in Marokko, wird das gereinigte Wasser zu Bewässerungszwecken in der Landwirtschaft genutzt.

## 2.7.2 Kläranlagen in Marokko

Seit 1958, sind über 40 Kläranlagen in Marokko gebaut worden. Es gibt aber keine Anlagen in den großen Städten.

Die genutzte Verfahrenstechniken der Kläranlagen in Marokko sind wie folgt [71]:

- Einfaches Absetzbecken oder anaerober Absetzteich (20)
- Belebungsverfahren (5)
- Tropfkörper (6)
- Lagunen (12)
- Langsamsandfiltration (1)

Nur die Kläranlagen, die privat betrieben werden, funktionieren. Die anderen, die von den Kommunen geführt sind, erleben viele Schwierigkeiten oder funktionieren nicht mehr (die Gründe sind unten zitiert). Meistens sind es die konventionellen Kläranlagen, die nicht funktionieren. Nur 8 Kläranlagen, die zur Zeit in Marokko funktionsfähig sind, der Rest ist außer Betrieb [71] [77].

Tab. 2.6: Funktionsfähige Kläranlagen in Marokko

Art der Kläranlage	Stadt	Baujahr
Belebungsverfahren	Al Hoceima	1997
	Beni Mellal	1992
	Khouribga	1984
	Nador	1991
Lagunen	Ben Slimane	1997
	Boujaad	1992
	Bouznika	1981
Langsamsandfiltration	Ben Sergao	1989

Die Reinigungsgrade der Kläranlagen in Marokko sind wenig oder gar nicht bekannt, außer Nador, Bouznika, Boujaad und Ben Sergao. Die drei letzte bezeichnen sich als Pilotanlagen.

Die Schwierigkeiten der Kläranlagen in Marokko können auf folgende Ursachen zurückgeführt werden:

- Unzureichende Standortanpassung,
- Konzeptionsfehler,
- Mangelhafte Wartung,
- Die Sanierung hat keinen eigenen Haushaltsplan,
- Mangelhafte Fachkenntnis bei den Betreibern,
- Mangel an Fachleuten, Ingenieuren und Technikern,
- Mangelhaft der Planungen von Realisierungsphasen.

Der Einsatz der Anaerobtechnologie zur Behandlung kommunaler und industrieller Abwässer und Abfälle ist in Marokko sehr beschränkt. Die Kläranlagen, wo diese Technik eingesetzt wird, sind wie folgt [71] [77]:

- Kläranlage Ben Sergao
- Kläranlage Ben Slimane
- Kläranlage Boujaad
- Kläranlage Bouznika

Diese Kläranlagen besitzen einen anaeroben Absetzteich mit über 3 m Tiefe als erste Stufe, wo die organischen Stoffe anaerob abgebaut werden. In allen diesen Kläranlagen, außer Ben Sergao, wird das in der Vorklärung produzierten Biogas nicht gespeichert und nicht genutzt, sondern in die Atmosphäre abgegeben, was eine Belastung der Atmosphäre darstellt und unangenehme Gerüche zur Folge hat.

## 2.8 Soziologische Aspekte

Die Bevölkerung ist wenig umweltbewußt. Die Abwasserkanalisation dient zum Teil auch zur Abfallentsorgung, was zu Verstopfungen führen kann.

Außer den zwei Städten Al Hoceima und Nador, leiten alle Küstenstädte Ihr Rohabwasser ins Meer. Die eingeleitete Abwassermenge beträgt ungefähr 200.000 m<sup>3</sup>/d. Diese Menge überschreitet die Kapazität der natürlichen Selbstreinigung. Die Strände sind durch Abwasser erheblich belastet, was die touristische Attraktion gefährdet.

Das Rohabwasser wird sehr oft in den landesinneren Städten genutzt. Beispielsweise verwendet die Stadt Marrakech (touristische Stadt) ungefähr 50.000 m<sup>3</sup>/d zur Bewässerung einer Oberfläche von 2.000 ha. Eine Studie bestätigt, daß dadurch, das Grundwasser verseucht, und die Kindersterblichkeitsrate in dem bewässerten Gebiet höher als in der Stadt Marrakech ist [69] [73].

## 2.9 Kläranlagen der beiden Städte, Tanger und Khemisset

In der Periode Nov. 93 - März 94 wurde eine Studie zur Anwendung der Biogastechnologie bei der Abfallbehandlung in Tunesien, Marokko und Senegal durchgeführt [62].

Nach dieser Studie sollte die Biogastechnologie in Marokko in der Lebensmittelindustrie und bei manchen Kommunen angewandt werden.

Zur Zeit wird eine Studie von einer dänischen Firma „BioContractors“ zur Biogasnutzung bei der Abfallbehandlung in Tanger durchgeführt. Es ist vorgesehen, die Stromproduktion und die Stromabgabe in das Netz zu realisieren.

Die gleiche Firma plant die Biogastechnologie bei der Abwasserreinigung der Stadt Khemisset.

## 2.10 Ausblick und Empfehlungen

Der jährliche finanzielle Verlust durch die Umweltverschmutzung wird auf 20 Milliarden Dirham (Zahlen von 1992) geschätzt [74].

Für den Ausbau der Kanalisation und der Abwasserreinigung werden in Marokko ungefähr 24 Milliarden Dirham benötigt [74].

Zur Abwasserwirtschaft werden momentan Studien, die folgende Punkte enthalten sollen, durchgeführt [74]:

- Vorbereitung von Verträgen zwischen dem Staat und den privaten Betreibern,
- Die Teilnahmemöglichkeiten von privaten Investoren am Ausbau,
- Neue Systeme der Wirtschaft und der Finanzierung im Umweltbereich, zum Beispiel:
  - Finanzierung der Sanierung von neuen Siedlungen,
  - Einführung von Wasserpreisen bei den Kommunen, im privaten Sektor und zur Bewässerung.

Das marokkanische Gesetz 10/95 für Wasser legt die Grundlagen der Siedlungswasserwirtschaft, wie Wasserversorgung, Abwasserreinigung, Verbote und Schutzbestimmungen fest [74].

Es muß erinnert werden, daß der Umweltschutz eine wichtige Aufgabe zur Landentwicklung ist. Die Verschmutzung ist heute eine Gefahr für das soziologische und wirtschaftliche Gleichgewicht von morgen.

Die internationale Kooperation soll eine ergänzende Finanzierungsquelle sein. Die nationale Finanzierung soll mobilisiert werden, und eine unverzichtbare Gruppe zum Schutz der Umwelt und der natürlichen Quellen bilden. Die Staat soll ebenfalls seine Bereitschaft zur Umweltschutz zeigen. Er soll die Kredite der Umweltabteilung erhöhen.

Das Prinzip „Verschmutzer-Bezahler“ ist noch nicht ausgelegt (aber vorgesehen). Dies erhöht die Verantwortung der Wirtschaft hinsichtlich des Umweltschutzes.

## 3 Historischer Hintergrund der Kläranlage Ben Sergao

Die Stadt Agadir zählt mehr als 400.000 Einwohner. Sie ist zu einem wichtigen Touristenzentrum geworden. Weiterhin besitzt sie etliche Industriebetriebe, die sich hauptsächlich im Zuge der Hafenerweiterung und Fischerei- sowie landwirtschaftlichen Aktivitäten der Gegend entwickeln. Das Klima der Gegend ist semi-arid mit milden Wintern. Die mittlere jährliche Niederschlagsmenge beträgt 250 mm, variiert aber stark je nach Jahr. Die mittleren jährlichen Temperaturwerte liegen bei 19 °C, mit durchschnittlichen Maximalwerten von 27° C und Minimalwerten von 11 °C [57].

Im Jahre 1985 beschloß die Direction des Collectivités Locales (DCL) des Innenministeriums die Aufnahme des Vorhabens der Reinigung der Abwässer von Agadir in die Vorhaben der Französisch-Marokkanischen Zusammenarbeit [57].

Angesichts der Tatsache, daß sich in unmittelbarer Nähe des Stadtgebietes Agadir große Sandflächen befinden, schlug die Französische Zusammenarbeit der DCL vor, Tests zur Sandfiltration durchzuführen. Um die Sandreinigungskraft durch Langsamsandfiltration zu testen, wurde im Jahre 1986 eine kleine Versuchsanlage in Ben Sergao gebaut, welche sich 5 km südöstlich von Agadir befindet. Die Französische Zusammenarbeit hatte der DCL in diesem Rahmen Gelder zur Erstellung einer Studie und zur Durchführung der technischen Versuche zur Verfügung gestellt [59].

Die wesentlichen Komponenten der Versuchsanlage waren die folgenden [59]: 3 Sandbecken von je 100 m<sup>2</sup> Oberfläche und einer Tiefe von jeweils 2-3 m Dünenand. Jedes Sandbecken wurde durch einer Schicht Kiesel von 0,5 m mit PVC-Rohren entwässert (Abb. 3.4).

Die Vorklärung erfolgte entweder durch kleinmaschige Siebe oder durch Absetzbecken (mit einer Aufenthaltszeit von < 2 h), vor denen wiederum ein einfacher Rechen angebracht war.

Die Baukosten dieser ersten Pilotanlage beliefen sich auf ungefähr 1.000.000 Dirham (117.647 US\$). Die Tests wurden von November 1986 bis Ende 1988 durchgeführt.

Es wurden dabei die folgenden Ergebnisse erzielt [57]:

Bei einer Beschickung der Sandbecken im Wechsel von 3 Tagen Beschickung und 2 Tagen Pause wurde eine Filtrationsgeschwindigkeit von 0,1 m/Tag gemessen. Ein solcher Rhythmus erlaubt eine einfache Handhabung der Becken. Das Durchharken ist nur einmal monatlich notwendig.

Das Absetzbecken hat bessere Reinigungsgrade im Vergleich zum Sieb gezeigt. Aus diesem Grunde wurde das anaerobe Absetzbecken als Vorklärstufe gewählt.

Die positiven Ergebnisse der Pilotanlage veranlaßten die lokale Behörde zum Bau einer Kläranlage mit Langsamsandfiltration für die Ortschaft Ben Sergao (10.000 Einwohner). Konzeption und Durchführung der Arbeiten wurden von der Französischen Zusammenarbeit übernommen, welche wiederum den Einsatz eines Beraterbüros (BURGEAP, Paris, Frankreich) für diese Zwecke finanzierte. Die Provinzregierung kam für die Bauarbeiten auf und die Direction Régionale de l'Hydraulique DRH (Direktion für Wasserfragen) übernahm zusammen mit dem marokkanischen Gesundheitsministerium und der Medizinischen Fakultät der Universität Nancy (Frankreich) die Analysen [57].

### 3.1 Beschreibung der Kläranlage Ben Sergao [59]

Die Kläranlage Ben Sergao ist für die Reinigung von 750 m<sup>3</sup> kommunalen Abwasser pro Tag ausgelegt, was der Abwassermenge von ca. 10.000 EW entspricht bzw. ungefähr der Hälfte der jetzigen Abwassermenge von Ben Sergao (gegenwärtige Bevölkerungszahl: 20.000 EW). Die Abwässer dieser weiteren 10.000 Einwohner werden derzeit direkt in ein Speicherbecken auf dem Gelände geleitet, wo sie versickern (Abb. 3.1).

Die gesamte Anlage von Ben Sergao, von der Einleitung bis zum Ablauf, befindet sich auf einem leicht abfallenden Gebiet, so daß das Abwasser ohne Energieverbrauch die Anlage durchlaufen kann. Die Kläranlage hat die folgende Komponenten:

- eine Überlaufrinne am Eingang der Kläranlage, die bei Einlaufmengen von über 50 l/s anspringt,
- einen Rechen mit einem Stababstand von 3 cm, der das größte Rechengut zurückhält,
- einen anaeroben Absetzteich als erste Klärstufe,
- ein Auffangbecken von 250 m<sup>3</sup> für die abgesetzten Abwässer, um sie danach in die Sandfilter zu leiten,
- fünf Sandfilter mit Drainage (Langsamsandfiltration),
- ein Ablaufsystem, mit einem kleinen Becken zur Probenentnahme und Vornahme von Messungen.

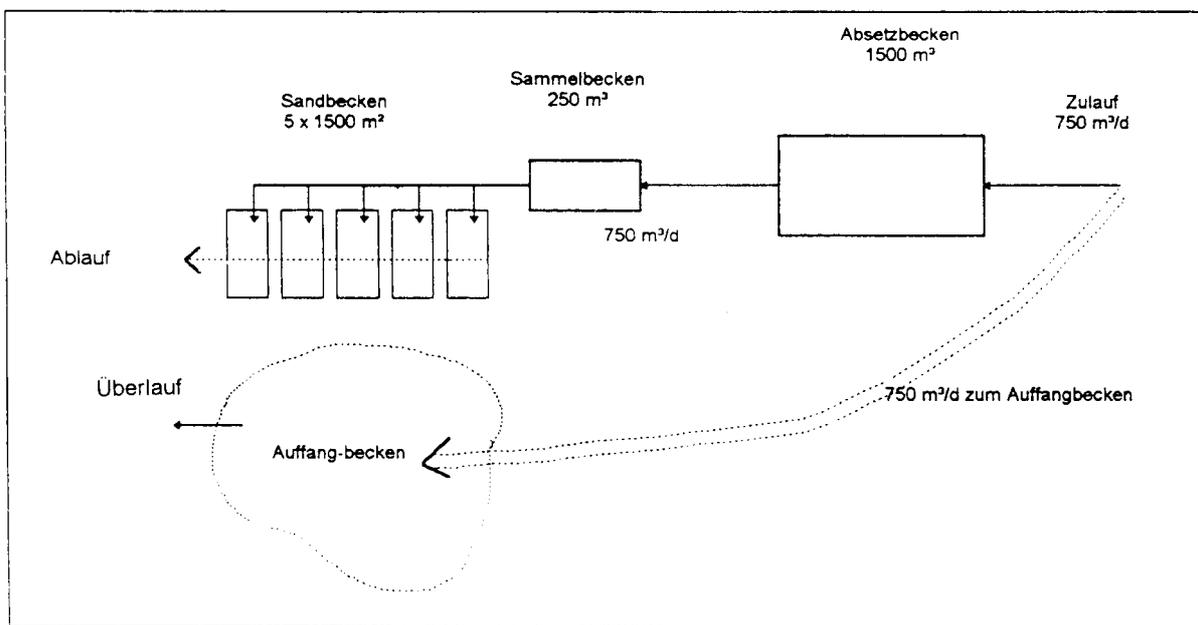


Abb. 3.1: Schema der Kläranlage von Ben Sergao / Agadir

Die Abwässer werden von einer Reinigungsstufe zur anderen durch Betongerinne von 0,50 m Breite und 0,50 m Höhe weitergeleitet. Das gereinigte Wasser wird nach dem Durchlauf durch die Anlage von der Landwirtschaft zur Bewässerung benutzt.

### 3.1.1 Rechen

Der Rechen mit einem Stababstand von 3 cm befindet sich direkt hinter der Überlaufschwelle der Kläranlage. Sein Rost ist in Richtung des Wasserablaufs geneigt und in der unverbreiterten Betonrinne (Höhe: 0,50 m, Breite: 0,50 m) montiert. Das Rechengut wird hiervon täglich mit Hilfe einer Harke von Hand entfernt.

### 3.1.2 Anaerober Absetzteich

Der Teich hat die folgenden Eigenschaften (Abb.3.2):

- Nutzbares Volumen: 1.500 m<sup>3</sup>,
- Oberfläche: 44 m x 15 m = 660 m<sup>2</sup>,
- Tiefe: 3 m im Ablaufbereich und 4 m im Zulaufbereich,
- Abwassereinlauf durch 2 Rohre, die in 2,50 m Tiefe angebracht sind,
- Betonierte Seitenränder mit 2/3-Neigung,
- Wasserundurchlässiger Beckenboden durch vorhandene Kalktuffschicht, welche sich durch die Abwässer fast sofort vollkommen abdichtete,
- Abwasserabfluß in einer Tiefe von 45 cm unterhalb der Beckenoberfläche durch ein Siphon,
- Zugangsrampe für den Fall einer vollständigen Beckenentleerung,
- Durch eine Bypass-Rinne kann der Absetzteich umgangen werden.

Mit Hilfe eines Rohres, das am Beckenboden in unmittelbarer Nähe des Ablaufs angebracht wurde, sollte die Entleerung des abgesetzten Schlammes durch hydrostatischen Druck erreicht werden. Es mußte aber festgestellt werden, daß lediglich der direkt beim Rohreingang liegende Schlamm tatsächlich eingesaugt wurde, da der Schlamm im allgemeinen zu kompakt ist. Deshalb wird derzeit der Absetzschlamm per Schaufelbagger entnommen.

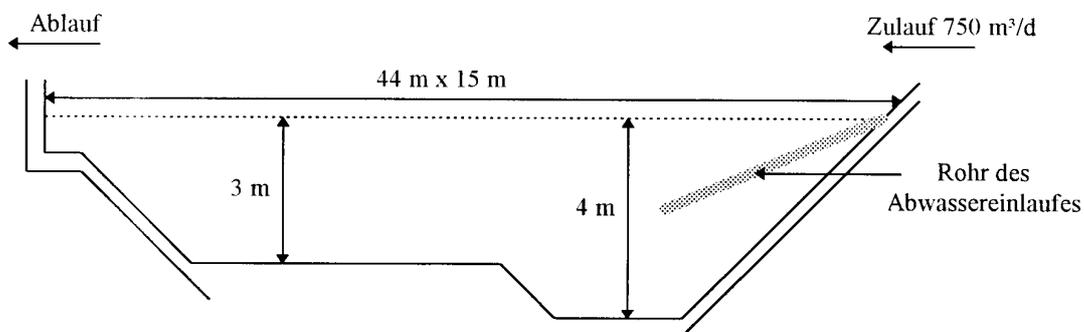


Abb. 3.2: Anaerober Absetzteich

Mit diesem Typ vom Absetzteich ist es einerseits möglich, das Abwasser sedimentativ zu behandeln, und andererseits aufgrund der hohen Aufenthaltszeit von ca. 2 d genügend Schlamm abzutrennen. (Letzterer produziert Biogas, welches im Verlaufe des Fäulnisprozesses im Schlammammelraum des Teiches entsteht). Der abgesetzte Schlamm braucht hierbei nur alle 15-16 Monate entfernt zu werden. Die mittlere Teichtemperatur beträgt 22°C und der durchschnittliche pH-Wert 6,8.



Der zur Filtration verwendete Dünenflugsand ist sehr feinkörnig, was die Einfiltration beeinflussen könnte. Die Sandkorngröße liegt in der Tat mit 0,150 mm im Mittel, unter dem Grenzwert von 0,200 mm [1].

Jeden Tag wird einmal auf drei der insgesamt fünf Sandfilter die Wassermenge von 250 m<sup>3</sup> aufgebracht (750 m<sup>3</sup> täglich). Jedes Becken erhält so innerhalb von 3 aufeinanderfolgenden Tagen jeden Tag einmal die angegebene Menge; danach erfolgt für dieses Becken zwei Tage Pause.

Die Gesamtheit der chemischen und bakteriologischen Oxydationsprozesse wird ständig in Gang gehalten, da das Kornmilieu durch die regelmäßige Aufbringung von weiteren Wassermengen bzw. darauf folgende Pausen jeweils neuen Sauerstoff erhält. Um die gesamte Sandmenge auch von unten her zu belüften, wurde jeweils oberhalb jeder Entwässerungsschicht ein Belüftungsrohr aus PVC angeordnet, welches ca. 50 cm über den Sand hinausragt (Abb. 3.4).

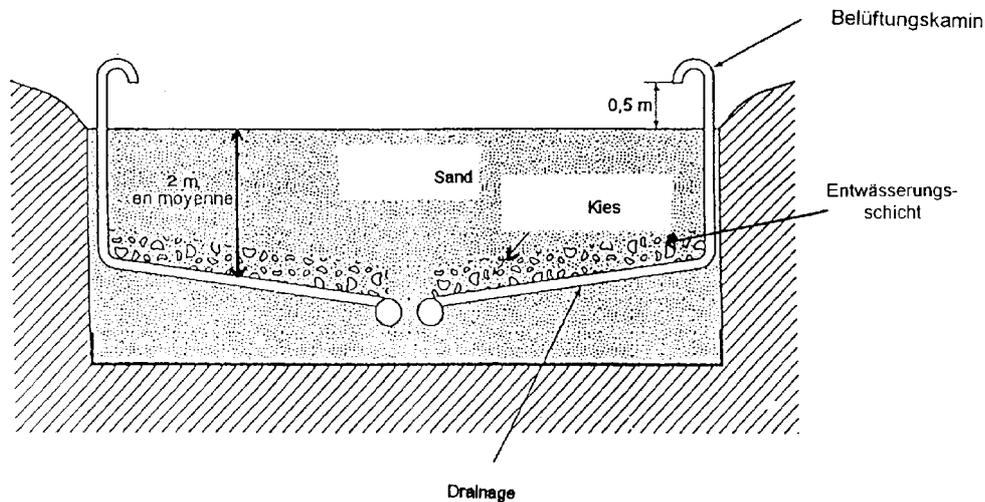


Abb. 3.4: Belüftungskamine der Sandfilteranlage

Die 5 Sandfilter, von denen jedes die Abmessungen von 25 m x 60 m besitzt, sind voneinander durch einen Sandwall von 0,50 m Breite getrennt, der von Pflanzen (*Ficoïdes*) bestanden ist. Die Sandbecken werden eines nach dem anderen mit Wasser beschickt, und zwar über einen Leitungskanal, der von dem Sammelbecken ausgeht und für jedes Becken auf einer betonierten Zulauframpe endet. Dort aufgebracht Kiesel verteilt die Wasserenergie, um die bei der Wasseraufbringung entstehende Sanderosion zu verringern.

Tab. 3.1: Kennziffern des Sandfilters der Kläranlage Ben Sergao

Kapazität [EGW]	10.000
Beschickungsmenge [m <sup>3</sup> /d]	750
Oberfläche [m <sup>2</sup> ]	7.500
Volumen des Filtersandes [m <sup>3</sup> ]	15.000
Organische Belastung [kg BSB <sub>5</sub> /d]	142,5
Hydraulische Belastung [m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .d]	ca. 0,1

Bei der ersten Inbetriebnahme bedeckt das Wasser ca. 10 min nach Aufbringungsbeginn bereits die 1.500 m<sup>2</sup> der Filterfläche eines Beckens. Die mittlere Infiltrationsgeschwindigkeit wird definiert als Quotient der Höhe der infiltrierten Wassersäule und der Entleerungsdauer eines Beckens ab Beginn der Wasserzufuhr. Die Infiltrationsgeschwindigkeit kann stark variieren zwischen 0,3 und 3,5 m/d und ist davon abhängig, wieviel Schlamm in den ersten mm der Sandschicht des Filtrationsbeckens zurückgehalten wird.

Eine Polyan-Folie wurde der gesamten Filterfläche unterlegt. Das eingesickerte Wasser wird in der Tiefe unterhalb von 2 m Sandschicht mittels eines Entwässerungsnetzwerks und eines für die 5 Becken gemeinsamen Sammelsystems aufgefangen. Dieses Sammelsystem besteht aus 2 Entwässerungsschichten aus PVC-Rohren mit einem Durchmesser von 100 mm, die in einem Abstand von 2,5 m verlegt sind. Jede Entwässerungsschicht ist mit einem PVC-Hauptablaufrohr mit Durchmesser 250 mm verbunden, welches wiederum mit einem Probeentnahme- und Meßbecken verbunden ist.

### 3.2 Reinigungsgrade der gesamten Anlage [59]

Die seit 1990 gemessenen Durchschnittswerte werden in den nachstehenden Tabellen wiedergegeben. Die physikalisch-chemischen Analysen werden jeden Monat vom Labor der Regionalen Wasserbehörde (Direction Régionale de l'Hydraulique DRH) von Agadir vorgenommen.

Tab. 3.2: Kennzeichen des Rohabwassers von Ben Sergao

Wassermenge [m <sup>3</sup> /d]	750
Einwohnerzahl [EW]	10.000
Spezifischer Abwasseranfall [l/E.d]	75
BSB <sub>5</sub> [mg/l]	374
CSB [mg/l]	1.189
Spezifische organische Belastung [g BSB <sub>5</sub> /E.d]	28,05

Die Spezifische organische Belastung in Ben Sergao ist niedrig : 28,05 g BSB<sub>5</sub>/E.d (sie ist vom Lebensstandard abhängig). Das Abwasser ist durch einen hohen CSB:BSB<sub>5</sub> Koeffizienten gekennzeichnet: Er liegt bei 3:1. Dies ist wahrscheinlich auf Ölwechsel-Reste aus der Militärkaserne und auf die Fisch-Verarbeitungs- und verpackungsfabriken in der Gegend zurückzuführen.

Tab. 3.3: Mittlere physikalische und chemische Meßwerte

Parameter	Zulauf Absetzteich	Ablauf Absetzteich	Ablauf Sandfilter
AFS [mg/l]	431	139	2,8
CSB [mg/l]	1.189	505	52
BSB <sub>5</sub> [mg/l]	374	190	10
TKN [mg N/l]	116	99	17
Nitrat [mg N/l]	0	---	56,7
N <sub>ges</sub> [mg/l]	116	---	73,7
P <sub>ges</sub> [mg/l]	26	24,5	15,8
K <sup>+</sup> [mg/l]	37	---	37
Ca <sup>++</sup> [mg/l]	143	---	238

Der anaerobe Absetzteich entfernt 49,2 % des BSB<sub>5</sub> des Abwassers. Das abgesetzte Wasser enthält nur noch 190 mg BSB<sub>5</sub>/l.

Das gereinigte Abwasser weist dagegen im Mittel nur noch 2,8 mg/l abfiltrierbare Stoffe (AFS), 52 mg/l CSB und 10 mg/l BSB<sub>5</sub> auf. Die N-Konzentration im Ablauf, ist mit 73,7 mg/l zu hoch für das Grundwasser, schränkt jedoch die Bewässerung nicht ein.

Die Gesamtanlage eliminiert im Durchschnitt 99,3 % AFS, 95,6 % CSB und 97,3 % BSB<sub>5</sub>.

Die mikrobiologischen Analysen werden jeden Monat vom Labor des Gesundheitsministeriums in Agadir durchgeführt.

In diesen Analysen finden sich keine Parasiten mehr und die Zahl der Kolibakterien ist stark reduziert [59]. Die so geklärten Abwässer entsprechen der Kategorie A der WHO [138] und können ohne Bedenken zur Bewässerung von landwirtschaftlichen Kulturen verwendet werden [64].

Tab. 3.4: Übersicht über die mittleren mikrobiologischen Meßwerte

Mikroorganismen	Zulauf Absetzteich	Ablauf Absetzteich	Ablauf Sandbecken	Eliminations- rate
Fek. Koliforme [Zahl/100 ml]	6,156 10 <sup>6</sup>	4,96 10 <sup>5</sup>	327	4,27 *Ulog
Fek. Streptokok [Zahl/100 ml]	2,09 10 <sup>7</sup>	1,603 10 <sup>6</sup>	346	4,78 *Ulog
Nematodeneier [Zahl/l]	139	32	0	100 %
Cestodeneier [Zahl/l]	75	18	0	100 %
Helmintheneier [Zahl/l]	214	47	0	100 %

\* logarithmische Einheit

Anders als bei den Kläranlagen der europäischen Industrieländer, bei denen die Reduktion von CSB, BSB<sub>5</sub>, Stickstoff und Phosphaten im Vordergrund steht, ist es bei der Abwasserreinigung in Marokko wichtig, die Krankheitskeime zu entfernen und die organischen Materialien zu mineralisieren, um sie im gereinigten Abwasser zu Bewässerungs- und Düngezwecken einzusetzen. Das so gereinigte Abwasser in Ben Sergao ist gekennzeichnet durch einen starken Stickstoffgehalt. Der letztere könnte dem Grundwasser schädlich werden, für die Landwirtschaft ist er jedoch unbedenklich [64].

### 3.3 Bau- und Betriebskosten

Die Baukosten der Kläranlage beliefen sich (in 1989) auf ca. 4.000.000 Dirham (DH) (ca. 730.000 DM) entsprechend 400 DH/EW (ca. 73 DM/EW). Diese wurden von den betroffenen Collectivités Locales (über MWSt-Einnahmen der Gemeinden Agadir, Inezgane, Ait Melloul und Tikouine) finanziert, wobei die Gelder von der Provinzregierung Agadir verwaltet wurden. Die Französische Zusammenarbeit war

für die Gesamtkonzeption und die Überwachung der technischen Arbeiten zuständig [59].

Die Betriebskosten der Kläranlage inklusive Wartung und Erneuerungsarbeiten, Kontrollanalysen und allgemeine Betriebsausgaben belaufen sich (in 1994) auf 0,84 DH/m<sup>3</sup> (0,1 US\$ /m<sup>3</sup>) geklärten Wassers [56].

Es ist wichtig, hier zu erwähnen, daß das von dieser Kläranlage geklärte Wasser für die unter Trockenheit leidende Gegend eine wichtige Bewässerungs- und Düngungsquelle darstellt. Das im Absetzteich entstehende Biogas kann weiterhin den Energiebedarf der Kläranlage decken. Der fermentierte und getrocknete Schlamm stellt ebenfalls ein sehr gutes Düngemittel dar, wie in Versuchen des ORMVA-SM nachgewiesen wurde [64].

## 4 Betriebsprobleme der Kläranlage Ben Sergao

Beim Betrieb der Kläranlage Ben Sergao wurden folgende Probleme beobachtet:

Vor Wiedergewinnung und Einsatz des Biogases gingen vom anaeroben Absetzteich ständig schlecht riechende und die Umwelt belastende Gase aus.

Es können nur 750 m<sup>3</sup> Abwasser pro Tag behandelt werden. Aufgrund der Tatsache, daß diese Kläranlage lediglich als Teststation konzipiert worden war sowie aufgrund des hohen Bevölkerungswachstums, wird nur die Hälfte der tatsächlich anfallenden Abwässer des Ortes (20.000 EW) geklärt.

Die Aufenthaltsdauer des Abwassers im Absetzteich beträgt 2 Tage, obwohl der reine Absetzvorgang nur wenige Stunden dauert. Der Absetzteich ist unterbelastet.

Die Sandfilter bedecken (mit 7.500 m<sup>2</sup> zur Abwasserbehandlung von 10.000 EW) eine relativ große Oberfläche.

Die Kläranlage besitzt nicht zu unterschätzende, ungenutzte Kapazitäten; deshalb sollten Optimierungsmöglichkeiten untersucht und bei der Behandlung der Gesamtheit der Abwässer des Ortes Ben Sergao angewendet werden.

## 5 Ziele des Projektes

Das Ziel des Projektes ist die Wirtschaftlichkeit der Abwasserreinigung der Kläranlage Ben Sergao durch Nutzung des entstehenden Biogases zu verbessern.

Der Einsatz einer aeroben Stufe (Tropfkörper oder Scheibentauchkörper) zwischen der Vorklärung und Sandfiltern ermöglicht eine Kapazitätserhöhung der Kläranlage. Dies wäre eine Lösung zur Reinigung der Gesamtheit der Abwässer des Ortes mit einer gegenüber heute verringerten Sandfilterfläche. Die hierfür notwendige Energie würde aus Biogas produziert, das sich in der Vorklärung bildet.

Dies stellt eine sinnvolle Förderung der Abwasserreinigung dar, welche vielfältige Vorteile für unterschiedliche Bereiche bieten könnte. Unter diesen Vorteilen sind die bedeutendsten:

- Energieerzeugung,
- Verminderung der Emission störender Gerüche,
- Verringerung des Flächenbedarfs der Sandfilter,
- Verbesserung der Abwasser- und Schlammverwertungsmöglichkeiten.

Über dieses Projekt hinausgehend, sollen in dieser Arbeit folgende Fragen unter den örtlichen Bedingungen behandelt werden:

- Energieertrag bei der Schlammvergärung,
- Bemessung und Leistung der aeroben Stufe,
- Notwendige Fläche und Leistung des Sandfilters nach der aeroben Stufe,
- Wirtschaftlichkeit des Modellvorhabens.

## 6 Stand der Forschung

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse einer Literaturrecherche zu folgenden Komponenten erörtert: Absetzteich, Biogasverwertung, Scheibentauchkörper, Tropfkörper, Sandfilter und Temperatureinfluß auf die biologische Abwasserreinigung.

### 6.1 Absetzteich

Absetzteiche dienen der Abtrennung der im Rohabwasser enthaltenen absetzbaren Stoffe und zum Teil der Ausfäulung des abgesetzten Schlammes. Sie werden im allgemeinen nur als Vorstufe vor einer weiteren Behandlung eingesetzt. Bei Mischkanalisation können sie zugleich die Regenwasserbehandlung übernehmen.

Bemessungskriterien sind Durchflußzeit, Oberflächenbelastung, Schlammmanfall und Räumungshäufigkeit. Wegen der sich normalerweise ergebenden hohen organischen Belastung sind die Absetzteiche überwiegend anaerob. Geruchsemissionen sind daher nicht auszuschließen. Der Faulvorgang in Absetzteichen verläuft ähnlich wie in Emscherbecken [99].

Absetzteiche sind nach ATV-Arbeitsblatt A 201 [99], auf  $V_{EW} \geq 0,5 \text{ m}^3/\text{EW}$  zu bemessen, darin ist ein Schlammraum von  $0,15 \text{ m}^3/\text{EW}$  enthalten. Bei hohem Fremdwasserzufluß ist eine Durchflußzeit von mindestens einem Tag einzuhalten. Bei Absetzteichen kann für häusliches Abwasser mit einer Verminderung der organischen Verschmutzung von im Mittel 50 % gerechnet werden. Bei den Lagunen in Marokko, wurden ähnliche Ergebnisse ermittelt [77]. Die auf den Einwohner bezogene Menge an ausgefaultem Schlamm ist mit 0,3 l/d anzusetzen.

Für die Ausführung ist zu beachten [99]:

- Böschungsneigung je nach Befestigung  $\leq 1:1,5$
- Länge zu Breite (an der Oberfläche)  $\geq 3:1$
- Tiefe für Absetz- und Schlammzone  $\geq 1,5 \text{ m}$
- Freibord  $= 0,3 \text{ m}$

Im Rahmen eines Projektes der Abwasserreinigung in Kalifornien [60] wurde ein anaerober Absetzteich als Vorklärungsstufe genutzt. Das Abwasser wird durch natürliche biologische Prozesse und durch den Einfluß der Sonnenenergie und ein Fischteichverfahren gereinigt. Dieser Absetzteich ist mittels Gasometer bedeckt, um schlechten Geruch zu eliminieren und um das entstehende Biogas zu speichern. Das gewonnene Gas dient zur Verstromung der Kläranlage. Die Verweildauer des Abwassers in diesem Becken beträgt 24 Stunden. In dieser Stufe werden 40-80 %

BSB<sub>5</sub> und TS abgebaut und ungefähr 90 % Pathogene Keime reduziert. Schlamm wird vergärt, mineralisiert, und alle 3-5 Jahre entfernt.

### 6.1.1 Mathematische Modellierung des Absetzteiches

Wenn das Reinigungsziel einer Kläranlage in der Elimination der organischen Verschmutzung oder in der Nitrifikation ohne Denitrifikation liegt, ist die effektivste Vorklärung die beste. Wenn jedoch eine weitgehende Stickstoffelimination durchgeführt werden soll, muß eine genauere Berechnung der Auswirkungen einer mehr oder weniger starken Vorreinigung erfolgen. Dann muß bei der Kläranlagen-simulation für die Planungsunterstützung ein Modell der Vorklärung einbezogen werden.

Die Entfernung von Feststoffen wird in Abhängigkeit von der mittleren Durchflußzeit berechnet und ist bei kommunalem Abwasser und Zeiten über drei Stunden nicht wesentlich weiter zu verbessern. Sierp (zitiert in [63]) maß etwa um 1930 die Reinigungsleistung von Vorklärbecken anhand der BSB<sub>5</sub>-Reduzierung. Er ermittelte eine empirische Kurve, die mit genügender Genauigkeit auch auf den CSB anwendbar ist. Diese Kurve wurde für das erste Vorklärbeckenmodell [101] näherungsweise durch folgende Funktion beschrieben:

$$\mu_{\text{CSB}} = 2,7 \cdot [\ln(t^2) + 9]$$

für  $t > 0,1$  h,  $t$  in Stunden

Es wurden umfangreiche Messungen mit dem Ablauf der Sandfänge der Kläranlagen Aachen-Soers und Würselen-Euchen durchgeführt [102]. An großtechnischen Vorklärbecken sind in der Regel wegen der Prozeßwassereinleitung, der Einleitung von Überschussschlamm und der nicht ausreichenden Variabilität des Zuflusses keine entsprechenden Untersuchungen möglich. Daher wurden Versuche mit 1 l Standzylindern durchgeführt [102].

Um keinen systematischen Fehler durch ähnliche Abwassercharakteristika zu gleichen Tageszeiten zu erhalten, wurden die Versuche an mehreren Tagen zwischen 8:00 und 19:30 h durchgeführt. Insgesamt wurden nach verschiedenen Vorversuchen 15 Versuchsreihen durchgeführt (Kläranlage Würselen-Euchen).

Tab. 6.1: Konstanten a und b sowie Korrelationskoeffizienten (r) der logarithmischen Regression von Absetzversuchsergebnissen [63]

Versuch Nr.	CSB (t=0) [g/m <sup>3</sup> ]	a	b	r
7	234	4,32	4,51	0,82
3	525	-3,37	6,44	0,93
11	541,5	2,02	4,56	0,95
10	650,5	1,39	3,63	0,98
9	712	3,48	6,6	0,95
8	712,5	0,43	2,64	0,85
1	760	1,88	8,14	0,97
5	789	1,17	6,14	0,94
2	816,5	6,29	9,11	0,95
6	957	2,66	6,6	0,96
4	997,5	-4,28	9,3	0,90

Zunächst wurden die 11 Versuchsreihen auf der Kläranlage Aachen-Soers (600.000 EW) für den filtrierte und homogenisierte CSB (Küvetten-Methode) ausgewertet. Es war zunächst ein Zusammenhang zwischen der Abnahme des homogenisierte CSB und der Absetzzeit zu finden. Die logarithmische Funktion  $\mu_{\text{CSB}}=a+b \cdot \ln(t)$  lieferte gute Korrelationskoeffizienten (r).

Das vom ISA Aachen [63] vorgechlagene Modell basiert auf einer Mischungsrechnung aller Abwasserfraktionen in bezug auf das Reaktorvolumen. Es beschreibt die Entnahme von Teilen der partikulären Fraktion des Abwassers in Abhängigkeit von der Durchflußzeit.

$$\mu_{\text{CSB}} = (2,88 * f_{\text{part}} - 0,118) * [1,45 + 6,15 * \ln(t)]$$

$f_{\text{part}}$  : Anteil des partikulären CSB an homogenisiertem CSB

t : hydraulische Durchflußzeit

Die Anwendung dieser Gleichung auf die vier zusätzlich durchgeführten Absetzversuche auf der Kläranlage Würselen-Euchen (40.000 EW) mit einem hohen Anteil an partikulärem CSB von bis zu 0,77 ergab eine maximale Abweichung der Messungen nach 60 und 120 Minuten und der Berechnung von 7,9 %. Die Gleichung ist damit auch für den Endwert genügend abgesichert und wird in das am ISA verwendete dynamische mathematische Modell für Vorklärbecken integriert [63].

Die Speicherung von Abwasser in der Vorklärung kann vernachlässigt werden, da sich Änderungen im Zulauf innerhalb weniger Minuten auf den Ablauf auswirken. Die Stickstoffelimination erfolgt bei der Vorklärung mit der Entfernung des partikulären organischen Stickstoffs, der auch nach dem entsprechenden stöchiometrischen Verhältnis in der partikulären CSB-Fractionen enthalten ist.

Diese Gleichung für die CSB-Elimination konnte bei Messungen auf einer weiteren Kläranlage bestätigt werden [63]. Der Ausgangs CSB war dort in der homogenisierte Probe zu 741 mg/l und in der filtrierte Probe zu 248 mg/l gemessen worden. Nach 30, 60 und 90 Minuten Absetzzeit ergaben sich Werte für den  $\text{CSB}_{\text{hom}}$  von 415, 381 und 369 mg/l. Nach der Gleichung errechnen sich Werte von 445, 385 und 355 mg/l. Nach der herkömmlichen Berechnung wären völlig falsche Werte ermittelt worden, da dort der sehr hohe partikuläre Anteil nicht berücksichtigt wird.

## 6.1.2 Einfluß der Feststoffe auf die Schadstoffbelastung in Kläranlagen

Der Transport und die Verteilung anthropogener Schadstoffe in Kläranlagen und Gewässern steht in engem Zusammenhang mit dem Verhalten der Feststoffe [82].

Es ist bekannt, daß bereits eine mittlere Feststoffkonzentration von 20 mg/l im Ablauf einer Kläranlage durchschnittlich einen  $\text{BSB}_5$  von 6-20 mg/l und eine Phosphorkonzentration von 0,4-0,8 mg/l verursacht [83]. Des weiteren hat sich gezeigt, daß die Kinetik des biologischen Umsatzes partikulärer und kolloidaler Substrate im Abwasser, sowohl unter aeroben als auch unter anaeroben Bedingungen, wesentlich von der Größe der Feststoffe abhängt [84].

Im Rahmen eines Forschungsprojektes an der Technischen Universität Hamburg-Harburg [81] wurden drei kommunale Kläranlagen beprobt. Die Beprobung erfolgte jeweils im Ablauf der Vorklärung und im Ablauf der Nachklärung.

Die Summenverteilungskurven der Partikelgrößen im Ablauf der Vorklärung zeigten bei den drei Anlagen unterschiedliche Verläufe [81]: In Hamburg-Stellingen (Gesamt-Suspensa > 0,1 µm: 144 mg/l) sind nur 6 % der Partikel größer als 32 µm, was auf eine gute Sedimentationswirkung in den Vorklärbecken hinweist. In Seevetal (Gesamt-Suspensa > 0,1 µm: 177 mg/l) und Bad Bramstedt (Gesamt-Suspensa > 0,1 µm: 212 mg/l) ist die Absetzwirkung weniger effizient: In Seevetal sind 12 % und in Bad Bramstedt 15 % der Feststoffmaße größer als 32 µm. Darüber hinaus zeigt sich anhand der Standardabweichungen, daß die Anlage in Bad Bramstedt größeren Schwankungen ausgesetzt ist als die beiden anderen Anlagen. Analysen dieser Art geben detaillierte Hinweise auf Art und Ausmaß der Belastung der nachfolgenden biologischen Stufen.

In zwei der untersuchten Anlagen liegen im Ablauf der Vorklärung rund 50 % des CSB in partikulärer Form vor. In der dritten Anlage gelangen sogar 70 % des CSB in Form suspendierter Feststoffe in die Belebung. Darüber hinaus gibt es deutliche Unterschiede in den Größenverteilungen der Partikel in den Abläufen der Vorklärung. Am Beispiel eines Ablaufes der Vorklärung wird gezeigt, daß der biochemische Abbau der gelösten Substanzen schneller erfolgt als der Abbau partikulären Substrates. Des weiteren ist davon auszugehen, daß die Geschwindigkeit des biologischen Abbaus der partikulären Substanzen mit zunehmender Partikelgröße abnimmt. Daher ist eine geringere biologische Aktivität in den Anlagen zu postulieren, bei denen ein höherer partikulärer Anteil und insgesamt größere Partikel in die nachgeschaltete Stufe gelangen [81].

### 6.1.3 Emscherbrunnen oder Imhoff-Tanks

Die Idee für die Schaffung einer Anlage, in der Absetz- und Faulprozeß getrennt ablaufen, stammt von dem amerikanischen Chemiker Clark [86]. Travis hat 1903 Clarks Idee zum Teil verwirklicht, indem er in der Stadt Hampton, England, die erste zweistöckige Anlage baute, genannt hydrolytisches Becken oder Travisbecken [87].

Die vollständige Trennung von Absetz- und Faulprozeß wurde jedoch von *Imhoff*, mit dem von ihm 1906 patentierten und in der ganzen Welt bekannten zweistöckigen Absetz- und Faulbecken, den s. g. Emscherbrunnen oder Imhoff-Tanks realisiert [85].

Bei dem Emscherbrunnen ist der Schlammfaulraum in einem zweistöckigen Bauwerk unterhalb des Absetzbeckens angebracht. Der Schlammfaulraum wird durch das darüberfließenden Abwasser warm gehalten. Der Wasserspiegel des Absetzbeckens wird durch einen Überfall festgehalten. Die Sohle des Absetzbeckens, die dieses von den darunterliegenden Faulräumen trennt, wird durch dünne, schräge Wände aus Stahlbeton gebildet, die in der Tiefe etwa 0,25 m weite Schlitze freilassen, um den abrutschenden Schlamm in den Schlammraum durchlassen. Die Schlamm Schlitz sind von unten überdeckt, damit aufschwimmende Schlammstücke nicht zurückkommen können. Das Absetzbecken hat sich von selbst dauernd Schlammfrei, und der Abfluß bleibt frisch. Das Schlammwasser trennt sich von dem faulenden Schlamm und tritt dauernd und selbsttätig durch die Schlitze im Austausch gegen den neu absinkenden Schlamm und durch diesen filternd in das obere Absetzbecken zurück. Der Ausgefaulte Schlamm ist deshalb besonders wasserarm [52] [55].

Die konstruktive Einfachkeit und der einfache und ökonomische Betrieb sind der Grund dafür, daß diese Anlage sehr schnell im Weltmaßstab eine breite Anwendung bei der mechanischen Reinigung von häuslichen Abwässern sowie von manchen Industrieabwässern gefunden hat. So hatten z.B. 47 % der Kläranlagen in Deutsch-

land im Jahre 1933 und 49 % der Kläranlagen in den USA zweistöckige Absetz- und Faulbecken in ihren Prozeßablauf eingeschlossen [89]. 1962 waren 11 von den insgesamt 22 Kläranlagen der Emschergenossenschaft in Deutschland mit zweistöckigen Absetz- und Faulbecken ausgestattet [90].

Gleichzeitig mit dem Entstehen der zweistöckigen Absetz- und Faulbecken kamen auch die entsprechenden Bemessungsmethoden auf. Dabei erfolgte die Bemessung der Absetzbecken wie bei den schon früher bekannten horizontalen Absetzbecken nach einer vorgegebenen Durchlaufzeit der zulaufenden Abwässer von 1 bis 2 Stunden und einer Durchlaufgeschwindigkeit von 1 bis 10 mm/s [91].

Das Problem der Bemessung der Faulbecken von zweistöckigen Absetz- und Faulbecken ist jedoch anders gestellt. Mit Rücksicht auf die große Vielfalt der Faktoren, die das Faulvolumen beeinflussen, hat die Frage der Bemessung der Faulbecken seit ihrem Entstehen bis heute viele Forscher beschäftigt, wobei als Ergebnis auch viele Bemessungsmethoden vorgeschlagen wurden. Die bekanntesten sind die Methoden von *Imhoff*, *Langbein*, *Metcalf* und *Eddy* [92], *Bach*, *Knauer*, *Blunk*, *Prüss*, *Stroganow* und *Pönninger* [85].

Es ist zu betonen, daß die erforderlichen Faulvolumina, die sich nach den verschiedenen Bemessungsmethoden ergeben, bei gleichen Ausgangsverhältnissen sehr weit auseinandergehen. Das gilt insbesondere für die Volumina, die nach der Methode von *Stroganow* ermittelt werden, die für die Sowjetunion und in den 60er Jahren als Grundlage in Bulgarien für die Projektierung von Emscherbrunnen gedient hatten, sowie für die in Westeuropa angewandten Methoden von *Imhoff* und *Pönninger*.

*Dimowski* [85] hat eine neue Methode zur Bemessung von zweistöckigen Absetz- und Faulbecken erarbeitet. Für die praktische Anwendung der vorgeschlagenen einheitlichen Bemessungsformel ist die Kenntnis von sechs Ausgangsparametern erforderlich: Menge der zugeführten Frischschlämme, Wassergehalt der Frischschlämme, organische Stoffe der Frischschlämme, Faulzeit bzw. Faultemperatur, Zeit für die Akkumulierung der Faulschlämme und Wassergehalt der abgelassenen Faulschlämme. Diese Bemessungsmethode ist in der Fachliteratur [85] ausführlich beschrieben. Die so ermittelten Faulvolumina sind fast gleich mit den nach der Methode von *Imhoff* berechneten Faulvolumina, sie sind jedoch wesentlich kleiner als die Faulvolumina nach den anderen aufgeführten Bemessungsmethoden errechnet werden.

*Dimowski* meint, die zweistöckigen Absetz- und Faulbecken oder Emscherbrunnen oder *Imhoff*-Tanks können mit Erfolg bei kleinen Kläranlagen angewendet werden. Sie sind besonders passend für Länder mit einer hohen Jahrmitteltemperatur der Luft bzw. der Abwässer.

Der Technologische Parameter Schlammfaulzeit  $T$  wird in Abhängigkeit von der Temperatur der Abwässer gewählt, da die Temperatur der Faulschlämme fast gleich mit der Temperatur der in das Absetzbecken übergehenden Abwässer ist. Diese Erscheinung wurde zum ersten mal in 1929 von *Imhoff* festgestellt [144].

In manchen Fällen kann die Temperatur des Faulschlammes während intensiver Faulung in den Sommermonaten und bei einem guten Betrieb in den Faulbecken 1 bis 2 °C höher als die Temperatur der zulaufenden Abwässer sein [145].

Es ist deshalb notwendig, die Temperaturverhältnisse der Abwässer noch während der Projektierung zu kennen [146]. Da aber die Temperatur dieser Abwässer nicht nur während der einzelnen Stunden während des Tages und der Nacht, sondern auch jahreszeitlich wechselt, ergibt sich die Frage, nach welcher Temperatur die Faulbecken zu bemessen sind, nach der Jahresmitteltemperatur oder nach einer anderen maßgeblichen Temperatur.

Die vom *Dimowski* [147] durchgeführten Untersuchungen zur Klärung des Einflusses der Bemessungstemperatur auf das Faulvolumen haben gezeigt, daß das Faulvolumen, bemessen nach den Jahresmitteltemperaturen der Abwässer, im Durchschnitt 39 % kleiner ist als die der, nach den mittleren Wintertemperaturen bemessenen Faulbehälter. Dabei wurde festgestellt, daß folgende Abhängigkeit besteht :

$$V_{FB}^{W_{\text{mittel}}} \cdot t_{W_{\text{mittel}}} \approx V_{FB}^{J_{\text{mittel}}} \cdot t_{J_{\text{mittel}}}$$

Mit :

$V_{FB}^{W_{\text{mittel}}}$  und  $V_{FB}^{J_{\text{mittel}}}$  : Faulvolumina, errechnet nach der Jahresmitteltemperatur und der mittleren Wintertemperatur der Abwässer;

$t_{W_{\text{mittel}}}$  und  $t_{J_{\text{mittel}}}$  : Jahresmitteltemperatur und mittlere Wintertemperatur der Abwässer.

Werden die zweistöckigen Absetz- und Faulbecken nach der mittleren Wintertemperatur der Abwässer bemessen, dann wird der technische Abbaugrad der organischen Stoffe der Schlämme während der Wintermonate gewährleistet, wobei während der übrigen Monate des Jahres ein Überschußfaulvolumen von ca. 39 % im Durchschnitt zur Verfügung stehen wird.

Wird die Bemessung nach der Jahresmitteltemperatur der Abwässer vorgenommen, dann folgt daraus ein niedrigerer Abbaugrad der organischen Stoffe während der Wintermonate. Nach *Fair* und *Moore* [148], führt die Kürzung der Faulzeit um 40 % zu einer Minderung des Gasertrages bzw. des Abbaugrades der organischen Stoffe von nicht mehr als 5 %.

Im Sommer ist die tatsächliche Temperatur in den Faulbecken jedoch höher als die für die Bemessung angenommene Jahresmitteltemperatur, so daß ein schnellerer Abbau der organischen Stoffe erfolgt. Ende Herbst, wenn die Temperatur der Abwässer tiefer als  $t_{J_{\text{mittel}}}$  ist, hat ein großer Teil der sich in den Faulbecken befindenden Schlämme den technischen Abbaugrad der organischen Stoffe erreicht. Diese Tatsache ermöglicht das Ablassen dieser Schlämme, so daß sich ein zusätzliches Faulvolumen ergibt. Hierdurch wird während der Wintermonate die notwendige längere Faulzeit für die Schlämme gesichert [147].

Die Jahresmitteltemperatur der Abwässer wird auch von anderen Autoren als maßgebend bei der Bemessung von zweistöckigen Absetz- und Faulbecken angesehen [92] [144]. Die mittlere Wintertemperatur sollte nur bei einer großen Differenz zwischen der Jahresmitteltemperatur und der mittleren Wintertemperatur der Abwässer, bei werten für  $t_{J_{\text{mittel}}} / t_{W_{\text{mittel}}}$  größer als 1,4-1,45 [147] angewendet werden.

Der technologische Parameter Zeit der Faulschlamm-speicherung zwischen zwei nacheinander folgenden Entnahmen  $t_A$  wird in Abhängigkeit von der Jahresmitteltemperatur und Betriebserfordernissen im Rahmen von 7 bis 14 Tagen gewählt [85].

Da diese einen unmittelbaren Einfluß auf die Vergrößerung dieses Volumens hat, wird nach *Dimowski* [85] für Temperaturen bis 8 °C – 14 d, für Temperaturen von 10 bis 12 °C – 10 d und für Temperaturen über 12 °C – 7 d Speicherung angenommen.

## 6.2 Klärgasnutzung

### 6.2.1 Schlammvergärung

Faulgas und der ausgefaulte Schlamm sind die Endprodukte der von fakultativ und obligat anaeroben Mikroorganismen verwerteten organischen Substanzen. Während beim aeroben Prozeß die Energie aus der Verwertung organischer Substanzen zum Aufbau von Biomasse verwendet wird und vergleichsweise hohe Energie in Form von Wärme freigesetzt wird, verläuft der anaerobe Prozeß unter geringem Biomassewachstum, es entsteht dabei jedoch Energie -bzw. energiereiches (verwertbares) Endprodukt- nämlich Faulgas. Die einzelnen biochemischen Teilschritte der Methanisierung sind in der Literatur [48], [49] und [55] ausführlich beschrieben, es sei lediglich kurz skizziert, wie in dem dreistufigen Prozeß alle Stoffwechselwege über  $H_2$ ,  $CO_2$  und Essigsäure zu Faulgas in der Gasphase und zu Ammoniumverbindungen in der flüssigen Phase führen.

In der ersten Phase werden die festen Substrate – wie Kohlenhydrate, Fette und Eiweiße – enzymatisch hydrolysiert. Die zerkleinerten und gelösten Substrate sowie die bereits im Abwasser vorliegenden niedermolekularen gelösten Verbindungen werden dann in der zweiten Stufe zu organischen Säuren, Alkoholen, Aldehyden, Essigsäure,  $H_2$  und  $CO_2$  umgesetzt. Die ersten beiden Stufen können von gleichen Bakteriengruppen vorgenommen werden. Die meisten Methanbakterien sind jedoch nicht in der Lage, die vorgenannten Zwischenprodukte direkt zu Methan und  $CO_2$  zu verarbeiten. Eine weitere Bakteriengruppe setzt diese Zwischenprodukte in der acetogenen Phase zu Essigsäure um. Hieran schließt sich dann die dritte Stufe, die methanogene Phase an, in der die Methanbakterien dann die Endprodukte Methan und  $CO_2$  produzieren. Wichtig ist dabei, daß die Organismen der zweiten und dritten Phase in einer engen Symbiose leben. Falls im Abwasser oder Schlamm Sulfate vorhanden sind, werden diese von Desulfurikanten zu  $H_2S$  reduziert. Dabei greifen die Desulfurikanten direkt in die Symbiose zwischen Acetat- und Methanbakterien ein und verwenden bevorzugt die gebildete Essigsäure für ihren Stoffwechsel. Solange noch oxydierte Schwefelverbindungen vorhanden sind, verläuft die  $H_2S$ -Produktion vorrangig vor der Methanproduktion. Dabei werden die Methanbakterien nicht nur durch Substratmangel (Acetat) in ihrer Entwicklung gehemmt, sondern auch bei höheren  $H_2S$ -Konzentrationen durch deren toxische Wirkung geschädigt [33].

### 6.2.2 Möglichkeiten der gezielten Faulgasproduktion

Ausschlaggebend für hohe Faulgasanfallraten sind neben Einflußfaktoren, die sich unmittelbar aus dem Abwasserreinigungsbetrieb bzw. dem Klärverfahren ergeben, optimale Verhältnisse im Faulbehälter. Die erzeugte Faulgasmenge ist natürlich auch von der Schlamm- bzw. Abwasserzusammensetzung abhängig. Aufgrund empirischer Daten werden i.a. folgende Randbedingungen als günstig angegeben [33]:

- obligat anaerobe Verhältnisse um pH 7,
- Faultemperatur zwischen 30 °C und 35 °C (mesophil),
- Feststoffgehalt zwischen 0,9 und 9 %,
- Faulraumbelastung zwischen 2 und 5 kg oTS/m<sup>3</sup>.d,
- intensiver Kontakt zwischen Nährstoffen und Destruenten, gekennzeichnet durch eine Umwälzrate zwischen 1 und 2 pro Tag.

Ein wichtiger Aspekt neben den häufig genannten, oben wiedergegebenen Faktoren ist die Einhaltung eines günstigen N/C-Verhältnisses, da ein verstärkter Abbau von organischen Substanzen nur dann stattfinden kann, wenn das Nährmedium die wichtigen Komponenten für die Bildung neuer Zellsubstanzen enthält, hier ist vor allem der Stickstoffanteil von Bedeutung. Der Einfluß ist hier aber nicht so groß wie beim aeroben Verfahren.

### 6.2.3 Klärgas

Klärgas (Faulgas) ist das bei der anaeroben Stabilisierung von Klärschlamm aus der (kommunalen) Abwasserreinigung gewonnene Biogas. Es ist ein Gasgemisch mit den Hauptkomponenten CH<sub>4</sub>, CO<sub>2</sub> sowie geringen Anteilen an N<sub>2</sub>, O<sub>2</sub>, H<sub>2</sub>S und Spuren anderer Stoffe [23].

### 6.2.4 Gasbeschaffenheit

Der Energieinhalt der Biogase hängt vom Methananteil am jeweiligen Gasgemisch ab.

Der CH<sub>4</sub> –Gehalt liegt nach [134], unter normalen Betriebsbedingungen für Klärgas bei 60-70 % und führt zu den entsprechend zugeordneten Energieinhalten (Heizwert H<sub>u,n</sub>) 6,0-7,0 kWh/m<sup>3</sup>.

H<sub>u,n</sub> = Heizwert im Normzustand: 0 °C, 1013,25 mbar, trocken.

Tab. 6.2: Eigenschaften von Biogasbestandteilen [134]

-----	CH <sub>4</sub>	CO <sub>2</sub>	H <sub>2</sub> S	Gemisch 65%CH <sub>4</sub> + 35%CO <sub>2</sub>
Heizwert H <sub>u,n</sub> [kWh/m <sup>3</sup> ]	10	—	6,3	6,5
Explosionsgrenzen [Vol,-% in Luft]	5-15	—	4-45	5-12
Zündtemperatur [ °C]	700	—	270	650-750
krit. Druck [bar]	47	75	89	—
Dichte [kg/m <sup>3</sup> ]	0,72	1,98	1,54	1,2
Relative Dichte d (Luft = 1)	0,55	1,5	1,2	0,9
Methanzahl	100	—	—	135
Flammgeschwin- digkeit [cm/sec]	43	—	73	36-38

## 6.2.5 Gasbeschaffenheit im Hinblick auf umweltrelevante Verunreinigung

Die beim anaeroben Abbau von Klärschlämmen, organisch hochbelastetem Produktionsabwasser, landwirtschaftlichen Reststoffen und organischen Siedlungsabfällen erzeugten Biogase enthalten nach heutigem Kenntnisstand neben  $H_2S$  keine nennenswerten umweltrelevanten Verunreinigungen. Der Gehalt der Biogase an  $H_2S$  liegt je nach Ausgangssubstrat zwischen ca. 10 und 10.000 mg pro  $m^3$  [23].

## 6.2.6 Einflußfaktoren bei der Klärgasproduktion

Die Klärgasausbeute und die erzielbaren Klärgasproduktionsraten sowie die Qualität des gewonnenen Gasgemisches hängen bei der anaeroben Schlammstabilisierung von einer Vielzahl verfahrenstechnischer Randbedingungen ab. Ohne diese im einzelnen zu quantifizieren bzw. zu wichten, werden die wichtigsten Einflußfaktoren nachfolgend genannt [134].

In kommunalen Klärwerken wird heute i.d.R. sowohl der Primär- als auch der Sekundärschlamm anaerob behandelt. Für die Gasproduktion sinnvoller ist es, eine intensivierete Vorklärung mit dem Ziel einer erhöhten Entnahme organischer Substanzen vor der biologischen Stufe zu betreiben, die dann auch nicht mehr durch die Zuführung von Sauerstoff wieder zu Teil in Biomasse überführt werden muß [33].

Während für Überschußschlämme aus schwach belasteten Abwasserreinigungsanlage Wirkungsgrade ( $\mu$  oTS) zwischen 30 und 40 % bekannt sind, lassen sich die organischen Feststoffe von Primärschlämmen zu 55 bis 60 % abbauen. Die in der Praxis in der Regel zu behandelnden Mischschlämme weisen zwangsläufig Werte zwischen den genannten auf [79].

Grob kann man für übliche Klärschlämme mit einem Anhaltswert von 450 l Faulgas je kg eingesetzter organischer Trockenmasse rechnen, d.h. ca. 900 l je kg abgebauter organischer Trockenmasse [52]. Neben der Einhaltung der erforderlichen Prozeßrandbedingungen ist die tatsächlich erzeugte Faulgasmenge natürlich auch von der Schlamm- bzw. Abwasserzusammensetzung und Verfahrenstechnik abhängig. Nach *Mudrack* [49] beträgt die theoretische Gasausbeute bezogen auf die umgesetzte organische Masse:

- Kohlenhydrate: 886 l Gas je kg mit 50 %  $CH_4$
- Fette: 1535 l Gas je kg mit 70 %  $CH_4$
- Proteine: 587 l Gas je kg mit 84 %  $CH_4$

Da Fette üblicherweise in Rohschlämmen einen Anteil  $< 20$  % und Proteine in ähnlicher Größenordnung vorhanden sind, zeigt sich, daß vorgenannte Gasanfallmengen recht gut die theoretischen Erwartungswerte belegen [79].

Zur Beurteilung des Prozesses ist derzeit der Gehalt an organischen Säuren im ausgefaulten Schlamm das sicherste Kriterium. Bei Essigsäureequivalenten  $< 200$  mg/l kann davon ausgegangen werden, daß der Faulschlamm weitgehend stabilisiert ist [79].

## 6.2.7 Spezifische Klärgasmengen

Unter Berücksichtigung diverser Praxiserkenntnisse können nachfolgende Erwartungswerte für die zu berücksichtigenden Gasausbeuten angesetzt werden [23]:

- ca. 16,5 l/EW.d als Mittelwert für "normal" betriebene Anlagen aller Größenordnung,
- bis ca. 25 l/EW.d als über längere Betriebsperioden bei mittelgroßen und großen, verfahrenstechnisch optimal betriebenen Anlagen erreichbare Werte,
- bis ca. 33 l/EW.d als bei mittelgroßen Anlagen über kürzere Betriebsperioden und bei Großanlagen über längere Betriebsperioden unter optimalen Verfahrensbedingungen erreichbare Höchstwert.

Die Gasausbeute beträgt nach einer Veröffentlichung von *Hoffmann* [70], bei mittleren Belastungsverhältnissen 17 bis 25 l/EW.d.

## 6.2.8 Gasverwertung

Die Verwertung des Biogases ist aus energetischen Gründen und aus Gründen des Umweltschutzes eine zwingende Notwendigkeit, der sich kein Betreiber entziehen kann.

Bei der Verwertung ist jedoch zu beachten, daß diese von verschiedenen Faktoren abhängig ist, wie:

- Energieinhalt,
- Verunreinigungen als Quelle möglicher unzulässiger Emissionen,
- Wasserdampfgehalt,
- korrosive Eigenschaften,
- Schwefelgehalt,
- Schwankungen in der Gasqualität.

Biogas kann zum Antrieb von Kraftmaschinen, zur Wärmeerzeugung in Feuerungsanlagen oder nach Aufbereitung als hochwertiges Brenngas mit Erdgasqualität genutzt werden [23].

Für den Betrieb eines Gas-Zündstrahl-Motors wird ca. 10 % der Primärenergie in Form von Dieselöl benötigt, um den Motor zur Zündung zu bringen. Damit erhöhen sich die Betriebskosten [134].

Der mechanische Wirkungsgrad liegt bei ca. 40 %. Allgemein werden Gas-Zündstrahl-Motoren für Leistungsbereiche ab 250 kW aufwärts eingesetzt. Sie dienen dem Notbetrieb bei Gasmangel und decken die Energiespitzen ab [23].

*Hoffmann* [70] meint, daß unter bestimmten Randbedingungen bereits der Einsatz kleiner Module von 50 bis 100 kW wirtschaftlich sein kann.

## 6.2.9 Sicherheitstechnik

Gemäß GUV 17.4 [23] sind in Deutschland Gaseinrichtungen vor der ersten Inbetriebnahme sowie nach Änderungen oder Instandsetzungen auf ihren sicherheitstechnischen Zustand zu prüfen. Die Anlagen sind nach Bedarf, jedoch mindestens einmal jährlich, durch einen Sachkundigen auf ihren sicheren Zustand zu prüfen. Dichtheitsprüfungen sind vor der ersten Inbetriebnahme bzw. nach wesentlichen Änderungen durchzuführen. Für die Anlagen sind Betriebsanweisungen zu erstellen. Insgesamt sind folgende Bereiche zu regeln:

- Bau- und Ausrüstung (u.a. Festlegung der explosionsgefährdeten Bereiche, meßtechnische Ausstattung, technische Ausstattung),
- Betrieb der Anlagen (u.a. Betriebsanweisungen, Unterweisungen, persönliche Schutzausrüstungen, Überwachung der Gaskonzentration, Festlegung von Schutzmaßnahmen),
- erste Hilfe,
- Arbeitsmedizinische Vorsorgeuntersuchungen,
- Brandschutz und Prüfungen.

## 6.2.10 Wirtschaftlichkeitsberechnung

Grundsätzlich ist festzuhalten, daß eine Verstromung von Biogas mit Wärmeverwertung die wirtschaftlichste Form der Energieverwertung darstellt [23].

Auf Kläranlagen können mit dem anfallenden Biogas zwischen 30 und 70 % des erforderlichen elektrischen Stromes erzeugt werden, während der Wärmebedarf voll abgedeckt werden kann [134].

Auf einer Kläranlage für 25.000 EW beträgt der spezifische Stromverbrauch ca. 25 kWh/EW.a und liegt der Wärmeenergiebedarf bei 22 kWh/EW.a [70].

Zu den spezifischen Investitionen der Biogasverwertung gehören (neben dem Faulbehälter) [134]:

- Gasmaschinen einschließlich Abwärmeverwertung,
- Gebäude,
- Entschwefelung,
- Gasspeicher,
- elektrische Installationen einschließlich Steuer- und Regelungseinrichtungen.

In der Summe sind die Investitions- und Betriebskosten einer kompletten Schlammfaulungsanlage (mit der zwingend erforderlichen Peripherie) mit ca. 170 DM je Tonne TR anzusetzen (im 1997) [79].

Betriebskosten beinhalten die Kosten für [23]

- Personal,
- Strom-/Gasbezug,
- Unterhaltung, Reparatur, Betriebsstoffe und Abschreibung.

Bei Anwendung der Realbewertung kann nach [104] mit folgenden langfristigen Erwartungswerten gerechnet werden:

Realer Zinssatz: 3,5 % pro Jahr (Bandbreite 2,5 – 5 %),

Reale Energiepreissteigerungen: 3 % pro Jahr,

Reale Betriebskostensteigerungen: 2 % pro Jahr,

Reale Sachkostensteigerungen: < 2 % pro Jahr (unter Berücksichtigung der Produktivitätssteigerung, jedoch ohne Berücksichtigung erhöhter Einsatzmengen, wie z.B. erhöhter Verschleiß, erhöhte Korrosion, erhöhte Investitionskosten infolge erhöhter Anforderungen zur Emissionsbeschränkung).

Wirtschaftlichkeitsvergleiche in der Planung von Anlagen werden vielfach noch in Form von statischen Investitionsrechnungen durchgeführt. Dem gegenüber steht die dynamische Investitionsrechnung, wie sie z.B. von Investitionsbanken, auch für abwassertechnische Projekte gefordert wird. Bei der Anwendung der statischen Investitionsrechnung wird davon ausgegangen, daß sie eine für die Praxis ausreichende Näherung darstellt. Eine der Ursachen für die nur zögernde Anwendung der dynamischen Investitionsrechnung ist sicher der Mangel an Darstellungen und Berechnungstabellen [142].

Voraussetzung für die Gültigkeit von statischen Kostenvergleichen ist die mathematische Ermittlung der Jahreskosten. Diese Jahreskosten werden als die Summe aus Abschreibung, Zins und Betriebskosten ermittelt. Die Abschreibung wird dabei in der Regel linear angesetzt, d.h. die Abschreibung pro Jahr entspricht den Herstellkosten einer Anlage dividiert durch ihre Lebensdauer. Formelmäßig ergibt sich der Zusammenhang zu :

$$J = H/L + i * H/2 + B = H (1/L + i/2) + B$$

mit

$(1/L + i/2)$  = durchschnittl. Annuität

J = Jahreskosten [DM/a]

H = Herstellungskosten [DM]

L = Lebensdauer der Anlage [Jahr]

i = jährlicher Zinssatz [%]

B = Betriebskosten [DM/a]

## Baukosten

Eine Erhebung des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft an Anlagen aus den Baujahren 1970-1976 [105] erbrachte spezifische Investitionskosten für die Gaskraftmaschinen mit Generator ohne Elektrik- und Gebäudeanteil von 1.000 bis 2.000 DM/kW bei Maschinengrößen zwischen 140 und 300 kW ohne erkennbare Abhängigkeit von der installierten Maschinenleistung.

Andere Literaturangaben aus dem Jahr 1980 und Herstellungsangaben aus dem Jahr 1981 (zitiert bei Meyer [106]) liegen in der unteren Hälfte des genannten Kostenbereiches. Für die Maschinenhallen ist nach [106] mit Kosten in etwa gleicher Höhe zu rechnen. Schrey ermittelte demgegenüber kürzlich [107] deutliche Kosten-

abhängigkeiten von der installierten Maschinenleistungen, die bis herab zu 150 kW mit den oben genannten Kosten für Maschine und Gebäudeanteil etwa übereinstimmen, bei 100 kW jedoch schon bei 4.000 DM/kW und bei 40 kW bei etwa 8.000 DM/kW liegen. Diese Kosten enthalten allerdings auch den Elektrikanteil.

## Lebensdauer

Den bayerischen Untersuchungen [105] wurde für Gasmachine und Generator sowie Gasspeicher eine Lebensdauer von 15-20 Jahren zugrunde gelegt, für alle anderen Gasgeräte eine Lebensdauer von 15 Jahren. *Schrey* [107] nannte für große Klärgasmaschinen 150.000 Betriebsstunden bei guter Pflege und Wartung.

## Betriebskosten

- Personalkosten: Nach [103] wurden an Maschinen mit Leistungen zwischen 140 und 300 kW spezifische Personalkosten zwischen 0,6 und 6, am häufigsten zwischen 1 und 2 Pf/kWh ermittelt. *Meyer* [106] stellte Personalkosten zwischen 1 und 9 Pf/kWh, im Mittel 3-4 Pf pro kWh fest.
- Materialkosten: Die Kosten für Ersatzteile, Schmieröl usw. betragen nach den bayerischen Untersuchungen [103] im Jahre 1980 zwischen etwa 1 und 8 Pf pro kWh, im Mittel etwa 4 Pf/kWh. *Meyer* kommt zu Materialkosten von im Mittel etwa 1,5 Pf/kWh.
- Gesamtbetriebskosten: Sowohl nach den bayerischen Untersuchungen [103] als auch nach denen von *Meyer* [106] ergeben sich bei großen Gaskraftmaschinen (>140 kW) Betriebskosten in Höhe von etwa 5,5 Pf/kWh. *Schrey* [107] rechnet ebenfalls mit Kosten in dieser Höhe.

## 6.3 Scheibentauchkörper

### 6.3.1 Bemessung von Scheibentauchkörperanlagen

Für die Bemessung der biologischen Stufe ist die Menge der vorhandenen belebten Biomasse maßgebend. Beim Belebungsverfahren kann die Schlammmenge im Belebungsbecken leicht bestimmt werden. Deshalb läßt sich das Belebungsverfahren nach der Schlammbelastung bemessen. Beim Scheibentauchkörperverfahren befindet sich der die biologische Abwasserreinigung besorgende biologische Rasen auf den Scheiben und der Bewuchs unterscheidet sich von Kaskade zu Kaskade. Dies bedeutet, daß eine genaue Bestimmung der Schlammmenge auf den Scheiben unmöglich ist, ohne die normale Funktion des Scheibentauchkörpers zu stören. Als Ersatzlösung wird daher die BSB<sub>5</sub>-Fracht im Zulauf zum Scheibentauchkörper auf die vorhandene Scheibenfläche bezogen [112].

Nach 1974 wurde auf Grund strengerer behördlicher Auflagen die BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung auf 8-10 g/m<sup>2</sup>.d begrenzt [116].

Untersuchungsergebnisse von *Krauth* und *Staab* [126] an Scheibentauchkörperanlagen in Baden-Württemberg zeigen, daß im Mittel aller Untersuchungen BSB<sub>5</sub>-Ablaufwerte gleich bzw. kleiner 25 mg/l erst bei einer BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung von gleich bzw. kleiner 10 g/m<sup>2</sup>.d erreicht wurden.

Um ein Durchschlagen von Belastungsstößen zu vermeiden, sollte ein Wannenvolumen von etwa 4 l/m<sup>2</sup> Aufwuchsfläche nicht unterschritten werden [53].

Bei der Untersuchung von Klärwerken mit Scheibentauchkörpern [126] hat sich ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Belastung und der Wirkung von Scheibentauchkörpern ergeben. Diese Ergebnisse sowie Untersuchungen von *Cheung* [112] bilden die Grundlage für nachfolgende Bemessungswerte, die identisch sind mit den Angaben im ATV-Arbeitsblatt A 135 [5].

Danach ist die Abhängigkeit vom angestrebten Reinigungsziel festzulegende BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung (B<sub>A</sub>) maßgebend für die Ermittlung der notwendigen Bewuchsfläche.

Die erforderliche Bewuchsfläche (A) wird wie folgt ermittelt :

$$A = \frac{\text{tägliche BSB}_5\text{-Fracht [kg/d]}}{\text{BSB}_5\text{-Flächenbelastung [kg/m}^2\text{.d]}}$$

$$A = B_d / B_A = [\text{m}^2]$$

Nach *Hartmann* [124] kann die erforderliche Fläche reduziert werden, wenn die gesamte erforderliche Fläche auf mehrere gleich große Walzen aufgeteilt wird. Die Korrekturfaktoren sind in Tabelle 6.3 angegeben.

Tab. 6.3 : Korrekturfaktor für die erforderliche Bewuchsfläche nach [124]

Zahl der Kaskaden	Korrekturfaktor
2	1,0
3	0,91
4	0,87

Die Untersuchungen von *Cheung* [112] haben gezeigt, daß nicht nur der BSB<sub>5</sub>, sondern auch der NH<sub>4</sub>-N-Gehalt im Ablauf von der BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung abhängt. Diese Untersuchungen haben bestätigt, daß BSB<sub>5</sub>-Werte im 24-h-Mittel unter 20 mg/l nur bei BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastungen unter 10 g/m<sup>2</sup>.d erreicht werden können. NH<sub>4</sub>-N-Werte unter 3 mg/l im 24-h-Mittel lassen sich nur bei BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastungen unter 5 g/m<sup>2</sup>.d erzielen. Nach *Harremöes* [149] und *Krauth* [126] beginnt die Nitrifikation, wenn der gelöste BSB<sub>5</sub> in der Wanne Werte zwischen 10 und 20 mg/l erreicht hat und ausreichend gelöster Sauerstoff vorhanden ist.

Während bei alleiniger BSB<sub>5</sub>-Abnahme eine zweikaskadige Anlage ausreicht, ist für die Nitrifikation eine vierkaskadige Anlage zweckmäßig. Die Nitrifikation setzt dabei voll in der dritten Kaskade ein [53]. Nach *Cheung* und *Krauth* [119] wird der gelöste Sauerstoffgehalt nicht zum begrenzenden Faktor für die Nitrifikation.

## Abwasserreinigung ohne Nitrifikation

Für die Bemessung der Bewuchsfläche ist von 2 bis 3 Kaskaden aus zu gehen. Dabei werden in dem Handbuch [53], folgenden Bemessungswerte vorgeschlagen :

- 2 Kaskaden  $B_A = 8 \text{ g/m}^2\cdot\text{d}$
- 3 und mehr Kaskaden  $B_A = 10 \text{ g/m}^2\cdot\text{d}$

Bei einem überdurchschnittlich gut ausgeglichenen Abwasseranfall und beim Trennverfahren ist bei 2 Kaskaden ein Bemessungswert von  $9 \text{ g/m}^2\cdot\text{d}$  zulässig. Dieser kann bei  $BSB_5$ -Werten im Zulauf zum Scheibentauchkörper über  $250 \text{ mg/l}$  auf  $10 \text{ g/m}^2\cdot\text{d}$  erhöht werden [53].

Eine Flächenbelastung von  $B_A \leq 8 \text{ g/m}^2\cdot\text{d}$  wird auch für Anschlußwerte unter 500 Einwohnern im Arbeitsblatt A 122 [150] und für Kleinkläranlagen in den Bau- und Prüfgrundsätzen des Deutschen Instituts für Bautechnik (dort mit einer Mindestfläche von  $90 \text{ m}^2$ ) vorgesehen.

## Abwasserreinigung mit Nitrifikation

Ist eine weitgehende Nitrifikation erforderlich, so ist für die Bemessung der Bewuchsfläche in der Regel eine Drei- oder Vierkaskadenanlage zweckmäßig [53].

Bei einem TKN zu  $BSB_5$ -Verhältnis von  $\leq 0,3$  werden folgende Bemessungswerte vorgeschlagen [53]:

- 3 Kaskaden  $B_A = 4 \text{ g/m}^2\cdot\text{d}$
- 4 und mehr Kaskaden  $B_A = 5 \text{ g/m}^2\cdot\text{d}$

Bei kleiner  $BSB_5$ -Flächenbelastung hat die Durchflußzeit nur einen geringen Einfluß auf die Nitrifikation. Trotz einer verkürzten Durchflußzeit ( $0,92 \text{ h}$ ) nimmt die Nitrifikation bei dünnen Abwasser und gleicher  $BSB_5$ -Scheibenbelastung zu. Das heißt, die Bedeutung des  $BSB_5$  ist wesentlich größer als die der Durchflußzeit. Die Rückführung von gereinigtem Abwasser vor die dritte Kaskade läßt somit einen positiven Einfluß auf die Nitrifikationsleistung erwarten [112].

Der über die Rotation eingetragene Sauerstoff reicht nach *Cheung* und *Krauth* [119] aus und wird nicht zum begrenzenden Faktor für die Nitrifikation. Eine künstliche Belüftung wird somit nicht nötig. Durch die Nitrifikation verringert sich die Sauerstoffkapazität des Abwassers. Bedingt durch den gegebenen hohen  $\text{CO}_2$ -Austrag kommt es jedoch in der Regel nicht zu einer Absenkung des pH-Wertes bis in den sauren Bereich.

Bei Verfahren mit mehreren hintereinander geschalteten Kaskaden und jeweils bekannten Aufwuchsflächen ist es sinnvoll, jede Kaskade getrennt zu berechnen. Als Zulaufkonzentration wird Ablaufkonzentration der jeweils vorangegangenen Kaskade eingesetzt [53].

Nach Festlegung der Bewuchsfläche der 1. Walze kann für diese Walze die  $BSB_5$ -Flächenbelastung errechnet werden. Daraus sind die erforderlichen Flächen zum Abbau des  $BSB_5$  und des Ammoniums ermittelbar. Nach Festlegung der Flächen für die übrigen Walzen sind dann –für jede Walze einzeln– die Ablaufkonzentrationen zu errechnen [53].

*Krauth* und *Cheung* [112] haben nach Erfahrungen, folgende Schlußfolgerungen gezogen:

- Um eine volle Nitrifikation zu erreichen, ist die  $BSB_5$ -Belastung bei 4-Kaskaden-Scheibentauchkörper-Anlagen zu  $\leq 4 \text{ g/m}^2\cdot\text{d}$  zu wählen. Bei dieser  $BSB_5$ -Belastung liegen bei dickem und dünnem Abwasser 85 % aller Ablaufwerte mit 95 % Sicherheit unter  $3 \text{ mg/l NH}_4\text{-N}$ .
- Bis zu einer  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Scheibenbelastung von  $2 \text{ g/m}^2\cdot\text{d}$  ist die  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Abnahme eine direkte Funktion der  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Scheibenbelastung und somit bleibt die prozentuale  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Abnahme, unabhängig von der  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Scheibenbelastung, konstant.
- Die ausgespülte Überschussschlammmenge, ausgedrückt durch die abfiltrierbaren Feststoffe im Ablauf des Scheibentauchkörpers, hängt von der  $BSB_5$ -Belastung ab. Bei weitgehender Nitrifikation muß man mit einer Überschussschlammmenge von etwa  $0,4 \text{ kg TS/kg BSB}_5$ -Abnahme rechnen.
- Die Bakterien benötigen für ihren Stoffwechsel die Nährstoffe Stickstoff und Phosphor, die sie dem Abwasser entnehmen. Das Verhältnis des eliminierten Gesamtstickstoffs zum eliminierten  $BSB_5$  (als  $\Delta N_{\text{ges}}/\Delta BSB_5$ ) betrug minimal 6,5 % bzw. des eliminierten Phosphors zum eliminierten  $BSB_5$  (als  $\Delta P_{\text{ges}}/\Delta BSB_5$ ) 1,97 %.

### Nitrifikation-Denitrifikation

Eine Ergänzung zur klassischen Stickstoffelimination mit Nitrifikation und Denitrifikation in Kläranlagen ist die Entwicklung von Verfahren, die keine C-Quellen benötigen. Ein Beispiel dazu ist ein Scheibentauchkörper für die Nitrifikation von ammoniumreichem Deponiesickerwasser ( $150$  bis  $400 \text{ g N/m}^3$ ) einer Sondermülldeponie in der Schweiz [44]. Das Sickerwasser wird so vorbehandelt, daß der Zulauf zum nitrifizierenden Tauchkörper keinen abbaubaren TOC enthält. Im Scheibentauchkörper werden 60 % des Ammoniums zu Nitrat und 40 % zu molekularem Stickstoff oxidiert ohne Zugabe einer C-Quelle. Die Stickstoffelimination erhöht sich bis auf einen Anteil von 60-70 %, wenn die Ammoniumbelastung auf über  $2,5 \text{ g N/m}^2\cdot\text{d}$  ansteigt.

### 6.3.2 Einsatzbereiche des Scheibentauchkörperverfahrens

Die Scheibentauchkörperanlage bleibt nicht auf die Behandlung von häuslichem Abwasser beschränkt sondern kann bei vielen anderen Abwasserarten vorteilhaft eingesetzt werden.

Bei der biologischen Reinigung von konzentriertem Abwasser aus Brauereien, Molkereien, Käsereien, Hefefabriken, Brennereien, Schlachthöfen u.s.w. [124] kann der Einsatz von parallel angeordneten Tauchkörpern die Verstopfungsgefahr, wie sie bei Tropfkörpern auftritt, vermeiden und den erheblichen Energieaufwand, wie er für die Sauerstoffzufuhr bei Belebungsanlagen erforderlich ist, herabsetzen.

Auch für den Fall daß über Stunden oder Tage überhaupt kein Abwasser in die Anlage fließt, oder über Wochen und Monate nur Bruchteile der Bemessungsfracht anfällt, sind beim Scheibentauchkörper keine Betriebsschwierigkeiten zu erwarten [114]. Bei Wiederanstieg der Belastung erbringt der Scheibentauchkörper bereits nach wenigen Tagen wieder eine hohe Reinigungswirkung. Es muß nur dafür gesorgt werden, daß die Scheiben immer in Drehung bleiben und im Trog immer der normale Wasserstand gehalten wird. Solche Anlagen eignen sich deshalb z.B. gut für

Ausflugsgaststätten, Campingplätze, Ferienheime und Fremdenverkehrsorte mit Saisonbetrieb [114].

Scheibentauchkörper können mit Erfolg bei der biologischen Reinigung von angefaultem Abwasser verwendet werden. Konzentrierte organische Industrieabwässer, aber auch normales häusliches Abwasser aus Einzelhäusern und kleinen Gemeinden werden oft in Faulkammern, Erdfaulbecken, Mehrkammerfaulgruben und Faulteichen behandelt. Da diese Teilreinigungsmethode alleine für die Ableitung des Ablaufes in leistungsschwache Vorfluter oft unzureichend ist, muß das faulende, meist schwefelwasserstoffhaltige Abwasser aerob weiterbehandelt werden. Ein nachgeschaltetes Scheibentauchkörperverfahren kann die Abbauleistung des Teilreinigungssystems wesentlich verbessern [124].

Phenolhaltige Abwässer von Kokereien und Mineralölraffinerien z.B. für Benzine und Petroleum [117] lassen sich mit dem Scheibentauchkörper ebenfalls erfolgreich behandeln.

Bei Stößen von toxischen Stoffen sind Scheibentauchkörper weitaus unempfindlicher als Belebungsanlagen [114]. Bei stoßweiser Einleitung von Cyanid, Schwermetallen und desinfektionsmittelhaltigen oder verölten Abwässern in unzulässig hohen Konzentrationen wird in Scheibentauchkörperanlagen allenfalls die Oberfläche des Scheibenwuchses geschädigt. Die Abbauleistung verschlechtert sich in der Regel nur unwesentlich und nur für kurze Zeit. Es findet vorübergehend ein stark erhöhter Schlammabstoß der Scheiben statt. Dieses Phänomen läßt sich damit erklären, daß der dicke biologische Rasen immer nur für Sekunden in das Abwasser eintaucht, und somit die Schädigung auf seine Oberfläche beschränkt bleibt [114].

Mit Hilfe des Scheibentauchkörpers läßt sich mit relativ geringem Aufwand eine biologische Teilbehandlung von Gülle durchführen. Die Abbauleistungen der Anlage lagen bei 50 % für Gesamt-N und 76 % für BSB<sub>5</sub>. Die Anlage wurde mit der Bemessung von 4 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d bzw. 24 mg NH<sub>4</sub>-N/m<sup>2</sup>.d betrieben [50].

### 6.3.3 Wirtschaftlichkeit von Scheibentauchkörperanlagen

Beim Scheibentauchkörperverfahren entfällt die gesamte Einrichtung für den Rücklaufschlamm, der beim Belebungsverfahren unbedingt notwendig ist. Nach *Pöpel* [127] beträgt der Energiebedarf für Scheibentauchkörper i.M. etwa 0,025 kWh/kg BSB<sub>5</sub>-Abnahme.

Betriebserfahrungen in Deutschland und in den USA [113] zeigen, daß der Gesamtenergiebedarf (etwa 5 kWh/EW.a) für Scheibentauchkörperanlagen 20 bis 30 % des Gesamtenergiebedarfs für das Belebungsverfahren beträgt.

Die Betriebskosten des Scheibentauchkörperverfahrens sind in der Regel erheblich niedriger als bei anderen biologischen Verfahren mit vergleichbaren Reinigungsleistungen. Der Wartungsaufwand für biologische Abwasserreinigungsanlagen fällt überwiegend im biologischen Teil der Anlage an. Beim Scheibentauchkörper beschränkt sich die Wartung auf Ölwechsel und Abschmieren der Antriebselemente sowie auf das Sauberhalten der Anlage [114].

## 6.4 Tropfkörper

### 6.4.1 Füllmaterial

Als Träger für die Biomasse werden eine Reihe unterschiedlicher Materialien verwendet, die verschieden hohe spezifische Oberflächen aufweisen. Die gebräuchlichsten Materialien sind [31]:

- Basalt, Lava,
- Sand,
- Blähton,
- Aktivkohle,
- Anthrazit,
- Braunkohle,
- Kunststoff.

Untersuchungen zweier parallel betriebener, gleich allerdings sehr hochbelasteter Tropfkörper mit Lava- bzw. Kalksteinfüllung zeigten eine höhere Leistung der Lava-Tropfkörper. Niedrigere als theoretisch zu erwartende Leistungen wurden bei anderen Kalksteintropfkörpern festgestellt [17]. Ein deutlicher Einfluß des Trägermaterials auf die Stoffwechselaktivität und die Adhäsion von Nitrifikanten konnte an zahlreichen Beispielen nachgewiesen werden [25]. Die bisher in der Praxis eingesetzten Festbettkunststoffe sind als Träger für Nitrifikanten und auch andere Abwasserbakterien oft nicht optimal. Dies konnte sowohl in Laborversuchen, als auch im Abwasser bestätigt werden. Träger-Kunststoffe mit bestimmten Pigmentzusätzen, bakterizid wirkenden Stabilisatoren oder Verarbeitungshilfsmitteln zeichnen sich in der Praxis durch eine deutlich verlängerte Einfahrzeit und zögerende Besiedlung aus. Als gute Träger erwiesen sich möglichst raue Materialien und für Nitrifikanten karbonathaltige Oberflächen [25].

Für die optimale Beschaffenheit des Trägermaterials konnten folgende Eigenschaften ermittelt werden [25]:

- Es soll frei von Stoffen sein, die das Wachstum der Bakterien hemmen.
- Eine gewisse Mikrorauhigkeit ist nötig, um die Initialbesiedlung zu beschleunigen.
- Bei der Ansiedlung von Nitrifikanten sind karbonathaltige Trägermaterialien anderen Trägern überlegen.

Als Träger eignen sich somit z.B. Polyethylen und Polypropylen gut, falls auch die anderen hier aufgeführten Randbedingungen eingehalten werden [25].

Untersuchungen von *Schlegel* [39] haben gezeigt, daß bei CSB und TKN ein wesentlicher Unterschied zwischen dem Eliminationsgrad des Tropfkörpers mit Kunststofffüllung und des Tropfkörpers, der eine Lavaschlackefüllung aufwies, zu erkennen ist. Hier ergibt die Kunststofffüllung eindeutig bessere Werte, weil offensichtlich eine bessere Durchlüftung günstigere Umweltbedingungen für die Nitrifikanten schafft.

Bei hohen Raumbelastungen gibt es bei brockengefüllten Tropfkörpern oft Schwierigkeiten mit Geruchsbelästigungen und der Neigung zum Verstopfen. Diese Schwierigkeiten treten bei den kunststoffgefüllten Tropfkörpern (z.B. in Oettingen, Penzberg und Trostberg) nicht auf [17].

Aus den Ergebnissen von *Wolf* [18] läßt sich folgern, daß bei niedriger BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung ( $B_R < 0,4 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$ ) Lava-Tropfkörper für die Stickstoffoxidation solange günstigere Bedingungen bieten, solange nicht Kunststoffmaterialien mit gegenüber Lavafüllung mindestens doppelter wirksamer spezifischer Oberfläche eingesetzt werden. Je höher die BSB<sub>5</sub>-Raumbelastungen dagegen sind, um so besser sind Kunststoffmaterialien für die Stickstoffoxidation geeignet. Mit Kunststoffmaterialien können bei hohen Raumbelastungen wesentlich höhere Nitrifikationsleistungen erzielt werden als mit Lava-Tropfkörpern.

## 6.4.2 Betriebserfahrungen an Tropfkörpern

### Tropfkörper als erste Stufe

Es gibt eine Reihe von Fällen, wo Tropfkörper als erste hochbelastete Stufe der biologischen Reinigung eingesetzt werden. Beispiele sind die zweistufigen biologischen Anlagen von Nürnberg, Erlangen, Schwabach, Penzberg, Oettingen, Trostberg und Schweinfurt [17]. Die Tropfkörper werden dort fast ausnahmslos mit Raumbelastung zwischen 1 und 2 kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>·d belastet. Die Eliminationsleistung für BSB<sub>5</sub> beträgt bei 2 kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>·d im Durchschnitt etwa 50 %, bei 1 kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>·d etwa 75 %, sofern eine Zwischenklärung vorhanden ist.

### Tropfkörper als zweite Stufe

Im Rahmen einer Erweiterung der Kläranlage Karlsruhe wurden von *Schneider* [16] Tropfkörper-Versuche (nach dem Belebungsverfahren) durchgeführt. Der Tropfkörper wurde mit Schlacke gefüllt. Bei einer Beschickung von 0,60 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>·h betragen die mittleren Ablaufwerte für CSB 71 mg/l, für BSB<sub>5</sub> 14 mg/l. Die mittlere Abbauleistung für CSB beträgt 49 %, für den BSB<sub>5</sub> 73 %. Bei der Beschickung von 0,90 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>·h betragen die mittlere Ablaufwerte für CSB 66 mg/l, für BSB<sub>5</sub> 12 mg/l. Im Durchschnitt wird der CSB zu 49 % abgebaut, der BSB<sub>5</sub> zu 72 %. Die vorliegenden Ablaufergebnisse zeigen keine signifikanten Unterschiede trotz unterschiedlicher Beschickung (0,6 und 0,9 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>·h).

Durch Profilmessungen an einem Tropfkörper als zweite Stufe [21] konnte festgestellt werden, daß die Reinigungsleistung in der oberen Zone durch die Aktivität von Ciliaten, in einer unteren Zone durch die Aktivität von Nitrifikanten gekennzeichnet ist. Durch Erhöhung der Belastung der Belebtschlammanlage steigt die Konzentration der von Ciliaten bevorzugten Nährstoffklasse (partikuläre organische Substanz in Form von Mikroflocken und Einzelbakterien). Dadurch erweitert sich der Besiedelungsraum der Ciliaten, die Nitrifikanten werden zurückgedrängt. Aufgrund einer kritischen Wertung der Versuchsergebnisse wird der Schluß gezogen [21], daß bei Wahl eines mit Lavaschlacke der Körnung 16/40 mm gefüllten Tropfkörpers die optimale Schlammbelastung der vorgeschalteten Belebtschlammanlage bei ca. 1,0 kg BSB<sub>5</sub>/kg TS·d liegen sollte. Die mittlere Schlammbelastung der vorgeschalteten Belebtschlammanlage bei Trockenwetterzufluß sollte den Grenzwert von 1,2 kg BSB<sub>5</sub>/kg TS·d nicht wesentlich überschreiten.

## Tropfkörperbesiedlung durch Würmer [61]

Der Aufbau eines Biofilms und die Zusammensetzung der Biocoenose in einem Tropfkörper sind das Produkt physikalischer, chemischer und biologischer Faktoren, wie z.B. Durchflußgeschwindigkeit, Art des Aufwuchsmaterials, Nährstoffbelastung oder Sauerstoffversorgung.

In einem Tropfkörper mittlerer Belastung besteht die "gesunde" Biocoenose durchschnittlich zu mehr als 50 % der Masse aller Mikroorganismen aus freischwimmenden und festsitzenden Wimpertierschen (Ciliaten). Beschaltete Amöben (z.B. Arcella oder Euglypha), Nacktamöben und Würmer werden in Tropfkörpern teilweise in Abhängigkeit von der Art des Füllmaterials häufiger nachgewiesen als in Belebungsanlagen.

Tropfkörper sind in der Lage, bei niedriger Belastung stabil zu nitrifizieren. Eine niedrige BSB<sub>5</sub>-Belastung über einen längeren Zeitraum, die für die Nitrifikation notwendig ist, begünstigt jedoch das Entstehen eher dünner Biofilme mit geringen Anteilen an organischer Substanz. Dies führt häufig zu massenhaftem Anwachsen von Wümem (Oligochäten und Nematoden) im Biofilm [61].

Sind die Würmer bereits massenhaft im Biofilm angewachsen, kann die BSB<sub>5</sub>-Reinigungsleistung des Tropfkörpers spontan beeinträchtigt werden. Da die im Biofilm angewachsenen Bakterien und die sensible Nitrifikantenflora von Wümem schnell abgeweidet werden, verschlechtert sich meist auch die Nitrifikationsleistung und damit die Gesamtleistung des Tropfkörpers erheblich.

Als weiterer Nachteil einer durch Würmer dominierten Biocoenose ist die Ablösung einzelner „Fladen“ aus dem Biofilm zu nennen, die zu einer Destabilisierung des Biofilms führen kann [61].

## Tropfkörper-Fliegen

Die Tropfkörper-Fliegen entwickeln sich am stärksten, wenn trockener und nasser Zustand ständig wechseln, z.B. in Schwachlast-Tropfkörpern. Die Lebensdauer schwankt von 22 Tagen bei 16°C bis zu 7 Tagen bei 30°C [131].

Aus der jahreszeitlich bedingten Temperaturänderung resultiert in Tropfkörpern ein Milieuwechsel, eine sich regelmäßig wiederholende Veränderung, die im Winter durch verminderte Aktivitäten von Larven der Schmetterlingsmücken (Psychodidae), von Rund- und Ringelwürmern, Rädertieren und Protozoen charakterisiert ist. Diese Organismen ernähren sich durch Abweiden des biologischen Rasens und lockern ihn gleichzeitig durch ihre Freß- und Bewegungstätigkeit auf, so daß Teile des Rasens abgelöst und abgespült werden können. Da diese Aktivitäten im Winter reduziert sind und das Wachstum des biologischen Rasens nicht im gleichen Maße abnimmt, kann es zu Verschlammungen von Tropfkörpern kommen, die durch Faktoren wie kleine Korngröße des Füllmaterials, unzureichende Belüftung und hohe Belastung begünstigt wird [19].

Das Auftreten von Tropfkörperfliegen ist zu bekämpfen durch [53]:

- Kontinuierliche Beschickung, gegebenenfalls mit Rücklaufwasser ergänzt.
- Kräftiges Abwaschen der oben freiliegenden Innenseiten der Tropfkörperwände.
- Chlorung mit 0,5 bis 1 mg/l für jeweils mehrere Stunden in Zeitabständen, in denen die Fliege ihren Lebenslauf nicht vollenden kann, d.h. in ein- bis zweiwöchigen Intervallen (ist aber zu vermeiden aus Umweltgründen).
- Anwendung von Insektiziden [131].
- Ersatz der oberen Brockenschicht durch eine gröbere Körnung [132].
- Umbau zu geschlossenen Tropfkörpern, soweit auch andere Gründe dafür sprechen (Auskühlung, Gerüche, etc.). Damit bleibt die nützliche Wirkung der Makroorganismen [133] erhalten.

### Sanierung von verstopften Tropfkörpern [19]

Im Frühjahr 1982 waren 2 hochbelastete Tropfkörper einer biologischen Kläranlage verstopft. Die Tropfkörper sind mit Lavaschlacke gefüllt und haben eine Oberflächenbeschickung von 1,4 m/h, eine BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung von 1,1 kg/m<sup>3</sup>.d. Im vorliegenden Fall wurde die Verstopfung durch massenhaftes Auftreten von Zoogloea (in Gallerte eingebettete Bakterienkolonien), die Stränge von über 10 cm Länge und 0,5 mm Dicke bildete, ausgelöst.

Mechanische Lockerung des Füllmaterials von der Oberfläche, Punktspülungen führten nicht zum Erfolg. Zur Technik des Freispülens von Tropfkörper finden sich in der Literatur [53] überwiegend Hinweise auf Chlorzugaben. Um eine unter Umständen unnötige Produktion von chlororganischen Verbindungen zu vermeiden, wurde eine Spülung mit möglichst gering belastetem Wasser -eine "Null-Diät" für die Bakterien- in Betracht gezogen. Laborversuche zeigten, daß der vorliegende Schlamm durch "Aushungern" der Bakterien abgebaut und abgespült werden kann. Eine Chlorzugabe ist nicht notwendig.

Die beiden Tropfkörper dieser Kläranlage wurden nacheinander durch eine jeweils einen Monat dauernde Beschickung mit Ruhrwasser (BSB<sub>5</sub> = 3,3 mg/l, Oberflächenbeschickung = 1,47 m/h) über eine ca. 100 m lange fliegende Leitung freigespült. Zur Kontrolle der fortlaufenden Reinigung wurden zweimal wöchentlich Punktspülungen durchgeführt und dabei im Tropfkörperablauf die absetzbaren Stoffe nach zwei Stunden bestimmt.

Die Wiederinbetriebnahme der Tropfkörper erfolgte mit einer über eine Woche stufenweise erhöhten Abwasserzugabe. Nach zweimonatigem normalen Betrieb wurde in einer 24-Stunden-Untersuchung bei einer hohen BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung von 0,7 kg/m<sup>3</sup>.d -die ATV [5] empfiehlt 0,4 kg/m<sup>3</sup>.d- eine Elimination von ca. 80 % BSB<sub>5</sub> für beide Tropfkörper ermittelt.

## Rücklaufwasserführung

Es soll durch die Rückführung die Zulaufkonzentration zum Tropfkörper auf Werte unter 100 bis 150 mg BSB<sub>5</sub>/l erniedrigt werden. Die Rückführung hat zumindest dadurch einen Einfluß auf die Ablaufkonzentration. Theoretisch ist dieser Einfluß bei Rückführverhältnissen um 1 bereits so stark, daß bei weiterer Steigerung nur noch eine langsame und bei Steigerungen über 1 + 3 praktisch keine Verbesserung mehr zu erwarten ist. Gegenläufig wirkt die schlechtere Abbaubarkeit der rückgeführten Restverschmutzung und unter Umständen die höhere Belastung der Nachklärung bei vergrößerter Rückführung [17].

Mit der Rückführung, sind eine Reihe verfahrenstechnischer Vorteile zu erreichen [53]:

- Belastungsstöße werden gedämpft.
- Die Oberflächenbeschickung und damit die Spülkraft lassen sich durch Rückpumpen, z.B. auch bei nächtlichem Rückgang der Zuflußmengen, in der benötigten Größenordnung halten.
- Mit u.U. mehrfachem Rücklauf findet ein insgesamt intensiverer Kontakt zwischen Abwasser und biologischem Rasen statt. Der günstige Einfluß des Rückpumpens gilt aber nur, soweit die optimale Oberflächenbeschickung nicht wesentlich überschritten wird.
- Ausgeglichene Verteilung der Schmutzstoffe auf die ganze Tropfkörpertiefe und damit gleichmäßigeres Wachstum des biologischen Rasens.
- Der Kläranlagenzufluß wird durch das sauerstoffhaltige Rücklaufwasser aufgefrischt und geruchlos gemacht. Darüber hinaus wirkt das mehrmalige Versprühen als zusätzliche Belüftung.
- Mit Rückführung in den Zulauf ist gegebenenfalls eine zu lange Aufenthaltszeit in der Vorklärung auf ein Maß zu verringern, das eine Anfaulung des Abwassers verhindert.
- Die im Tropfkörperablauf vorhandene biologische Substanz kann bei Rückführung zum Zulauf bereits in der Vorklärung auf das Abwasser einwirken.
- Die Einarbeitungsphase des Tropfkörpers bei der Inbetriebnahme wird durch diesen Rücklauf biologisch verkürzt.
- Die im Rücklaufwasser enthaltenen Nitrate dienen für die ersten Abbauphasen als Sauerstoffquelle. Dadurch wird die «simultane Denitrifikation» gefördert.

Diesen möglichen Vorteilen stehen folgende negative Punkte gegenüber [53] :

- Höherer Energieaufwand.
- Größere Abwasserzuleitungen und -verteiler und je nach Rezirkulationsführung auch u.U. größere Vor- und Nachklärung.
- Unter Umständen Überschreitung der optimalen Oberflächenbeschickung.
- Anreicherung mit schwer abbaubaren Stoffen.
- Stärkere Abkühlung und damit Rückgang der biologischen Aktivität.

## Flächenbeschickung

Bei den hochbelasteten Tropfkörpern hat die Flächenbeschickung Bedeutung bekommen, weil sie die hier wichtige Spülkraft sicherstellt. Damit die Spülwirkung eintritt, darf die Flächenbeschickung nicht unter ein bestimmtes Maß abfallen. Sie soll wenigstens 0,8 m/h betragen. Der Wert ist etwa 10 mal so groß wie bei alten, schwachbelasteten Körpern, denn bei diesen trifft man meist weniger als 0,1 m/h an. Nach oben ist die Flächenbeschickung nicht begrenzt. Forscher haben Versuche bei 4,8 m/h mit Erfolg ausgeführt [52].

Tropfkörper bei denen die nötige Flächenbeschickung vorhanden ist, bilden keine Pfützen und verschlammen nicht, wenn sie richtig gebaut sind, also nicht zu feinkörnig sind, und wenn die Sohle genügend Luft hat [52].

## Nitrifikationsleistung

Aus Untersuchungen über die Nitrifikation in Fließgewässern ist bekannt, daß sich Nitrifikanten bevorzugt an festen Flächen ansiedeln. Sie erreichen ihr Besiedelungsmaximum in einem Lebensraum, der durch geringe Konzentration an abbaubarer organischer Substanz und relativ hohe Sauerstoffkonzentration gekennzeichnet ist. Aus diesen Beobachtungen kann der Schluß gezogen werden, daß ein mit organischen Substanzen relativ schwach belasteter, ausreichend belüfteter Tropfkörper besonders günstige Voraussetzungen zur Nitrifikation von Abwasser bietet [21].

Um das erforderliche Volumen eines solchen Reaktors zu minimieren, wird vorgeschlagen, die Konzentration an organischer Substanz durch einen vorgezogenen biologischen Verfahrensschritt soweit zu senken, daß die oben genannten Umweltansprüche der Nitrifikanten bereits nahe der Einlaufzone des Tropfkörpers befriedigt werden und das Tropfkörpervolumen den Nitrifikanten somit überwiegend zur Besiedelung freisteht. Damit stellt sich die Frage nach der erforderlichen Reinigungsleistung, die von der biologischen Vorbehandlungsstufe zu erbringen ist, damit in der zweiten biologischen Stufe eine optimale Nitrifikationsleistung erreicht werden kann [21].

Die N-Oxidation ist primär eine Funktion der Stickstoff-Flächen- bzw. Raumbelastung und nur sekundär eine Funktion der BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung [17]. Hohe BSB<sub>5</sub>-Raumbelastungen wirken jedoch hemmend. Die N-Oxidationsleistung beträgt etwa 40-60 g N/m<sup>3</sup>.d bei Lavatropfkörpern, wenn sie nicht durch zu hohe BSB<sub>5</sub>-Raumbelastungen (0,4 kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>.d) gehemmt wird [17].

Untersuchungen von *Wolf* [18] haben folgende Ergebnisse gezeigt: In Lava-Tropfkörpern bis zu BSB<sub>5</sub>-Raumbelastungen von 0,6-0,8 kg/m<sup>3</sup>.d findet zumindest teilweise Nitrifikation statt. Bei BSB<sub>5</sub>-Raumbelastungen unter etwa 0,4 kg/m<sup>3</sup>.d entspricht der Nitrifikationsgrad einer Nitrifikationsrate von rd. 50 g/m<sup>3</sup>.d, gemessen als NH<sub>4</sub>-N bzw. bezogen auf die wirksame spezifische Brockenoberfläche von etwa 60 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> einer spezifischen Rate von etwa 0,8 g/m<sup>2</sup>.d.

## Bau- und Betriebskosten von Tropfkörpern

Generell besteht kein wesentlicher Unterschied zwischen den Baukosten von Tropfkörper- und Belebungsanlagen [18]. Die spezifischen Baukosten der Tropfkörper sind nach dem Nutzvolumen in der folgenden Tabelle zusammengefaßt.

Tab. 6.4: Maschinenkosten in Abhängigkeit vom Nutzvolumen der Tropfkörper [18]

TK-Nutzvolumen [m <sup>3</sup> ]	Baukosten [DM]	spezif. Kosten [DM/m <sup>3</sup> ]
200	35 000	175
1000	75 000	75
2000	100 000	50

Hinsichtlich des Personalaufwandes kann in Bayern kein wesentlicher Unterschied zwischen Tropfkörper und Belebungsanlagen gleicher Größe festgestellt werden. Hinsichtlich des Stromverbrauches besteht ein wesentlicher Unterschied zu Belebungsanlagen nur bei höher belasteten Tropfkörpern. Schwach- oder unterbelastete Tropfkörper haben unter den üblichen Betriebsbedingungen in der Regel annähernd denselben Stromverbrauch wie Belebungsanlagen (mit ca. 0,5 kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>.d) [18].

Der Stromverbrauch für die Tropfkörperbeschickung ist theoretisch leicht zu errechnen. Er ist direkt proportional der Oberfläche der Tropfkörper und der Oberflächenbeschickung und umgekehrt proportional dem Wirkungsgrad von Pumpen und Motor [17]. Im Durchschnitt der Betriebsergebnisse ergeben sich Leistungsaufnahmen von 29,1 W/m<sup>2</sup> bzw. 8,33 W/m<sup>3</sup> oder Stromverbräuche von 21,3 kWh/m<sup>2</sup>/Monat bzw. 6,1 kWh/m<sup>3</sup>/Monat. In Bezug auf den BSB<sub>5</sub>-Abbau beträgt der Energieaufwand rund 0,3 bis 0,5 kWh/kg BSB<sub>5</sub>-Abbau. Die genannten Werte entsprechen bei einer durchschnittlichen Oberflächenbeschickung von 0,8 m/h und einem Gesamtwirkungsgrad von 0,5 einer Förderhöhe von etwa 6,55 m [17].

## 6.5 Temperatureinfluß auf die Reinigungsleistung

Den verschiedenen Organismen bieten jeweils unterschiedliche Temperaturbereiche optimale Lebensbedingungen. Innerhalb der für die Abwasserbehandlung in Betracht kommenden Temperaturen zwischen +5° und 30°C führt jede Abkühlung zu verringerter biologischer Aktivität. Dabei kommt der Einfluß der vielzelligen Organismen, z.B. Insektenlarven und Würmer, bereits unter +10 °C fast zum Erliegen, während die Tätigkeit der Bakterien und Protozoen erst bei etwa 4 °C, mancher Bakterienstämme sogar erst bei 0 °C abklingt [53].

Für den Reinigungsvorgang im Tropfkörper geht mit den Temperaturen die Adsorption der Schmutzstoffe wesentlich geringer als die biochemische Oxidation zurück. Wie beim Belebungsverfahren wird durch Kälte die Nitrifikation noch stärker vermindert als der Abbau der organischen Substanz [53].

Niedrige Temperaturen haben folgende Einflüsse: Die Auflockerung des biologischen Rasens durch höhere Organismen geht zurück. Der biologische Rasen wird dicker und führt zu Verstopfungen bei verschlechterter Sauerstoffzufuhr. Mit dem Wiederaufleben der Makroorganismen im Frühjahr kommt es zu stärkerem Schlammabstoß. Wegen der einseitigen Entwicklung der Kleinlebewelt ist es ratsam, neue Tropfkörper möglichst nicht im Herbst oder Winter, sondern zum Frühjahr oder

Sommer in Betrieb zu nehmen. Das Anwachsen des biologischen Rasens im Winter ist nicht nur auf die fehlende Auflockerung zurückzuführen, sondern auch als eine Bereitstellung größerer Mengen biologischen Materials mit verringerter spezifischer Aktivität zu verstehen [53].

Theoretisch sind die Aktivitäten sowohl der heterotrophen als auch der autotrophen Bakterien stark abhängig von der Temperatur. In der Praxis stellt man jedoch fest, daß die Temperaturabhängigkeit der BSB- und CSB-Elimination nur in sehr hoch belasteten Anlagen annähernd der Theorie entspricht, in schwach belasteten Anlagen ist sie wesentlich geringer. Für die stickstoffoxidierende Bakterien ist die Temperaturabhängigkeit jedoch in jedem Fall stark [17].

Die Temperatur hat einen wichtigen Einfluß auf die Aktivität der Mikroorganismen. Folgende Gleichung zeigt den Temperatureinfluß:  $k_T = k_{20} \cdot \alpha^{(T-20)}$ .  $\alpha'$  ist der Temperaturkoeffizient.  $k_T$  ist die Abbaugeschwindigkeit der organischen Stoffe bei der Temperatur T. Sie bezieht sich auf eine Referenztemperatur von 20 °C oder 10 °C. Der Koeffizient  $\alpha'$  bezieht sich auf die mikrobiologische Aktivität und variiert nach der Reinigungsart. (Belebungsverfahren, Tropfkörper, belüfteter Teich, usw.). Verschiedene Werte sind in der folgenden Tabelle zusammengefaßt [45].

Tab. 6.5: Koeffizient  $\alpha'$  nach Reinigungsart unterschieden [45]

Reinigungsart	$\alpha'$
Belebungsverfahren schwach belastet	1,0
hoch belastet	1,0-1,04
Tropfkörper	1,035
belüfteter Teich	1,06-1,08

### 6.5.1 Temperatureinfluß auf die BSB-Abnahme

Der Einfluß der Temperatur auf die Aktivität der Mikroorganismen kann als Temperaturkoeffizient ermittelt werden:  $k_1 = k_{20} \cdot 1,047^{T-20}$  d.h. pro Grad eine Veränderung um 4,7 % [53]. *Pöpel* [127] gibt an, daß die Abbauleistung im Tropfkörper bei 10 °C Abwassertemperatur 62 % des Wertes von 20 °C erreicht.

Zur Auswertung des Temperatureinflusses auf die BSB-Abnahme bei Scheibentauchkörperanlagen hat *Cheung* [112] folgende Gleichung verwendet:  $n_{bT2} = n_{bT1} \cdot \theta^{(T2-T1)}$  mit  $n_{bT}$  = prozentuale BSB-Abnahme bei Temperatur T,  $\theta$  = Temperaturkoeffizient. Die Temperaturkoeffizienten wurden mit Hilfe der Regressionsgraden nach o.g. Gleichung berechnet und sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt (Tab. 6.6).

Der Temperaturkoeffizient  $\theta$  schwankte zwischen 1,002 und 1,012, korrespondierend mit einer Zunahme der prozentualen BSB-Abnahme von 0,2 bzw. 1,06 % bei einem Anstieg der Temperatur um 1°C. D.h. der Temperatureinfluß in dem untersuchten Bereich auf die BSB-Abnahme ist nur gering. Daraus ist zu entnehmen, daß der Temperaturkoeffizient mit abnehmender Scheibenbelastung zurückging, d.h., bei höherer BSB-Scheibenbelastung ist der Temperatureinfluß größer. Ähnliche Beobachtungen werden auch beim Belebungsverfahren gemacht [114].

Tab. 6.6: Zusammenstellung der Temperaturkoeffizienten ( $\theta$ -Werte) in Abhängigkeit von der BSB-Abnahme [112].

Versuchsreihe	BSB <sub>5</sub> -Scheibenbelastung [g/m <sup>2</sup> .d] Bereich	arith. Mittel	Temperaturbereich [°C]	$\theta$ -Werte
1	8,3 – 23,9	18,7	5 – 10	1,0094
2	8,4 – 19,6	17,3	11 – 18	1,01
3	3,7 – 21,4	12,7	12 – 16	1,012
4	2,8 – 6,5	5,1	11 – 18	1,002
5	0,7 – 2,35	1,6	5 – 10	1,0028
6	3,6 – 9,5	6,1	10,5 - 20	1,008

*Pfeiffer* [46] hat nach den Erfahrungen mit Scheibentauchkörpern (Dr. Scholz & Partner GmbH), die Ablaufwerte in Abhängigkeit der Temperatur und der Flächenbelastung in der folgenden Tabelle zusammengefaßt.

Tab. 6.7: Ablaufwerte in der Abhängigkeit von der Temperatur und der Flächenbelastung [46]

Ablauf BSB [mg/l]	12 °C	22 °C	32 °C
	Flächenbelastung in Abhängigkeit der Abwassertemperatur [g/m <sup>2</sup> .d]		
≤ 40	≤ 16	≤ 30	≤ 40
≤ 30	≤ 12	≤ 24	≤ 35
≤ 25	≤ 10	≤ 20	≤ 30
≤ 20	≤ 7	≤ 16	≤ 20
≤ 15	≤ 5	≤ 10	≤ 16

Zur Bemessung von Scheibentauchkörperanlagen empfiehlt die ATV [5] folgende Scheibenbelastungen:  $B_A = 10 \text{ g/m}^2\cdot\text{d}$  BSB<sub>5</sub>, ohne Nitrifikation,  $B_A = 5 \text{ g/m}^2\cdot\text{d}$  BSB<sub>5</sub>, mit Nitrifikation.

Nach [46] betreffen diese Empfehlungen häusliche Abwässer bei einer durchschnittlichen Temperatur von 12 °C. Bei einem Temperaturkoeffizienten  $k = 0,08$  ( $k$  variiert von 0,06 bis 0,1) wird die Abbaurrate 2,22 mal höher im Temperaturraum 20-30°C, im Vergleich mit der Abbaurrate unter Temperaturen niedriger als 20 °C. Wenn  $T = 12 \text{ °C}$  als Referenz angenommen wird, kann man mit dem Faktor 4,2 unter optimalen Bedingungen gerechnet. Zur Temperatur bei 30 °C kann die biologische Aktivität mit Faktor 3 gerechnet werden ( $T = 12 \text{ °C}$  als Referenz) [46].

Erfahrungen [46] in Ägypten, bei ähnlichen Temperaturen um 30 °C, haben diese Daten bestätigt. Die Kapazität des Scheibentauchkörpers ist 3 mal höher bei 30 °C als bei Temperaturen von 12 °C. Die Belastungen sind dann wie folgt:  $B_A = 30 \text{ g/m}^2\cdot\text{d}$  BSB<sub>5</sub> ohne Nitrifikation,  $B_A = 15 \text{ g/m}^2\cdot\text{d}$  BSB<sub>5</sub>, mit Nitrifikation.

## 6.5.2 Temperatureinfluß auf die Nitrifikation

Das Wachstum der Nitrifikanten und die Oxidation der Ammoniumionen werden von der Temperatur stark beeinflußt. Es ist nicht selten, daß die Nitrifikation während der kalten Monate stark zurückgeht. Folgende Tabelle gibt die optimale Temperatur für verschiedene Nitrifikanten an [112].

Tab. 6.8: Optimale Temperaturen für die Nitrifikation [112]

Nitrifikanten	optimale T [°C]
Nitrosomonas (Reinkultur)	30 – 36
Nitrobacter (Reinkultur)	34 - 40

Nitrosomonas wächst bei Temperaturen von weniger als 5°C [118] nicht mehr. Bei Nitrobacter liegen die Grenzwerte bei < 4°C und > 45°C [121].

Die Temperaturkoeffizienten der Wachstumsrate für die Nitrifikanten sind in der nächsten Tabelle zusammengestellt. D.h. es ist eine Zunahme des Wachstums von etwa 8 % für Nitrosomonas bzw. 6,6 % für Nitrobacter je 1°C Steigerung (ab 20°C) zu erwarten [125].

Tab. 6.9: Zusammenstellung der Temperaturkoeffizienten der Wachstumsrate [125]

Nitrifikanten	(20°C-30°C)	% pro °C
Nitrosomonas (Reinkultur)	1,7 – 2,7	5,5 – 10,4
Nitrobacter (Reinkultur)	1,9	6,6
Nitrosomonas (im Belebtschlamm)	2 – 2,3	7,2 – 8,7

### 6.5.3 Temperatureinfluß auf die Denitrifikation

Untersuchungen an Scheibentauchkörpern [112] haben ergeben, daß drei verschiedene Temperaturzonen zu unterscheiden sind:

- zwischen 5°C und 10°C nimmt die Denitrifikationsrate sehr rasch zu,
- innerhalb des Temperaturbereiches von 10 bis 30°C nimmt die Denitrifikation um etwa 3 % je 1°C Steigerung zu.

Orte, die eine durchschnittliche Temperatur von über 20°C besitzen, können diesen Vorteil nutzen.

## 6.6 Sandfilter

Die Verfahren der Abwasserfiltration zielen im wesentlichen auf die Elimination partikulärer Inhaltsstoffe (abfiltrierbare Stoffe) des Abwassers nach biologischer Abwasserreinigung [109].

In Entwicklungsländern wird die Sandfiltration zur Entfernung von pathogenen Keimen genutzt. Das gereinigte Wasser wird zur Bewässerungszwecken wiederverwendet [78], [4].

In aquatischen Systemen kommen humanpathogene Viren vor, die verschiedene Krankheiten verursachen können z.B. Polioviren, Hepatitisviren, Reoviren. Die Konzentrationen in Belebtschlammanlagen können für Enteroviren im Bereich bis zu  $10^3$  Viruspartikel pro Liter liegen. Da Viren vorwiegend an Feststoffen adsorbiert vorliegen, kann die sehr gute Elimination mit der fast vollständigen Abtrennung der Feststoffe erklärt werden. Darüber hinaus ist auch eine Inaktivierung von Viren durch bakterien möglich. Auch durch Sandfiltration können Viren effektiv eliminiert werden.

So konnten beispielsweise Polioviren zu 82-99,8 % in einem Sandfilter eliminiert werden [129].

Die Filtrationswirkung beruht auf unterschiedlichen Vorgängen physikalischer und biologischer Art. Dazu gehören [59]:

Physikalische Mechanismen: Bei der Filtration sickert das mit feinen Schwebstoffen beladene Wasser durch das Filterbett. Die als Sieb wirkende oberste Filterschicht und die Ablagerung in den Porenräumen zwischen den Körnern halten Schwebstoffe sowie die Mehrzahl der großzelligeren pathogenen Mikroorganismen und Parasiten weitgehend zurück. Die kleineren Partikel werden entweder von den Sandporen oder durch Adsorption zurückgehalten. Bereits zurückgehaltene Partikel können durch die von der Strömung ausgeübten Schwerkraft während des Filtrationsprozesses wieder tiefer im Filter neu abgelagert oder ausgewaschen werden.

Biologische Mechanismen: dies bedeutet eine Oxydation der im Abwasser enthaltenen organischen Substanzen und des oxidierbaren Stickstoffs. Im Verlaufe der Langsandsandfiltration und durch Vorhandensein von Sauerstoff in der Gasphase des Filters, erfolgt eine Reduzierung der in den Poren oder an den Kornoberflächen festgehaltenen Mikroorganismen (Keime).

Der Oxidierungsprozeß wird ständig in Gang gehalten, da das Kornmilieu durch die regelmäßige Aufbringung von weiteren Wassermengen bzw. darauf folgenden Pausen jeweils neuen Sauerstoff erhält. Um die gesamte Sandmenge auch von unten her zu belüften, wurden Belüftungskamine vorgesehen.

Die biologische Wirksamkeit und damit die Entnahme gelöster organischer Stoffe wird entscheidend durch den Grad der Sauerstoffversorgung des gesamten Filterbettes beeinflusst [109].

Es entsteht ein Gleichgewicht zwischen der Verstopfung und der biologischen Aktivität, welche zum aeroben Abbau der organischen Stoffe führt. Das Filterbett soll zwischen den Beschickungen natürlicherweise belüftet werden, d.h. eine Erholung der Sandanlage. In USA, wurde eine Verringerung von 80 % der Infiltrationsleistung, nach einer kontinuierlichen Beschickung von 40 Tagen festgestellt. Die Reinigungsfähigkeit wurde nach 13 Tagen Erholung nachgeholt [110].

Die größeren Sandfilter der Kläranlage Ben Sergao haben 2 Tage Erholung nach 3 Tagen Beschickung [78]. Der Sandfilter von Bize in Frankreich [110] hat eine Beschickungsdauer von 1 Tag, und eine Erholungszeit von 5 Tagen. *Hambusch* und *Werner* [111] haben ihre Versuchssandfilter ebenfalls diskontinuierlich mit Erholungstagen beschickt.

## 6.6.1 Erfahrungen mit der Sandfiltration

### Schnellsandfilteranlagen

Die Sandfilteranlage, zur weitergehenden Reinigung nach dem Belebungsverfahren der Kläranlage Stuttgart [12] [42], besteht aus zwei Filtergalerien mit je 24 Filterkammern. Sie sind wie folgt aufgebaut:

- Blähschiefer 70 cm, Körnung 2-3 mm
- Quarzsand 50 cm, Körnung 1-1,6 mm
- Quarzkies als Verteilschicht 25 cm

Die Ergebnisse haben gezeigt, daß die Anforderungen am sichersten mit Schnell-sandfiltern, bei Schichthöhen zwischen 0,8 und 1,2 m, erreicht werden können.

Bemessungswerte der Filteranlage:

- Wassermenge
 

Trockenwetter	4 m <sup>3</sup> /s
Regenwetter	8 m <sup>3</sup> /s
  
- Daten der Filter
 

Anzahl der Filter	48 Stück
Fläche einer Filterkammer	40 m <sup>2</sup>
Länge einer Filterkammer	8 m
Breite einer Filterkammer	5 m
GesamtfILTERfläche	1.920 m <sup>2</sup>
spezifische Sandfläche	628 E/m <sup>2</sup>
Filtergeschwindigkeit TW	7,5 m/h
Filtergeschwindigkeit RW	15 m/h

Mit zunehmender Verschmutzung durch die zurückgehaltenen Schwebstoffe verstopft das Filterbett nach und nach. Bei Überschreiten eines bestimmten Widerstands wird die obere Schicht durch eine Spülung von unten nach oben regeneriert, also im Gegenstrom gereinigt. In der Regel wird im Rhythmus von 48 Stunden gespült.

Sofern auf der Filteroberfläche zusätzlicher Filterwiderstand, verursacht durch Bewuchs der Filterkörner, oder aufgekommenes Unterkorn auftritt, kann durch Abtragen von ca. 2 cm verunreinigten Filtermaterials Abhilfe geschaffen werden.

Zu Zeiten normaler Betriebsverhältnisse ergaben sich folgende Mittelwerte für die Reinigungsleistung:

Tab. 6 10: Mittelwerte für die Reinigungsleistung der Sandfilteranlage Stuttgart [42]

-----	Zulauf	Ablauf
AFS [mg/l]	15,1	4,6
BSB <sub>5</sub> [mg/l]	12,4	5,0
CSB [mg/l]	60,0	46,5

Pro Einwohner betragen die Investitionskosten 34 DM. Die spezifischen Kosten pro m<sup>2</sup> Filterfläche betragen 21.350 DM. Umgerechnet auf einen Kubikmeter filtriertes Abwasser entstehen zusätzliche Kosten durch die weitergehende Reinigung in Höhe von 7 DPf, bzw. 5,10 DM pro Einwohner und Jahr. Die Stromkosten haben daran einen Anteil von knapp 60 %. Die reinen Betriebskosten liegen bei ca. 0,8 DPf pro m<sup>3</sup> Abwasser [12] [42].

*Forsell* [40] hat über Erfahrungen mit einem kontinuierlich arbeitenden Sandfilter (DYNASAND) berichtet. Dadurch daß verschmutzter Sand laufend vom Filterbett abtransportiert, gewaschen und anschließend zurückgeführt wird, arbeitet das Sandfilter völlig ohne Unterbrechung für Rückspülungen.

Die Filtereinheit besteht aus einem zylindrischen Filtertank mit konischem Unterteil. Das Einlaufrohr, der Einlaufverteiler, die Sandpumpe und der Sandwäscher sind in den Tank eingebaut. Die Anlage hat eine Kapazität von ungefähr 288 m<sup>3</sup>/h und eine Oberfläche von 6 x 3 m<sup>2</sup>.

Solche Anlagen wurden in der Schweiz, Schweden, Deutschland und Österreich eingesetzt und hatten folgende Ablaufwerte gezeigt: < 5 mg/l AFS und < 25 mg/l BSB<sub>5</sub>.

## Langsamsandfiltration

Das französische Ingenieurbüro *Bize* [110] hat seine ersten Versuche zur Abwasserreinigung durch Sandfilter in einem littoralen touristischen Gebiet "Port-Leucate" in Frankreich in den Jahren 1980-81 durchgeführt.

Die Pilotanlage besteht aus 6 Sandbecken, je 750 m<sup>2</sup> für 1.500 m<sup>3</sup> Rohabwasser pro Tag. Die Filtergeschwindigkeit beträgt 2 m/d mit einer Schichthöhe von 1,30 m, Beschickungsdauer 1 Tag und Erholungszeit 4 Tage d.h. ein Zyklus von 6 Tagen. Die abfiltrierbaren Stoffe werden an der Oberfläche zurückgehalten. Diese Oberschicht (2 cm) wird manuell entfernt.

Tab. 6 11: Mittelwerte der Reinigungsgrade der Pilotanlage "Port-Leucate" in Frankreich [110]

Parameter	Zulauf	Ablauf	Leistung [%]
AFS [mg/l]	256	0	100
CSB [mg/l]	600	50	95-98
BSB <sub>5</sub> [mg/l]	192	20	90
Gesam.N [mg/l]	88	50	30-40

Es entsteht ein Gleichgewicht zwischen Verstopfung und biologischer Aktivität zum aeroben Abbau der organischen Stoffe. Das Filterbett soll zwischen zwei Beschickungen natürlich belüftet werden, d.h. eine Erholung der Sandanlage. In Flushing Meadows (USA), wurde eine Verringerung von 80 % der Infiltrationsleistung, nach einer kontinuierlichen Beschickung von 40 Tagen festgestellt. Die Reinigungsfähigkeit wurde nach 13 Tagen Erholung wieder erreicht [110].

Der Koliformenzahl im Ablauf variiert zwischen 10 und 100/100 ml. Die Anlage arbeitet nur 3 Monate (im Sommer) pro Jahr [110]. *Salgot* [4] hat ähnliche Ergebnisse bei der Langsamsandfiltration ermittelt.

Es wurden in Spanien, *Salgot* [4] Versuche zur Langsamsandfiltration von 1992 bis 1995 zur Bewässerungszwecken durchgeführt.

Tab. 6.12: Reinigungsgrade der Langsamsandfiltration in Spanien [4]

Jahr	V <sub>f</sub> [m/d]	AFS [mg/l]		CSB [mg/l]		NH <sub>4</sub> -N [mg/l]		NO <sub>3</sub> -N [mg/l]	
		Zulauf	Ablauf	Zulauf	Ablauf	Zulauf	Ablauf	Zulauf	Ablauf
1992	0,35	21,3	1,8	103	51	30,9	1,1	0,5	25,0
1993	0,165	17,2	1,8	101	57	25,8	0,16	0,5	22,3
1994	0,165	15	< 0,1	86	44	28,3	0,31	1,33	35,0

Die Sandfilter sind zylindrisch und haben eine Sandhöhe von 1,5 m mit Drainage im unteren Bereich. Die Sandoberfläche beträgt 565 m<sup>2</sup>. Der Sandfilter wurde dem Belebungsverfahren nachgeschaltet. Die Sandfilteranlage wurde mittels eines Drehzapfen-Bewässerungs-Systems beschickt. Die Filtergeschwindigkeit variiert von 0,165 bis 0,35 m/d. Die Reinigungsgrade der Sandfilteranlage beträgt ca. 50 % für

CSB und die Nitrifikation war stark in allen Fällen, was eine gute natürliche Belüftung des Systems bedeutet. Das filtrierte Wasser enthält nur noch zwischen 7 und 137 Koliforme pro 100 ml.

## 7 Beschreibung der Gasanlage

### 7.1 Absetzteich

Der Absetzteich der Kläranlage Ben Sergao ist im Kapitel 3.1.2 ausführlich beschrieben (Abb.3.2).

Das Abwasser verweilt ca. 2 Tage in diesem Teich. Im Laufe der Zeit setzt der Fäulnisprozeß des abgesetzten Schlammes ein und wird Biogas produziert. Die Aufenthaltszeit für Schlamm beträgt 15 bis 16 Monate. Der ausgefautete Schlamm wird mittels eines Baggers entnommen und auf eine nahegelegene Deponie zur Trocknung ausgebracht.

### 7.2 Gasometer

Im November 1995 wurde das erste Gasometer aufgebaut. Er besteht aus 160 m<sup>2</sup> faserverstärkter PVC Folie von 0,5 mm Stärke, welche von einem Metall-Holz-Rahmen umschlossen ist. Die Maße des Rahmens betragen 14 m x 8 m. Seine Längsseiten bestehen aus jeweils einem Rohr von 1 1/2 Durchmesser (14 m Länge) und seine Breitseiten (8 m) aus Holzbrettern.

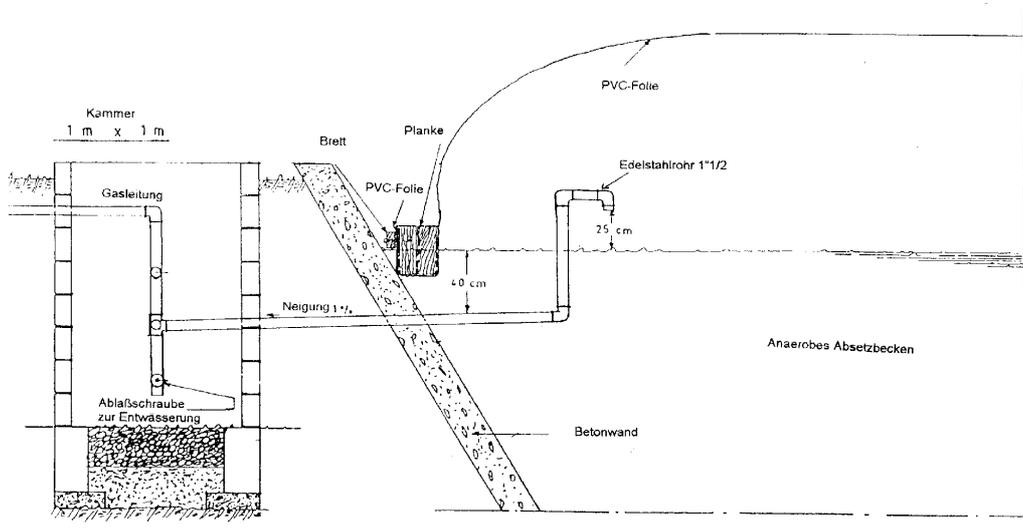


Abb. 7.1: Gasleitung beim Absetzteich

Dieses Gasometer bedeckte 1/5 des Absetzteiches und konnte 200 m<sup>3</sup> Biogas auffangen. Das Gasometer (550 kg) wurde mit Hilfe von 15 Arbeitskräften auf den Absetzteich abgesetzt, wonach es so auf dem Abwasser « schwamm ». Bereits nach 4 Tagen hatte sich das Gasometer gefüllt.

Als Gasleitung wurden verzinkte Rohre mit einem Durchmesser von 1 1/2" als Schutz vor zu hohem Druckverlust und Korrosion verwendet. Die Gasleitung wurde auf einer Seite des Absetzteichs montiert (Abb. 7.1).

1996 wurde das erste Gasometer herausgezogen und wurden danach vier weitere Gasometer mit jeweils 14 m Länge und 8 m Breite gebaut, deren Rahmen jedoch ganz aus Holz bestanden. Die PVC-Folie von 160 m<sup>2</sup> hatte eine Stärke von 1 mm und besaß 10 Jahre Garantie (Abb. 7.2). Diese Gasometer wurden durch einen Bagger mit Teleskoparm auf den Absetzteich abgesetzt. Diese schwimmenden Gasometer können insgesamt 800 m<sup>3</sup> Gas speichern. Der Gasdruck lag bei 1,3 cm Wassersäule. Die Gasometer haben jeweils ein Gewicht von ca. 1.200 kg.



Abb. 7.2: Die vier auf dem anaeroben Absetzteich schwimmenden Gasometer

### 7.3 Verstromung

Trotz der Tatsache, daß der Gaszähler wegen des geringen Druckes (1,3 mbar) nichts anzeigte, war es möglich, einen Diesel-Motor VM von 30 PS auf Biogasbetrieb umzustellen. Der Adapter (Ersatzteil) ist zwischen dem Luftfilter und der Saugkammer des Motors montiert. Zwischen der Gasleitung und dem Dieselmotor wurde ein Gaszähler installiert. Dieser konnte aufgrund der Saugkraft des Motors reagieren und den Gasverbrauch messen.

Der Dieselmotor lief über einen Zeitraum von zwei Monaten täglich 10 Stunden lang. Der Motor arbeitet zu Anfang mit Diesel, danach wird die Beschleunigung verringert und Gasventile langsam geöffnet bis die normale Geschwindigkeit erreicht ist.

Im Jahre 1996 wurde ein Schutzraum für die Verstromung (2 m x 3 m x 3 m) gebaut. Eine Hauptgasleitung leitet das Gas von allen vier Gasometern zum Motor. Die Verstromung besteht aus einem Diesel-Motor ASSAD 16 PS und einem Generator LS 10 kVA. Die Verstromung dient zur Stromproduktion für die Beleuchtung der Kläranlage, die Wohnung und das Büro des Klärwärters, für die Pumpen und die Versorgung der Versuchsanlage.

## 8 Beschreibung der Versuchsanlage

Die Verstromung war unter einer Belastung von 4 kW (Beleuchtung, Pumpen, Elektromotor, ...) zur Versorgung einer Versuchsanlage tätig. Es handelt sich im speziellen dabei um den Einsatz eines Scheibentauchkörpers (aus Deutschland vom Hersteller Dr. SCHOLZ & PARTNER GmbH geliefert), der an einer Seite des Absetzteiches angebracht wurde, und um einen Tropfkörper mit Nachklärbecken sowie die Beschickung eines Langsandsandfilters (beide vor Ort erstellt).

### 8.1 Scheibentauchkörper

Es handelt sich um ein Kompaktklärsystem mit einer mechanischen Stufe, einer biologischen Stufe und einem Nachklärbecken (Abb. 8.1).

Mechanische Stufe: Vor der biologischen Reinigung der Abwässer ist eine mechanische Reinigungsstufe geschaltet. Als solche wurde der existierende anaerobe Absetzteich der Kläranlage Ben Sergao benutzt.

Biologische Stufe: Die biologische Reinigung des Abwassers erfolgt mit einem Scheibentauchkörper. Bei diesem System handelt es sich um kreisrunde Scheiben (Tab. 8.1), die zentrisch in geringem Abstand nebeneinander auf einer horizontalen Welle montiert sind.

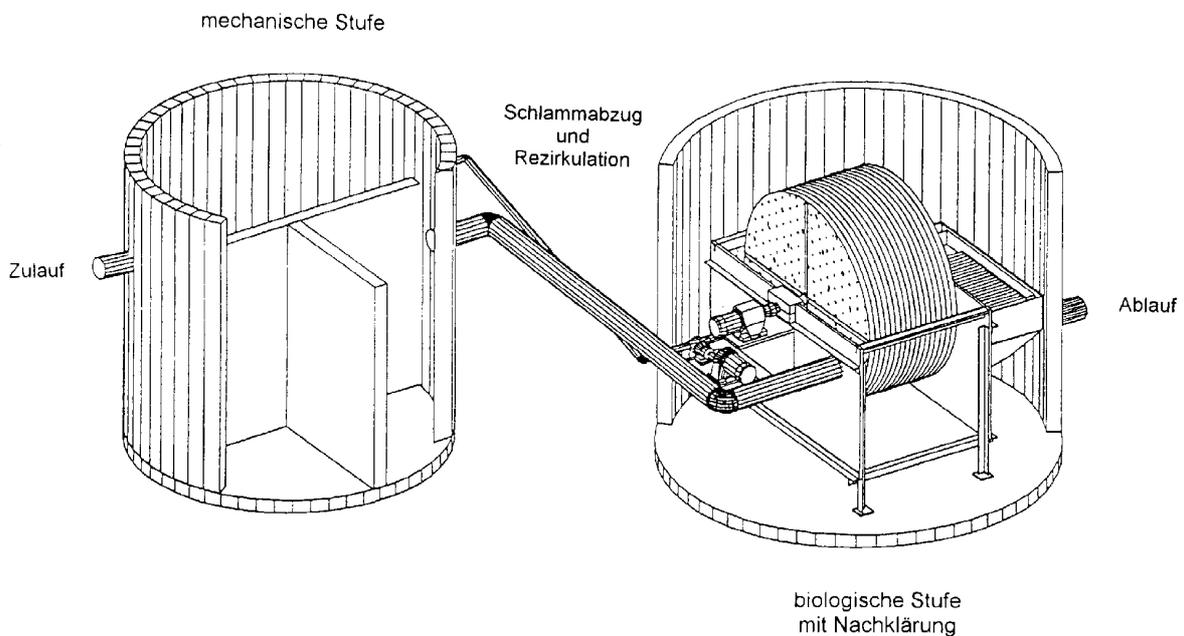


Abb. 8.1: Scheibentauchkörper

Die so entstandene Walze wird fast bis zur Hälfte in eine vom Abwasser durchflossene Wanne eingetaucht und in langsame Umdrehungen versetzt.

Über ein Zulaufrohr wird das mechanisch vorgereinigte Wasser dem Trog der Scheibentauchkörperanlage zugeführt. Zwischen den Scheiben sind Schaufeln angeordnet, um das Wasser im Trog ständig in Bewegung zu halten und damit das vorgereinigte Wasser mit dem durchfließenden Wasser in das Nachklärbecken ausgetragen werden kann.

Nachklärbecken: Die Nachklärung des gereinigten Abwassers erfolgt in einem Lamellenseparator im Gegenstromprinzip. Dieser besteht aus parallelen Kunststoffplatten, die im Abstand von 50 mm in einem Winkel von 55° zur Horizontalen geneigt sind.

Im Lamellenseparator entsteht eine quasi laminare Strömung. Wenn die Sinkgeschwindigkeit der abzuscheidenden Teilchen größer als die Oberflächenbeschickung ist und sie auf die Grenzfläche treffen, so gleiten die Flocken auf den schrägen Platten im Gegenstrom in den unterhalb liegenden Schlammtrichter. Dort wird der Schlamm über Zeitschaltuhr und eine Pumpe alle 1 bis 3 Stunden abgezogen und ins Schlamm lager gebracht.

Das gereinigte Abwasser steigt zwischen den Platten auf und fließt durch eine justierbare Überlaufkante dem Vorfluter zu.

Tab. 8.1: Technische Daten des Scheibentauchkörpers

Material	Wanne Scheiben Achse Lamellen Konstruktion Dach	PPL Stärke 10 mm PPL Stärke 2 mm 85 mm, Edelstahl PVC Edelstahl Aluminium
biologische Stufe	Beschickungspumpe Durchmesser der Scheiben Scheibenanzahl Scheibenoberfläche Gesamtoberfläche Wannenvolumen Motor Drehungen	0,75 kW 1,5 m 70 Scheiben 3,53 m <sup>2</sup> 70 x 3,53 = 247 m <sup>2</sup> 1,6 m <sup>3</sup> 0,25 kW 3,4 Dreh./min
Lamellenseparator	Gesamtoberfläche Abstand zwischen Lamellen Schlammpumpe	2,5 m <sup>2</sup> 39 mm 0,75 kW

## 8.2 Tropfkörper

Der Tropfkörper setzt sich aus den folgenden Reinigungsstufen zusammen (Abb. 8.2):

Mechanische Stufe: Der bestehende anaerobe Absetzteich der Kläranlage von Ben Sergao wird zur Vorklärung benutzt.

Biologische Stufe: Das Prinzip besteht darin, das abgesetzte Abwasser über poröse Materialien (Füllmaterial) laufen zu lassen, die von einem biologischen Film von reinigenden Mikroorganismen (Bakterien, Algen, Fungi, Protozoen, ...) überzogen sind. Die Anlage ist auf natürliche Weise belüftet.

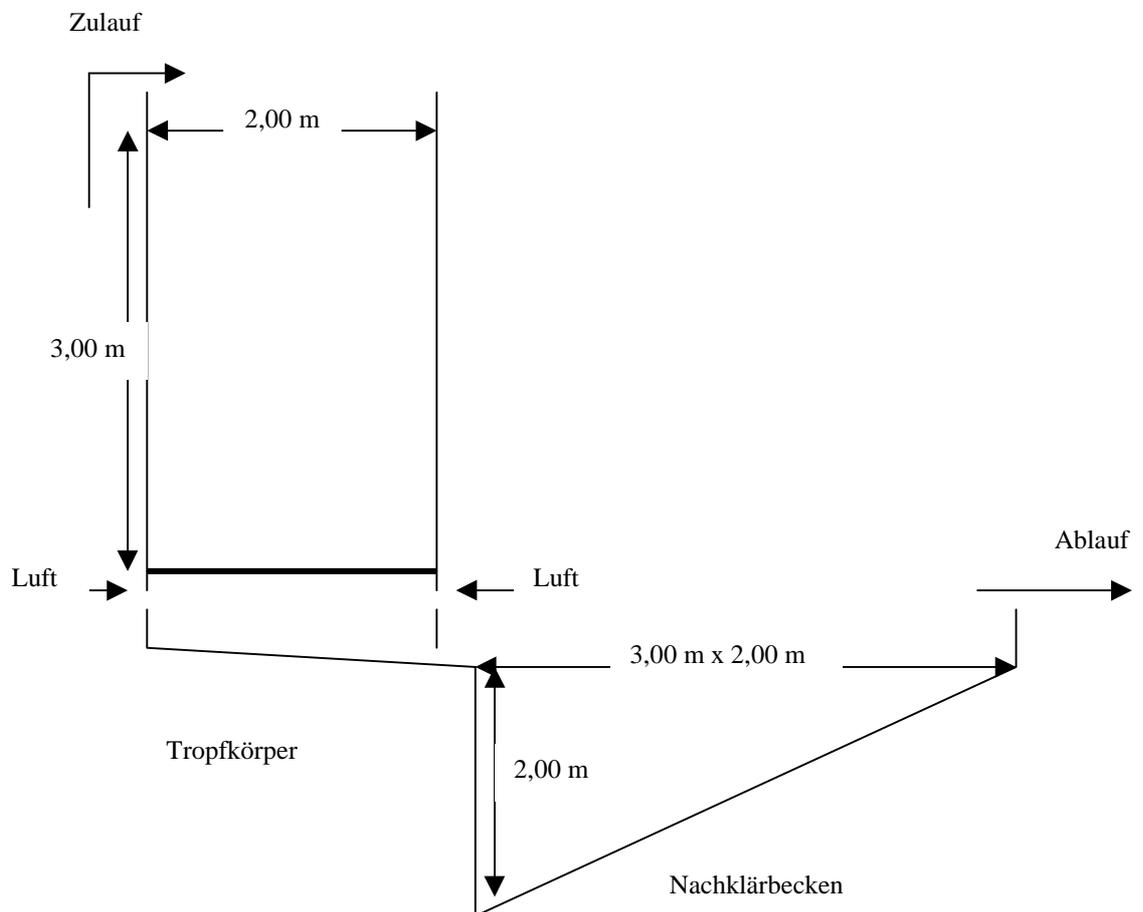


Abb. 8.2: Tropfkörper mit Nachklärbecken

Der Tropfkörper dieser Versuchsanlage hatte ein Füllvolumen von  $9,5 \text{ m}^3$  (3 m Höhe und 2 m Durchmesser). Als Unterbau zur Aufnahme des Füllmaterials wurden Edelstahlrohre von  $1\frac{1}{2}$  Stärke benutzt, die sich voneinander in einem Abstand von

20 cm befinden. Darüber wurde ein Sieb aus PVC gelegt, dessen Öffnungen 2 cm weit waren. Zwischen dieser Auflagerung und dem Boden wurde ein Raum von 60 cm Höhe geschaffen. Dieser besitzt Betonwände, in denen rundum Öffnungen von jeweils 20 cm Durchmesser zur Belüftung freigelassen wurden (Abb. 8.3). Der Boden des Tropfkörpers besteht aus Beton und ist zu 10 % geneigt, damit sich kein Schlamm dort ansammelt, und damit das Wasser mit dem Gefälle der letzten Kläretappe zuläuft.



Abb. 8.3: Unterbau des Tropfkörpers

Als Füllmaterial diente Schlauchmaterial aus PPL (feste orange Schläuche von 25 mm Durchmesser), die in 5 bis 6 cm lange Stücke geschnitten worden waren. Mit diesem Füllmaterial konnte eine spezifische Oberfläche von  $250 \text{ m}^2/\text{m}^3$  erreicht werden.



Abb. 8.4: Abwassersprenger über dem Tropfkörper

Am oberen Ende des Tropfkörpers befindet sich der Wassersprenger (Abb. 8.4), der das abgesetzte Wasser verteilt und aus Edelstahlrohren von 1"½ besteht, die parallel zur Oberfläche des Tropfkörpers verlaufen, und in ihrer Mitte einen Sammelzulauf besitzen. Die Rohre haben alle 30 cm ein Loch von 4 bis 5 mm Durchmesser, was ein relativ regelmäßiges Wasserabfließen bewirkt.

Nachklärbecken: Das Nachklärbecken aus Beton hat die Form eines Trichters. Im Zulaufbereich dieses Beckens sind, in einem jeweiligen Abstand von 10 cm und einem Winkel von 60°, 2 parallele Holzplatten (von 2,00 m x 1,00 m Seitenlänge) angebracht, die das Absetzen des Schlammes bewirken sollen.

Tab. 8.2: Technische Daten für den Tropfkörper

Materialien	Konstruktion Füllmaterial Unterbau: -Rohre -Sieb Wassersprenger	Wasserdichte Betonbausteine PPL Edelstahl 1"½ PVC Edelstahl 1"½
Biologische Stufe	Pumpe Tropfkörper -Durchmesser -Höhe -Volumen Füllmaterial: -Länge -Durchmesser -Gesamtlänge -Gesamtgewicht -Spezifische Oberfläche	0,75 kW 2,00 m 3,00 m 9,5 m³ PPL 5 à 6 cm 25 mm 8.000 m 800 kg 250 m²/m³
Nachklärbecken	Volumen Gesamtoberfläche Schlammpumpe	6 m³ 24 m² 0,75 kW

Das Nachklärbecken läuft in eine Trennwand aus Holz aus, mit Hilfe derer der Schwimmschlamm vom geklärten Wasser getrennt werden soll. Das Nachklärbecken ist an seiner tiefsten Stelle 2 m tief (Trichterform: 2 m im Zulaufbereich und 0 m im Ablaufbereich) und besitzt eine Oberfläche von 3,00 m x 2,00 m, d.h. ein Volumen von 6 m³. Der Schlamm gleitet in diesen Trichter hinein und wird durch eine Schlammpumpe am unteren Trichterende abgepumpt.

### 8.3 Sandfilter

Der Sandfilter der Versuchsanlage besteht aus Beton und hat einen Durchmesser von 1,60 m, d.h. eine Oberfläche von 2 m<sup>2</sup>. Sein Untergrund besteht aus einer 0,20 m dicken Kieselerschicht (Körnung: 10 - 15 mm), worüber 1,50 m Sand (Körnung: 0,15 - 0,20 mm) aufgeschüttet sind (Abb. 8.5).

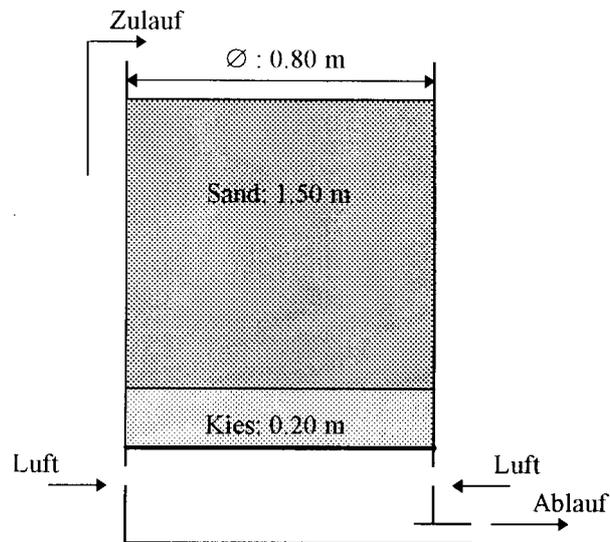


Abb. 8.5: Versuchssandfilter

Das Füllvolumen des Sandfilters beträgt 3,4 m<sup>3</sup>. Die Kiesel- und Sandschichten liegen auf einem Gitter aus Edelstahlrohren auf, die einen Durchmesser von 1"½ besitzen und jeweils 2 bis 3 mm voneinander entfernt sind, um Luft- und Wasserdurchtritt zu gewährleisten. Zwischen diesem Rohrgitter und dem Sandfilterboden ist ein Freiraum von 60 cm belassen, der Betonwände und 4 kleine Belüftungsöffnungen von 5 cm Durchmesser hat.

Tab.: 8.3: Technische Daten des Sandfilters

Pumpe	0,25 kW
Bau	Bausteine aus Beton und Rundstahl
Auflage	Edelstahlrohre von 1" ½
Durchmesser	1,60 m
Aufschichtungshöhe	Kiesel: 0,20 m (Körnung: 10-15 mm) Sand: 1,50 m (Körnung: 0,15-0,20 mm)
Beschickungsoberfläche	2,00 m <sup>2</sup>
Sandvolumen	3,00 m <sup>3</sup>

Der Sandfilter wird stoßweise mit Wasser (Ablauf des Tropfkörpers) beschickt: 5 aufeinanderfolgende Tage Betrieb und 2 Tage Nichtbeschickung. Die Sandoberfläche wird am ersten Erholungstag geharkt.

## 9 Durchführung der Untersuchungen

### 9.1 Zeittafel der Untersuchungen

In der folgenden Tabelle (Tab. 9.1) ist der Zeitplan der verschiedenen Untersuchungen, die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt wurden, dargestellt.

Tab. 9.1: Zeittafel der Untersuchungen

Zeitraum	Verfahren	Zielsitzungen
Okt. 95-Juni 96	Biogasanlage	Bau und Test der Gasverwertungsanlage
Jan. 96-März. 96	*VK	Bestimmung der Abwasserreinigungsgrade und der Stabilisierung von Primärschlamm im anaeroben Absetzteich.
Aug. 96-Apr. 97	*VK + TK	Untersuchung der Reinigungsgrade des TKs mit 2 verschiedenen $B_R$ ( $B_{R1} = 0,4 \text{ kg BSB}_5/\text{m}^3.\text{d}$ und $B_{R2} = 1,5 \text{ kg BSB}_5/\text{m}^3.\text{d}$ )
Nov. 96-Apr. 97	*VK + TK + SF	Ermittlung der Leistung eines Sandfilters nach dem Hochlast-TK ( $B_R = 1,5 \text{ kg BSB}_5/\text{m}^3.\text{d}$ ) mit 3 verschiedenen Filtergeschwindigkeiten ( $V_{f1} = 0,29 \text{ m/d}$ , $V_{f2} = 0,36 \text{ m/d}$ und $V_{f3} = 0,54 \text{ m/d}$ )
Nov.96-Apr.97	*VK + STK	Untersuchung der Reinigungsgrade des STKs mit 2 verschiedenen $B_A$ ( $B_{A1} = 20 \text{ g BSB}_5/\text{m}^2.\text{d}$ und $B_{A2} = 15 \text{ g BSB}_5/\text{m}^2.\text{d}$ )

\* VK: Vorklä rung, TK: Tropfkörper, SF: Sandfilter, STK: Scheibentauchkörper

### 9.2 Biogasanlage

#### 9.2.1 Anaerobe Schlammstabilisierung

S-I, S-II, und S-III sind die Kategorien des Absetzschlammes, der in verschiedenen Tiefen des Absetzteiches entnommen wurde. Dabei ist S-I der zuletzt zugelaufene Absetzschlamm und S-III der am Beckengrund ruhende mit längster Verweildauer (> 16 Monate). Diese Schlammarten wurden mittels eines verzinkten Rohres (1"½) von den verschiedensten Tiefen des Absetzteiches geholt. Bei der Gelegenheit der Schlammfö rnung aus dem Absetzteich (mittels des Baggers) wurden ebenfalls Schlammproben entnommen. Folgende Parameter des Schlammes wurden untersucht: CSB, oTS, TS und Schwermetalle.

#### 9.2.2 Biogasnutzung

Zur Biogasnutzung wurden Dieselmotoren (VM 30 PS und ASSAD 16 PS mit Generator LS von 10 kVA) auf Biogasbetrieb umgestellt. Dabei wurde ein Gaszähler zwischen der Gasleitung und dem Dieselmotor montiert, und Diesel von einem Meßzylinder zum Motor geleitet, damit man den Gas- und Dieselverbrauch messen konnte.

### 9.3 Scheibentauchkörper

Der Scheibentauchkörper wurde mit zwei unterschiedlichen Scheibenbelastungen ( $B_{A1} = 20 \text{ g BSB}_5/\text{m}^2\cdot\text{d}$  und  $B_{A2} = 15 \text{ g BSB}_5/\text{m}^2\cdot\text{d}$ ), für jeweils drei Monate Untersuchungszeit, beschickt. Dabei wurden die Abbauraten bzw. physiko-chemische und mikrobiologische Parameter ermittelt.

### 9.4 Tropfkörper

Der Tropfkörper wurde als schwachbelastete und als hochbelastete Anlage untersucht. Die erste Untersuchungsphase dauerte zwei Monate und die zweite 6 Monate. Dabei wurden ebenfalls die Abbauraten bzw. physikochemischen und mikrobiologischen Parameter ermittelt.

### 9.5 Sandfilter

Das von dem hochbelasteten Tropfkörper behandelte Abwasser wird danach zu einem Langsamsandfilter zwecks Entkeimung, weiteren Abbaus und Wiederverwendung des Abwassers für Bewässerungszwecke gepumpt. Zwischen dem Tropfkörper und dem Sandfilter wurde ein kleineres Auffangbecken (von  $0,5 \text{ m}^3$ ) aus Beton gebaut, um darin die vom Tropfkörper geklärten Wasser zwischenzuspeichern und den Sandfilter stoßweise zu beschicken. Der Sandfilter wurde 5 Tage (nacheinander) beschickt und hatte 2 Erholungstage pro Woche. Die Sandoberfläche wurde am ersten Erholungstag geharkt.

Die Abbauraten des Sandfilters wurde bei drei verschiedenen Beschickungsvolumina bzw. verschiedenen organischen Belastungen untersucht. Dabei wurde auch die Infiltrationsgeschwindigkeit ermittelt.

### 9.6 Probennahme

Die Proben wurden von Hand geschöpft. Alle Sammelproben wurden als 2-Stunden-Mischproben entnommen und bis zu den Analysen auf  $0 \text{ }^\circ\text{C}$  bis  $5 \text{ }^\circ\text{C}$  gekühlt aufbewahrt.

### 9.7 Art und Methode der Analysen

Die Gaszusammensetzung wurde durch Schnelltest ermittelt. Brigon-Geräte für  $\text{CO}_2$ - und  $\text{O}_2$ -Gehalte, und Meßröhrchen der Firma Dräger Werk Lübeck für  $\text{H}_2\text{S}$ -Gehalt.  $\text{N}_2$ -Gehalt wurde rechnerisch nach dem Verhältnis  $\text{O}_2 : \text{N}_2 = 21 : 79$  [23] ermittelt. Der  $\text{H}_2\text{O}$ -Gehalt im Gas, wurde nach der Gastemperatur errechnet.

Der Methananteil hat sich wie folgt ergeben:

$$\text{Anteil CH}_4 = 100 - [\text{Anteil CO}_2 + \text{Anteil H}_2\text{S} + \text{Anteil O}_2 + \text{Anteil N}_2 + \text{Anteil H}_2\text{O}] [\%]$$

Meßparameter von Schlamm und Abwasser wurden nach DIN-Vorschriften ermittelt. Die meisten Analysen wurden im Labor der Regionalen Wasserbehörde (Direction Régional de l'Hydraulique: DRH) in Agadir durchgeführt. Einige Schlammproben wurden nach Deutschland (Institut für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe) zur Analyse (TS, oTS, CSB, AOX und Schwermetalle) transportiert.

## 10 Ergebnisse und Diskussion

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Gasverwertungsanlage sowie der jeweiligen Komponenten der Versuchsanlage dargestellt und diskutiert.

Die Versuchsanlage besteht aus einem Tropfkörper mit einem nachgeschalteten Sandfilter. Parallel wurde die Reinigungsgrade eines Scheibentauchkörpers untersucht.

### 10.1 Vorklärung

Die Meßwerte des Abwassers in dieser Klärstufe sind in der folgenden Tabelle veranschaulicht.

Tab. 10.1: Meßwerte vom Zulauf und Ablauf des Absetzteiches [Zeitraum: Jan.-März 96]

-----	T [°C]	pH		AFS [mg/l]		CSB [mg/l]		BSB <sub>5</sub> [mg/l]		TKN [mg/l]		P <sub>ges</sub> [mg/l]	
		Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.
Proben	-----												
Maximum	24	7,8	7,0	492	158	1340	616	440	204	216	140	34	29
Minimum	18	6,9	6,6	315	100	948	420	320	132	150	102	19	17
Mittel	22	7,5	6,8	368	133	1138	545	385	172	180	124	26	22

Die Abwassertemperatur in der Gegend von Ben Sergao pendelt um 22 °C im Winter. Sie kann 24 °C als Mittelwert im Sommer erreichen. Sie beträgt 18 °C als Minimalwert im Winter und 28 °C als Maximalwert im Sommer.

Der mittlere pH-Wert beträgt 7,5 im Zulauf und 6,8 im Ablauf. Das Rohabwasser der Kläranlage Ben Sergao enthält im durchschnitt 368 mg/l AFS, 1138 mg/l CSB, 385 mg/l BSB<sub>5</sub>, 180 mg/l TKN und 26 mg/l P<sub>ges</sub>. Man erkennt, daß der CSB hohe Werte aufweist, und das Verhältnis CSB : BSB<sub>5</sub>, 3 : 1 beträgt. Folgende Tabelle (Tab. 10.2) faßt die Eliminationsleistung im Absetzteich zusammen.

Tab. 10.2: Eliminationsleistung im Absetzteich [Zeitraum: Jan.-März 96]

Parameter	AFS			CSB			BSB <sub>5</sub>			TKN			P <sub>ges</sub>		
	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel
Abbaurrate [%]	53,5	76,2	63,9	45,4	55,2	52,1	51,1	64,6	55,3	14,0	44,8	31,1	4,5	32,0	15,4

Der anaerobe Absetzteich behandelt täglich 750 m<sup>3</sup> Abwasser mit einer organischen Belastung von 385 mg/l BSB<sub>5</sub>. Diese Abwassermenge entspricht etwa 10.000 EW. Die hydraulische Belastung wird auf 75 l/EW.d geschätzt und die organische Belastung liegt bei 29 g BSB<sub>5</sub>/EW.d (Rohabwasser).

Das abgesetzte Abwasser enthält noch 133 mg/l AFS, 545 mg/l CSB 172 mg/l BSB<sub>5</sub>, 124 mg/l TKN und 22 mg/l P<sub>ges</sub>.

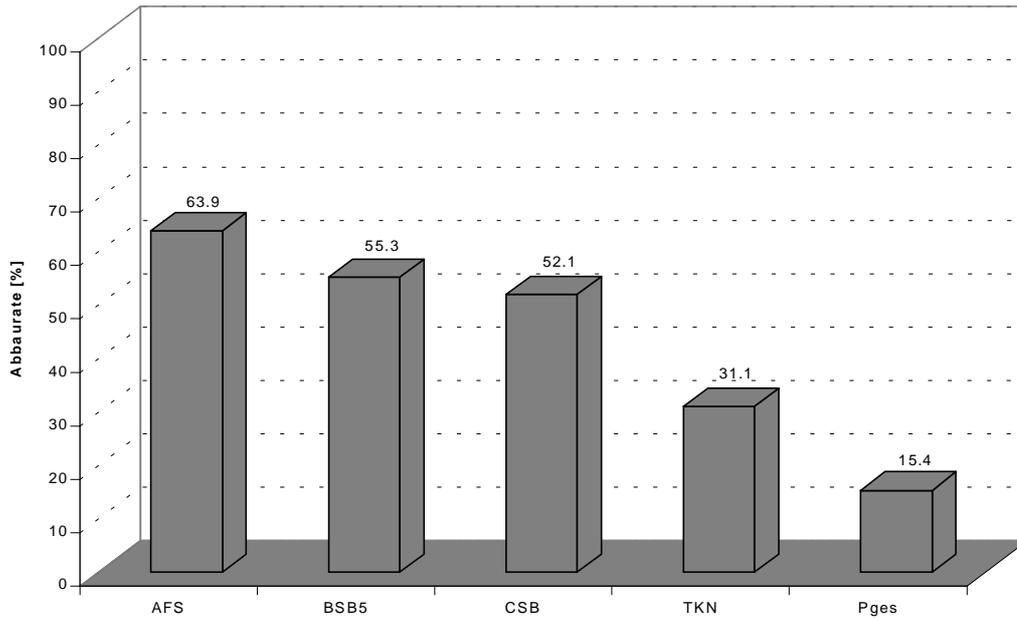


Abb. 10.1: Prozentuale Abbaureaten bezüglich der Parameter AFS, BSB<sub>5</sub>, CSB, TKN, und P<sub>ges</sub> in der Vorklärung

Das Volumen dieses Beckens ist zu groß. Die Verweildauer des Abwassers in diesem Becken ist mit 48 h zu lang. Entsprechend der Literatur [63] konnte die Gleichung:  $\mu_{CSB} = (2,88 \times f_{part} - 0,118) \times [1,45 + 6,15 \times \ln(t)]$  mit  $f_{part} = 0,45$ , für die CSB-Elimination bei dem Fall von Ben Sergao angewandt werden (unten stehende Abbildung).

$f_{part}$ : Anteil des partikulären CSB an homogenisiertem CSB

$t$ : hydraulische Durchflußzeit

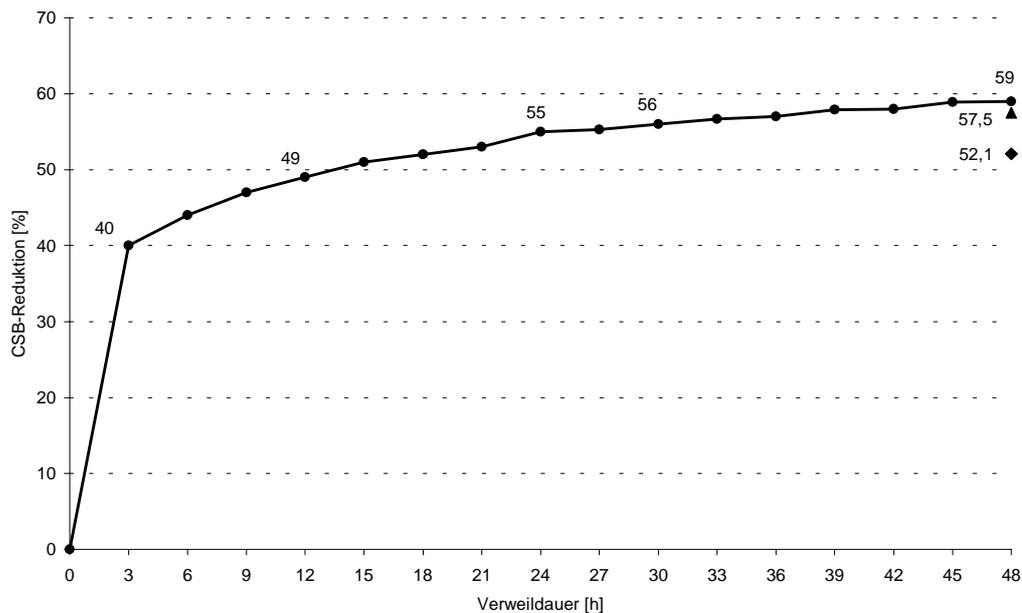


Abb. 10.2: CSB<sub>ges</sub>-Abbau [%] in Abhängigkeit von der Verweildauer des Abwassers im anaeroben Absetzteich

Der CSB-Gehalt wird in den ersten 3 Stunden bereits um 40 % reduziert, innerhalb von 12 h sind es 49 %, nach 24 h sind es 55 %, nach 30 h, 56 % und nach 48 h, 59 %. Die Analysen, die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt wurden, zeigen, daß der CSB innerhalb von den 48 h Verweildauer in diesem Becken um 52,1 % reduziert wurde. Entsprechend den Analyseprotokollen der Kläranlage eliminiert der Absetzteich innerhalb dieses Zeitraumes 57,5 % CSB. Eine Verweildauer von nur 24 h wäre demnach vollkommen ausreichend, um ähnliche Ergebnisse zu erzielen. Anhand der obenstehenden Graphik (Abb. 10.2) ist zu erkennen, daß sich die CSB-Elimination nach 24 h sehr wenig verbessert.

In Kalifornien durchgeführte Studien [60] ergaben, daß ein anaerober Absetzteich mit einer Abwasserverweildauer von 24 h und 3 - 4 Jahre für den Faulschlamm (Biogasproduktion) gute Betriebsergebnisse zeigte. In dieser Vorklärung werden 40-80 % BSB<sub>5</sub> und TS reduziert.

Die Absetzteiche dienen der Abscheidung der im Rohabwasser enthaltenen absetzbaren Stoffe und der Ausfäulung des abgesetzten Schlammes. Ein Zeitraum von 24 Stunden wäre demnach ausreichend für diesen Vorgang (hat stabile Leistung gezeigt [60]). Dabei kann für häusliches Abwasser mit einer Verminderung der organischen Verschmutzung von 50 % im Mittel gerechnet werden [90]. Gleiche Empfehlungen sind im ATV-Arbeitsblatt A 201 [99] dargelegt.

## Schlammvergärung

Der Primärschlamm verweilt ca. 16 Monate im anaeroben Absetzteich. Im Verlaufe dieser Zeit unterliegt der Absetzschlamm einem anaeroben Fermentationsprozeß, der seine organische Belastung reduziert und sie in Biogas umwandelt.

Tab. 10.3: Meßwerte der Schlammproben aus den verschiedenen Tiefen des Absetzteiches, CSB [mg/g TS], oTS [mg/g TS] und TS [g/l Schlamm]

Proben	S-I			S-II			S-III		
	CSB	oTS	TS	CSB	oTS	TS	CSB	oTS	TS
Maximum	1375	724,2	61,2	825	435,6	385,8	551	268,2	548,2
Minimum	1197	652,5	42,2	722,2	394,5	309,1	478	243,3	471,1
Mittel	1303	693,2	49,5	778,2	407,5	346,4	518,7	259,5	492,3

Der Rohprimärschlamm S-I hat im Durchschnitt, einen Feststoffgehalt von 5 % und ungefähr 70 % oTS bezogen auf TS-Gehalt. Der CSB-Gehalt beträgt 1303 mg/g TS. Der abgesetzte und ausgefäulte Schlamm S-III ist eingedickt, was einen Feststoffgehalt von ca. 50 % ausmacht. Dieser enthält nur noch 518 mg CSB/g TS und 260 mg oTS/g TS. Der Gehalt an CSB und oTS nimmt mit der Beckentiefe ab, welche wiederum mit der Verweildauer des Schlammes im Absetzteich korreliert ist.

Der CSB wurde um 60,2 % und die oTS um 62,6 % reduziert. Literaturangaben zufolge, beträgt die CSB-Reduzierung bei der Stabilisierung von Primärschlamm 55 bis 65 % [52], [55], [79].

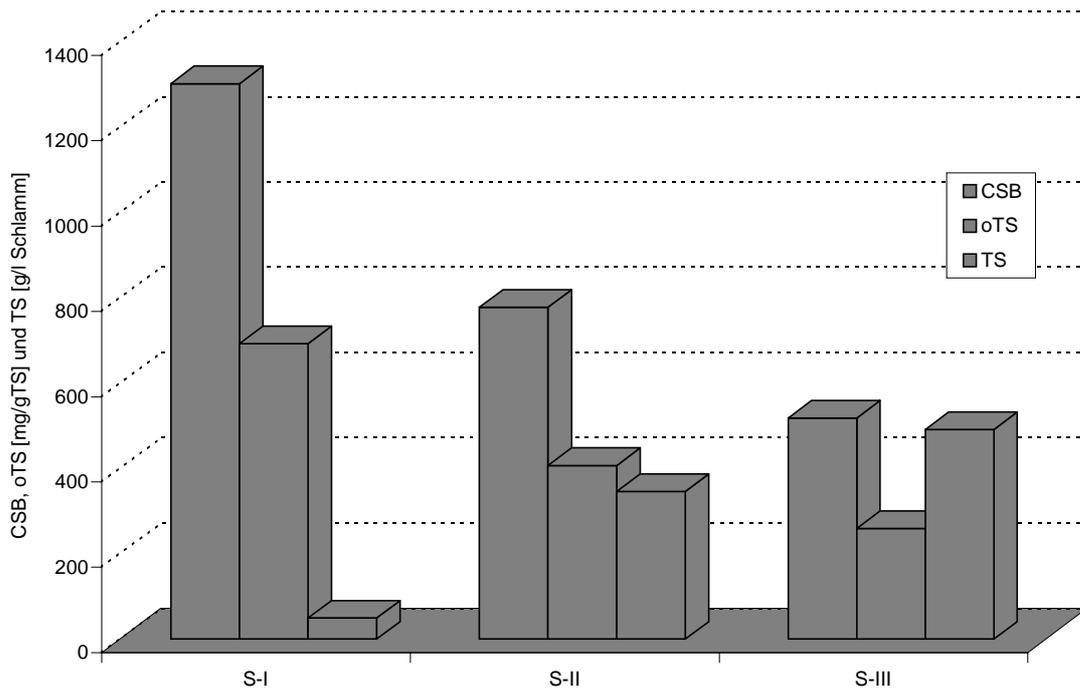


Abb. 10.3: Veränderung der Schlammcharakteristik TS, CSB und oTS mit der Verweildauer, S I: frischer Schlamm und S III: ältester, tiefster und ausgefauter Schlamm

Proben des Zulaufes vom Absetzteich wurden auf Schlammvolumen, TS, CSB und oTS analysiert. Der Schlammanfall in der Vorklärung beträgt im Durchschnitt 8,2 ml/l. Dies entspricht einem spezifischen Primärschlammanfall von 0,62 l/E.d, das heißt 0,23 m<sup>3</sup>/E.a mit 5 % TS-Gehalt.

Es werden ca. 200 m<sup>3</sup>/Jahr (0,055 l/E.d) eingedickter und ausgefauter Schlamm mit ca. 50 % TS vom Absetzteich entfernt.

In der deutschen Fachliteratur [52] wird unter Zugrundelegung einer spezifischen BSB<sub>5</sub>-Belastung von 60 g BSB<sub>5</sub>/E.d insgesamt, mit einer Schlammmenge von 1,8 l/E.d Rohprimärschlamm mit 2,5 % TS und 0,1 l/E.d ausgefauter Schlamm entwässert mit 30 % TS gerechnet. In der Pilotanlage Ouarzazat/Marokko [77] wurde ein spezifischer Primärschlammanfall (ausgefaut) von 0,08 l/E.d ermittelt, dabei wurde aber leider kein TS-Gehalt erwähnt.

Der Unterschied liegt daran, daß in Ben Sergao die spezifische BSB<sub>5</sub>-Belastung nur 30 g/E.d gegenüber 60 g/E.d in Deutschland, beträgt. Der zweite Grund dafür wäre ein unterschiedlicher TS-Gehalt in den verschiedenen Schlämmen.

## Nährstoffe

Der ausgefauter Schlamm enthält eine nicht vernachlässigbare Nährstoffmenge. Die Ergebnisse der Schlammanalyse nach 8 Wochen Trocknung (auf dem Boden gelegt) sind in der folgenden Tabelle (Tab. 10.4) zusammengefaßt.

Tab. 10.4: Nährstoffgehalte im ausgefaulten Schlamm

Proben	N [g/kg TS]	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> [g/kg TS]	K <sub>2</sub> O [g/kg TS]
Maximum	26,8	12,2	5,4
Minimum	8,8	3,1	1,2
Mittel	16,7	6,5	3,2

Ausgefaulter Primärschlamm wird ungefähr alle 16 Monate aus dem Absetzteich entnommen und zur Trocknung gelagert. Helmentes-Wurmeier sind im Schlamm angereichert und sterben innerhalb von 8 Wochen zu 100 % ab. Die entscheidenden Absterbefaktoren sind Temperatur und Trockenheit. Der Schlamm erreicht nach 8 Wochen Trocknungszeit einen TS-Gehalt von 90 %. Die Verwendung des getrockneten Schlammes in der Landwirtschaft ist deshalb hygienisch unbedenklich.

In der Pilotanlage Ouarzazat/Marokko [77] wurden die Askariden-Wurmeier innerhalb von 6 Monaten Trocknungszeit zu 100 % eliminiert. Der TS-Gehalt erreichte 96 %.

Der vergorene und getrocknete Primärschlamm ist eine wichtige Quelle organischer Stoffe zur Humusbildung. Diese stellen somit einen excellenten organischen Dünger zur Bodenverbesserung dar. Es geht vor allem darum, die biologische Aktivität des Bodens zu fördern. Das ist nur möglich, wenn dem Boden genügend organische Substanz als "Futter" für die Mikroorganismen zugeführt wird.

Schlammanalysen nach 8 Wochen Trocknung haben ergeben, daß der ausgefaulte und trockene Schlamm im Durchschnitt 16,7 g N, 6,5 g P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> und 3,2 K<sub>2</sub>O g/kg TS enthält. Dieser Schlamm ist also eine Quelle der Hauptkomponenten N, P und K mit einer Dosierung von schätzungsweise 167 kg N/ha, 65 kg P<sub>2</sub>O<sub>5</sub>/ha und 32 kg K<sub>2</sub>O/ha für die üblichen 10 t (TS)/ha (in Marokko) [137]. Versuche der Pilotanlage Ouarzazat/Marokko [77] und der ORMVA-SM [64] haben vergleichbare Ergebnisse gezeigt.

Entsprechend der von ORMVA-SM [64] durchgeführten Versuche hat dieser Schlamm, der als Untergrund für Rasenkulturen (Grünflächen) verwendet wurde, ausgezeichnete Ergebnisse erzielt.

In Deutschland, wurde die zulässige Aufbringungsmenge auf 5 t Klärschlamm-trockensubstanz je ha innerhalb von 3 Jahren begrenzt. Aus hygienischen und ästhetischen Gründen untersagt die Verordnung eine Klärschlammaufbringung auf Obst und Gemüse [93].

## Schadstoffe

Zur Schadstoffermittlung des ausgefaulten Schlammes, wurden Schlammproben ins Institut für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe transportiert. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle (Tab. 10.5) veranschaulicht.

In Marokko gibt es noch keine Verordnungen in diesem Bereich. Deshalb werden in dieser Arbeit, die Untersuchungsergebnisse des ausgefaulten Primärschlammes in Ben Sergao mit den deutschen Grenzwerten verglichen.

Tab.10.5: Übersicht über Schwermetallgehalte des ausgefaulten Primärschlammes mit den deutschen Grenzwerten (Anzahl der Untersuchungen: 5)

Schadstoffe [mg/kg TS]	Ben Sergao			Grenzwert
	Maximum	Minimum	Mittel	
-----				-----
Blei	353	95,3	237,8	900
Chrom	20,9	8,0	15,4	900
Kupfer	674	288	540,9	800
Nickel	17,2	7,8	12,1	200
Zink	1.068	362	717,0	25 000
AOX	445	96,6	304,0	500

Dieser Schlamm besitzt einen Schadstoffgehalt, der die in deutschen Normen für vergleichbare Schlämme vorgegebenen Werte nicht übersteigt. Deshalb ist dieser ausgefaulte Schlamm nach vorheriger Trocknung als Düngemittel in der Landwirtschaft wiederverwendbar.

## 10.2 Biogas

### 10.2.1 Gaszusammensetzung

Bei 22 °C Abwassertemperatur und 37 °C Gastemperatur zeigte die Analyse des produzierten Biogases folgende Inhaltskomponenten:

Tab. 10.6: Inhaltskomponenten des produzierten Biogases

Analysen	T (Gas) [°C]	CO <sub>2</sub> [%]	O <sub>2</sub> [%]	H <sub>2</sub> S [%]	N <sub>2</sub> [%]	H <sub>2</sub> O [%]	CH <sub>4</sub> [%]
Maximum	38,0	12	2,5	0,90	9,40	5	75,48
Minimum	35,5	10,5	1,5	0,53	5,64	5	70,35
Mittel	36,7	11,13	2	0,74	7,52	5	73,61

Klärgas (Faulgas) ist das bei der anaeroben Stabilisierung von Klärschlamm aus der (kommunalen) Abwasserreinigung gewonnene Biogas. Es ist ein Gasgemisch aus den Hauptkomponenten CH<sub>4</sub>, CO<sub>2</sub> sowie geringen Mengen von N<sub>2</sub>, O<sub>2</sub>, H<sub>2</sub>S und Spuren anderer Stoffe. Bei Verdünnung mit Luft enthält das Gasgemisch N<sub>2</sub> und O<sub>2</sub> im Verhältnis O<sub>2</sub> : N<sub>2</sub> = 21 : 79 [23].

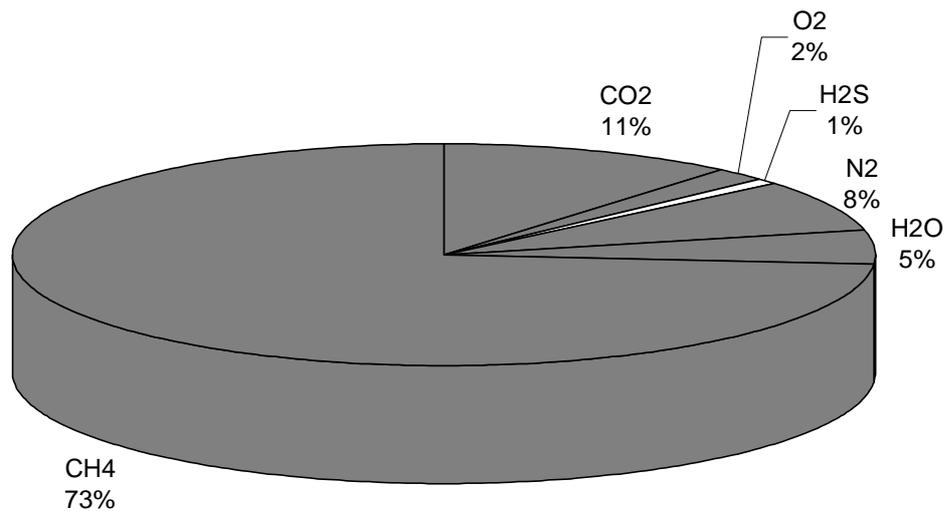


Abb. 10.4: Zusammensetzung des produzierten Biogases

Nach Imhoff [52], bestehen die Faulgase bei der Vorklärung aus 70 bis 80 % Methan. Der Unterschied im Methangehalt entsteht dadurch, daß der Faulraum (Absetzteich) mit dem fließenden Abwasser Verbindung steht und damit ein Teil der leicht löslichen Kohlensäure vom Abwasser aufgenommen und weggeführt wird.

Der Energieinhalt der Biogase hängt vom Methananteil im jeweiligen Gasgemisch ab. Der CH<sub>4</sub>-Gehalt für das Klärgas in Ben Sergao liegt bei 73,6 %. Methan hat einen Heizwert von 10 kWh<sub>teH</sub>/m<sup>3</sup> und führt zu den entsprechend zugeordneten Energieinhalten (Heizwert) 7,36 kWh<sub>teH</sub>/m<sup>3</sup> (teH: thermisch).

## 10.2.2 Biogasproduktion

Da der Gasdruck nur 1,3 mbar beträgt, konnte der Gaszähler nicht reagieren. In diesem Zusammenhang konnte die tägliche Gasproduktion nur durch eine CSB-Bilanzierung für den Absetzteich abgeschätzt.

### CSB-Bilanzierung

Die 750 m<sup>3</sup> unbehandeltes Abwasser enthalten 854 kg CSB. 409 kg/d CSB werden mit dem abgesetzten Wasser abgeführt und 445 kg/d CSB setzen sich als Primärschlamm ab. Nach einer Verweildauer von 16 Monaten in diesem Absetzteich ist der CSB um ca. 60 % reduziert, was wiederum bedeutet, daß sich täglich 267 kg in Biogas umformen (Abb. 10.5).

1 kg abgebauter CSB produziert theoretisch 0,35 m<sup>3</sup> Methan [151]. Dies bedeutet eine tägliche Methanproduktion von 93,5 m<sup>3</sup> CH<sub>4</sub>, also 127 Nm<sup>3</sup> Biogas/d.

Diese Menge entspricht einer tägliche Biogasproduktion:  $v_2$ .

$$\frac{p_1 v_1}{t_1} = \frac{p_2 v_2}{t_2} \quad \frac{(1013+1,5) \text{ mbar} \times (v_2) \text{ m}^3}{(273+36,7) \text{ }^\circ\text{K}} = \frac{1013 \text{ mbar} \times 127 \text{ Nm}^3}{273 \text{ }^\circ\text{K}}$$

$v_2 = 144 \text{ m}^3 \text{ Biogas}$ .

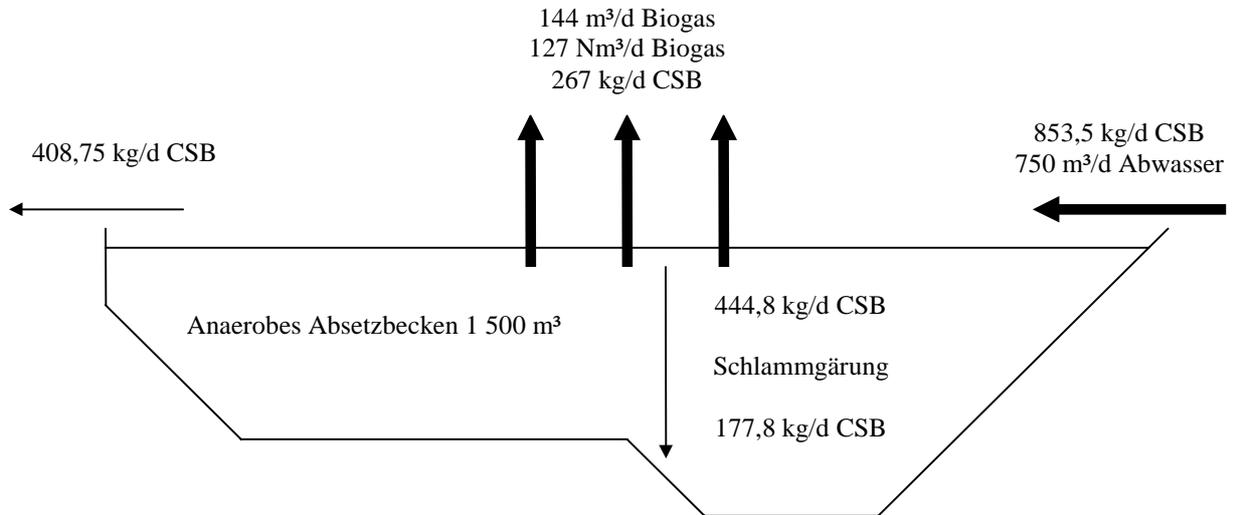


Abb. 10.5: CSB-Bilanzierung und Biogasproduktion im anaeroben Absetzbecken

Die rechnerische Biogasproduktion beträgt  $144 \text{ m}^3/\text{d}$ , also eine spezifische Gasproduktion von  $14,4 \text{ l/E.d.}$

Die Gasausbeute ändert sich je nach spezifischer CSB-Konzentration des Abwassers. Eine Studie in Marokko [77] ermittelt eine spezifische Gasproduktion von  $4,6 \text{ l/E.d}$  in Boujaad,  $8,2 \text{ l/E.d}$  in Ben Sliman,  $9 \text{ l/E.d}$  in Ouarzazat und  $16,8 \text{ l/E.d}$  in Drarga.

### 10.2.3 Biogasnutzung

Die Verwertung des Biogases ist aus energetischen Gründen und aus Gründen des Umweltschutzes eine zwingende Notwendigkeit, der sich kein Betreiber entziehen sollte. Die Kläranlage Ben Sergao produziert  $144 \text{ m}^3/\text{d}$  Biogas mit einem Methan-gehalt von  $73,6 \%$ . Dieses Gas hat einen Heizwert von  $7,36 \text{ kWh}_{\text{th}}/\text{m}^3$ , welches eine Energie von  $1.060 \text{ kWh}_{\text{th}}/\text{d}$  entspricht. Diese Energiemenge kann  $90 \text{ l/d}$  Dieseltreibstoff oder  $222 \text{ kWh}_{\text{elek}}/\text{d}$  ersetzen.

Die erste Versuchsreihe der Biogasnutzung wurde mit einem  $30 \text{ PS}$ -Diesel-Motor durchgeführt. Die mittlere Meßwerte dieser Versuchsreihe sind in der folgenden Tabelle zusammengefaßt.

Tab. 10.7: Mittlere Meßwerte bei dem Motor VM 30 PS im Leerlauf

Parameter	Gasverbrauch [m <sup>3</sup> /h]	Dieserverbrauch (mit Gas) [ml/h]	Dieserverbrauch (ohne Gas) [ml/h]	Dieselersetzung (durch Gas) [%]
Mittel	2	67	600	88,83

Jeder m<sup>3</sup> Biogas ersetzt 0,267 l Diesel im Leerlauf. Der Motor verbrauchte im Leerlauf (707 Umdrehungen/min - langsamer Gang) 2 m<sup>3</sup> Biogas/h und zusätzlich 67 ml Diesel/h, d.h. 11,17 % des normalen Dieserverbrauchs. Hieraus ergibt sich, daß das Biogas den Dieselkraftstoff zu 88,8 % ersetzen konnte (Abb. 10.6).

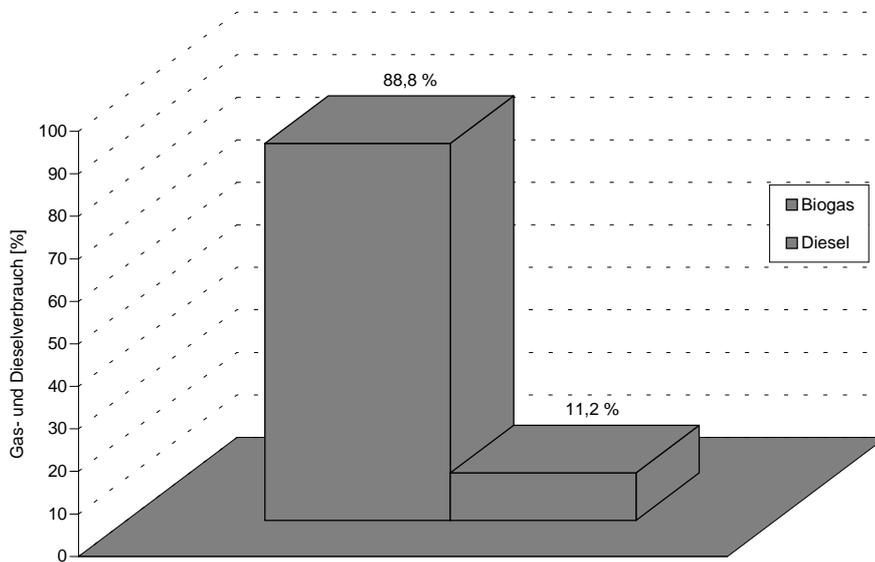


Abb. 10.6: Ersetzungsgrad des Dieselkraftstoffs durch Biogas bei einem 30 PS-Diesel-Motor im Leerlauf

Die zweite Versuchsreihe der Biogasnutzung wurde mit einer Verstromung (10 kVA), die mit einem Diesel-Motor (16 PS) funktionierte. Die Verstromung ist zur Beleuchtung der Gebäude und der Kläranlage-Einrichtungen sowie zum Betrieb der Versuchsanlage im Einsatz.

Jeder m<sup>3</sup> Biogas ersetzt 0,468 l Diesel im Leerlauf und 0,633 l Diesel mit 3 kW-Belastung. Die untenstehende Graphik (Abb. 10.7) stellt den mittleren Verbrauch von Biogas und Dieselkraftstoff des auf Biogas umgestellten Motors mit und ohne Belastung dar.

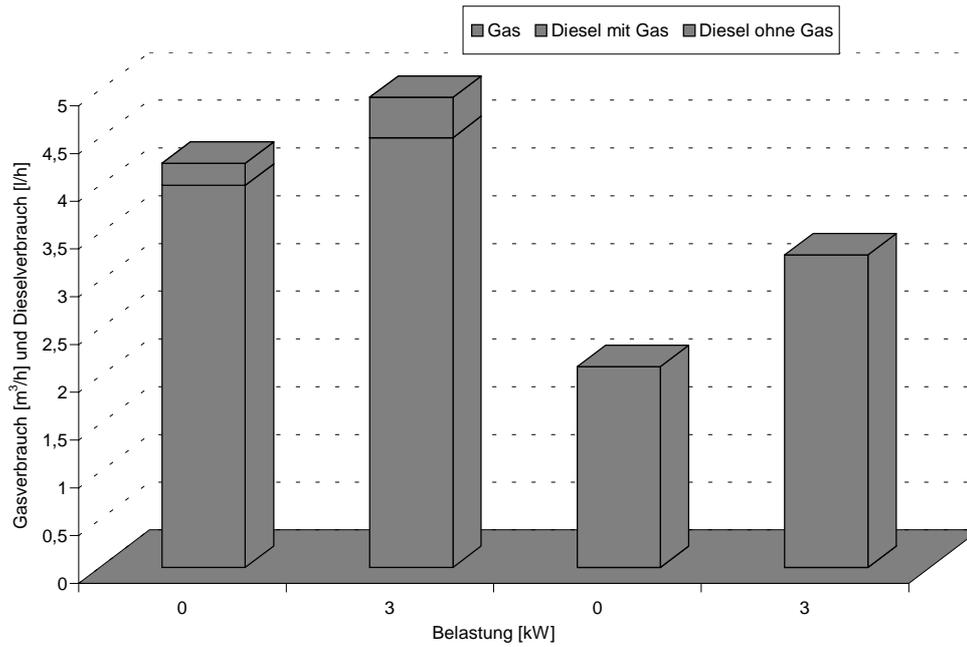


Abb. 10.7: Verbrauch an Biogas (m<sup>3</sup>/h) und Dieseldieselkraftstoff (l/h) des 16PS- ASSAD-Motors mit und ohne Last

Ohne Belastung verbraucht der Motor 4 m<sup>3</sup> Biogas/h und zusätzlich 0,23 l/h Dieseldieselkraftstoff. Unter Belastung von 3 kW, verbraucht er 4,5 m<sup>3</sup> Biogas und zusätzlich 0,42 l Dieseldieselkraftstoff pro Stunde. Hieraus ergibt sich, daß das Biogas den Dieseldieselkraftstoff zu 87,2 % ersetzen konnte.

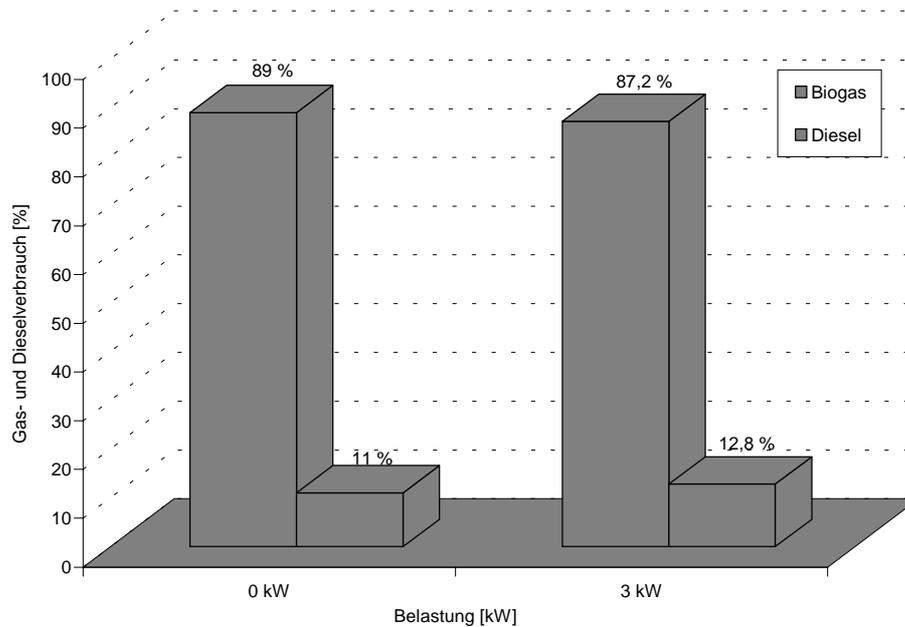


Abb. 10.8: Ersetzungsgrad des Dieseldieselkraftstoffs durch Biogas beim 16 PS-ASSAD-Motor unter Belastung von 3 kW

Der Motor verbraucht bei Umstellung auf Biogas also nur noch 11 % ohne Belastung und 12,8 % mit 3 kW Belastung seiner vorherigen Dieseltreibstoffmenge.

Für den Betrieb eines Gas-Zündstrahl-Motors wird nach *Loll* [134], ca. 10 % der Primärenergie in Form von Dieselöl benötigt, um den Motor zur Zündung zu bringen.

*Imhoff* [52] meint, wenn man das Faulgas zur Krafterzeugung in Gasmotoren benutzt, braucht man höchstens 0,7 m<sup>3</sup> Faulgas für 1 kWh. Im Handbuch [55] wird mit 0,66 m<sup>3</sup>/kWh gerechnet. Dabei sind keine Differenzierungen zwischen Gas-Otto- und Gas-Dieselmotoren festgestellt worden [55]. Nach dem Test in Ben Sergao rechnet man 1,5 m<sup>3</sup>/kWh, dies kann aber nicht als Maßstab betrachtet werden, da die Belastung sehr niedrig (3 kWh) war und der Motor verbraucht schon 4 m<sup>3</sup> Biogas im Leerlauf und 4,5 m<sup>3</sup> für 3 kWh.

### 10.3 Scheibentauchkörper

Das vorgeklärte Abwasser bzw. der Zulauf der Versuchsanlage hat eine mittlere organische Belastung von 172 mg/l BSB<sub>5</sub> bzw. 13 g BSB<sub>5</sub>/E.d. Die NH<sub>4</sub>-N-Konzentration beträgt 124 mg/l im Durchschnitt (Tab. 10.1).

Zur Abwasserreinigung ohne Nitrifikation im Scheibentauchkörper mit 2 Walzen empfiehlt die ATV [5] eine BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung von 8 g/m<sup>2</sup>.d bei einer mittleren Abwassertemperatur von 12 °C.

#### 10.3.1 Versuchsreihe 1

Während dieser Versuchsreihe wurde der Scheibentauchkörper mit 28,8 m<sup>3</sup>/d (384 EW), bzw. 1,2 m<sup>3</sup>/h vorgereinigtem Abwasser beschickt, entsprechend einer Durchflußzeit von 1,34 h. Diese Abwassermenge entspricht einer organischen Belastung von 4 953,6 g BSB<sub>5</sub>/d also einer Flächenbelastung von 20 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d und 13,4 g NH<sub>4</sub>-N/m<sup>2</sup>.d. In der folgenden Tabelle sind die Ergebnisse dieser Versuchsreihe ersichtlich.

Tab. 10.8: Meßwerte des Scheibentauchkörpers mit 20 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d [Zeitraum: Nov.96-Jan.97]

Analysen	AFS [mg/l]		CSB [mg/l]		BSB <sub>5</sub> [mg/l]		NH <sub>4</sub> -N [mg/l]		P <sub>ges</sub> [mg/l]	
	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.
Maximum	155	22,5	574	94,3	210	37,5	121	118	28	24
Minimum	137	14,6	456	72,0	164	21,5	102	96	18	14
Mittel	145,8	19,4	506	80,7	185,3	26,6	110	102	22,5	19

Der pH-Wert pendelt in dieser Versuchsreihe um 7,2. Die mittlere Abwassertemperatur lag bei 22,2 °C.

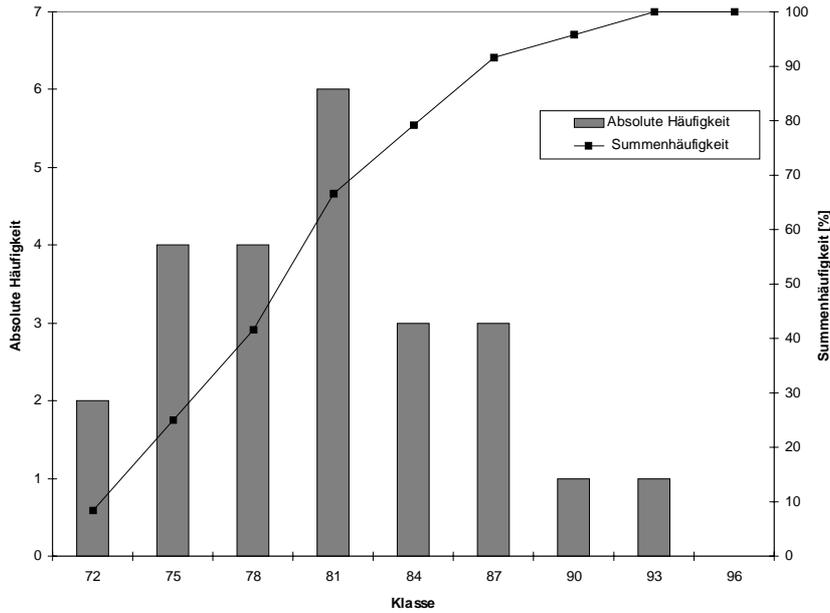


Abb. 10.9:CSB-Ablaufkonzentrationen des Scheibentauchkörpers bei  $B_A$ : 20 g  $BSB_5/m^2.d$

Der höchste CSB-Ablaufwert liegt bei 94,3 mg/l, sonst befinden sich die meisten Werte zwischen 75 und 87 mg/l.

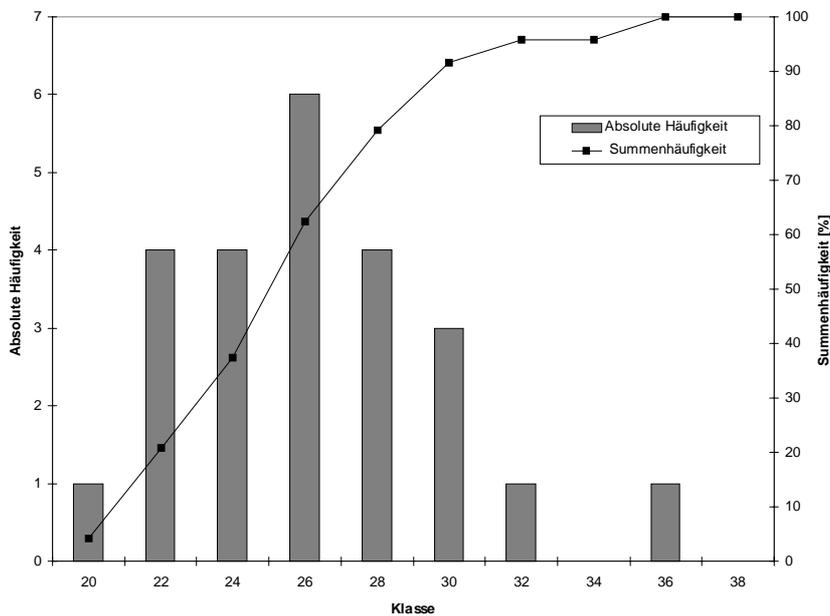


Abb. 10.10:  $BSB_5$ -Ablaufkonzentrationen des Scheibentauchkörpers bei  $B_A$ : 20 g  $BSB_5/m^2.d$

Beim  $BSB_5$  liegt der höchste Ablaufwert bei 37,5 mg/l, der Mittelwert bei 26,6 mg/l. ca. 70 % der Werte befinden sich zwischen 22 und 30 mg/l.

Tab. 10.9: Abbaurate im Scheibentauchkörper mit 20 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d [Zeitraum: Nov.96-Jan.97]

Parameter	AFS			CSB			BSB <sub>5</sub>		
	Min.	Max	Mittel	Min.	Max	Mittel	Min.	Max	Mittel
μ [%]	83,6	90,5	86,7	81,7	86,3	84	78,2	89,6	85,7

Unter den oben zitierten Bedingungen eliminiert der Scheibentauchkörper, im Durchschnitt 86,7 % AFS, 84 % CSB und 85,7 % BSB<sub>5</sub>. Das gereinigte Abwasser enthält 19,4 mg/l AFS, 80,7 mg/l CSB, 26,6 mg/l BSB<sub>5</sub> und 102 mg/l NH<sub>4</sub>-N. Da die Anlage hochbelastet war, konnte keine Nitrifikation erreicht werden.

Tab. 10.10: Mittlere Abbaurate des Absetzteiches, Scheibentauchkörpers und der Gesamtanlage

----	Absetzteich	Scheibentauchkörper	Gesamtanlage
AFS [%]	63,9	86,7	94,7
CSB [%]	52,1	84,0	92,9
BSB <sub>5</sub> [%]	55,3	85,7	93,1
NH <sub>4</sub> -N [%]	0	7,3	7,3

Die Gesamtanlage inklusive Absetzteich, gefolgt vom Scheibentauchkörper mit einer BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung von 20 g/m<sup>2</sup>.d, reduziert 94,7 % AFS, 92,9 % CSB und 93,1 % BSB<sub>5</sub>.

### 10.3.2 Versuchsreihe 2

Bei dieser Versuchsreihe erfolgte die Beschickung der Scheibentauchkörper mit 21,6 m<sup>3</sup>/d (288 EW), bzw. 0,9 m<sup>3</sup>/h vorgereinigtem Abwasser, entsprechend einer Durchflußzeit von 1,78 h. Diese Abwassermenge entspricht einer organischen Belastung von 3715,2 g BSB<sub>5</sub>/d also einer Flächenbelastung von 15 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d und 10,1 g NH<sub>4</sub>/m<sup>2</sup>.d. Die Ergebnisse dieser Versuchsreihe sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. 10.11 : Meßwerte des Scheibentauchkörpers mit 15 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d [Zeitraum : Feb.-Apr.97]

Analysen	AFS [mg/l]		CSB [mg/l]		BSB <sub>5</sub> [mg/l]		NH <sub>4</sub> -N [mg/l]		P <sub>ges</sub> [mg/l]	
	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.
Maximum	154	15,5	550	72,4	210	23,2	123	122	27	24
Minimum	137	10,0	482	56,5	155	16,2	103	97	17	14
Mittel	143,6	11,8	511	63,4	180	19,5	113	108	22	20

In dieser Versuchsreihe pendelte der pH-Wert um 7,3. Die mittlere Abwassertemperatur lag bei 22,5 °C.

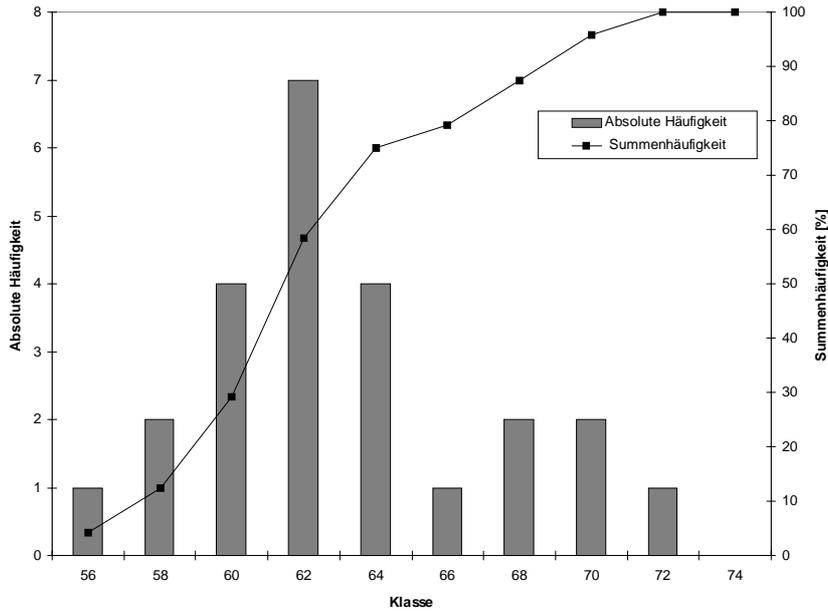


Abb. 10.11 :CSB-Ablaufkonzentrationen des Scheibentauchkörpers bei  $B_A : 15 \text{ g BSB}_5/\text{m}^2.\text{d}$

Der höchste CSB-Ablaufwert war 72,4 mg/l, der Mittelwert liegt bei 63,4 mg/l. Höchster BSB<sub>5</sub>-Ablaufwert war 23,2 mg/l, das Mittel bei 19,5 mg BSB<sub>5</sub>/l.

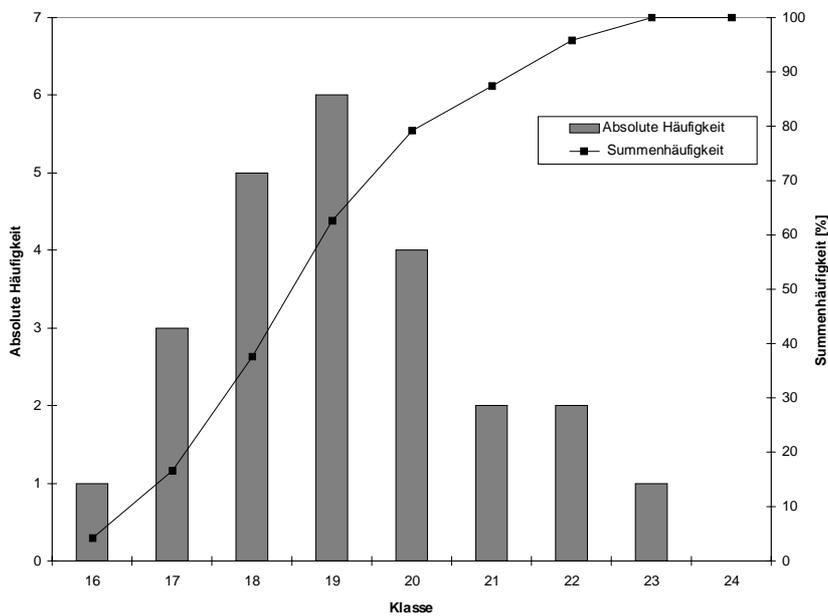


Abb. 10.12 : BSB<sub>5</sub>-Ablaufkonzentrationen des Scheibentauchkörpers bei  $B_A : 15 \text{ g BSB}_5/\text{m}^2.\text{d}$

Mit einer Flächenbelastung von  $15 \text{ g BSB}_5/\text{m}^2.\text{d}$ , eliminiert der Scheibentauchkörper im Durchschnitt 91,8 % AFS, 87,6 % CSB und 89,2 % BSB<sub>5</sub>.

Tab. 10.12 : Abbaurate im Scheibentauchkörper mit 15 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d [Zeitraum : Feb.-Apr.97]

Parameter	AFS			CSB			BSB <sub>5</sub>		
	Min.	Max	Mittel	Min.	Max	Mittel	Min.	Max	Mittel
μ [%]	89,9	92,7	91,8	85,9	88,3	87,6	87,0	91,0	89,2

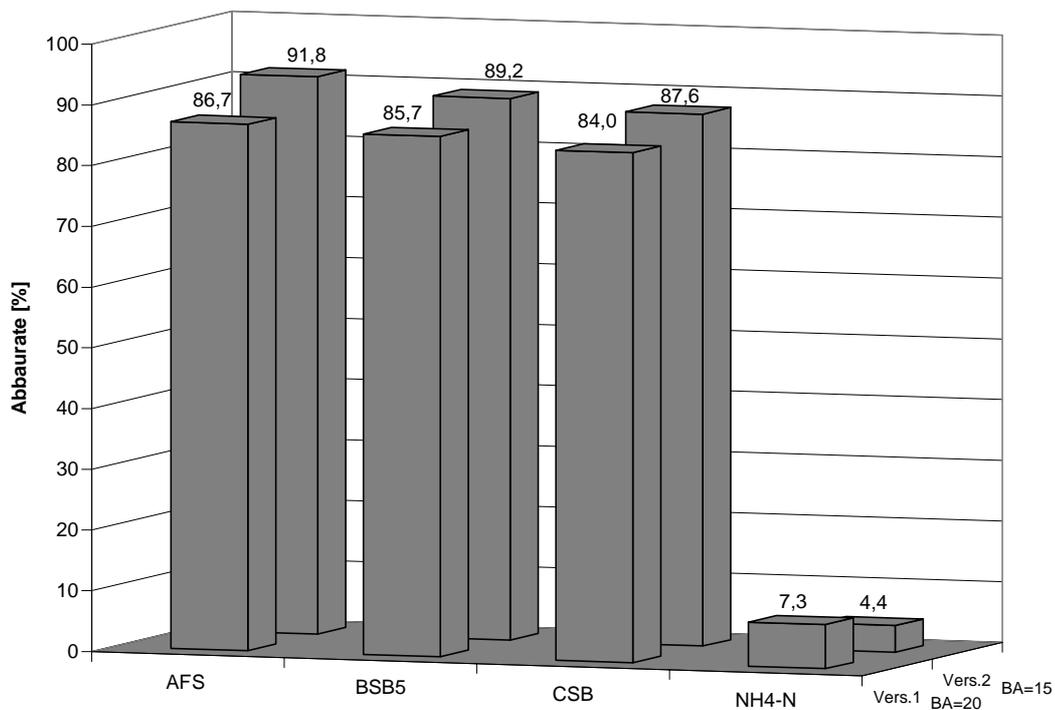
Das gereinigte Abwasser enthält als mittlere Werte 11,8 mg/l AFS, 63,4 mg/l CSB und 19,5 mg/l BSB<sub>5</sub>. Da das System als hochbelastete Anlage gefahren wurde, war keine Nitrifikation feststellbar.

Tab. 10.13 : Mittlere Abbaurate des Absetzteiches, Scheibentauchkörpers und der Gesamtanlage

Parameter	Absetzteich	Scheibentauchkörper	Gesamtanlage
AFS [%]	63,8	91,8	96,8
CSB [%]	52,1	87,6	94,4
BSB <sub>5</sub> [%]	55,3	89,2	95,0
NH <sub>4</sub> -N [%]	0	4,4	4,4
P <sub>ges</sub> [%]	15,4	8,3	19,2

Die Gesamtanlage inklusive Absetzteich, gefolgt vom Scheibentauchkörper mit einer BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung von 15 g/m<sup>2</sup>.d, reduziert 96,8 % AFS, 94,4 % CSB und 95 % BSB<sub>5</sub>.

Die mittleren Abbauraten der zwei Versuchsreihen (Scheibentauchkörper), sind bezüglich der Parameter AFS, CSB und BSB<sub>5</sub> in der folgenden Abbildung (Abb. 10.13) dargestellt.

Abb. 10.13: Prozentuale Abbaurate der zwei Versuchsreihen bezüglich AFS, BSB<sub>5</sub> und CSB

Der Scheibentauchkörper eliminiert in der Versuchsreihe 1 mit der BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung von 20 g/m<sup>2</sup>.d, 86,7 % AFS, 85,7 % BSB<sub>5</sub> und 84 % CSB. In der Versuchsreihe 2 eliminiert der Scheibentauchkörper mit der BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung von 15 g/m<sup>2</sup>.d, 91,8 % AFS, 89,2 % BSB<sub>5</sub> und 87,6 % CSB.

### 10.3.3 Sauerstoffversorgung

Da der gelöste Sauerstoff des Abwassers in der biologischen Reinigungsstufe des Scheibentauchkörpers stets zwischen 7 und 10 mg/l lag, kann davon ausgegangen werden, daß die Sauerstoffversorgung dieser Stufe bei höheren BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastungen für den BSB<sub>5</sub>-Abbau ohne Schwierigkeit durch die natürlichen Vorgänge sichergestellt wird. Dies stimmt mit den Abgaben in der Literatur [112] überein.

Nach Handbuch der ATV [53] ist der Sauerstoffeintrag im Normalfall so groß, daß trotz des ständigen Sauerstoffverbrauchs durch den Scheibenbewuchs und den Schlamm in den Wannen im Mittel 2 bis 3 mg/l, gegen Ende des Reinigungsvorgangs sogar über 6 mg/l Sauerstoff im Abwasser gefunden wurden.

### 10.3.4 Schlammmanfall

Proben wurden zwischen dem Scheibentauchkörper und dem Nachklärbecken entnommen und auf Schlammvolumen, TS und oTS analysiert.

Tab. 10.14: Eigenschaften des Überschussschlammes

BSB <sub>5</sub> -Scheibenbelastung [g/m <sup>2</sup> .d]	15	20
Schlammmanfall [ml/l]	3	4
spezifischer Schlammmanfall [l/E.d]	0,23	0,30
TS-Gehalt [%]	4,5	3,8
oTS-Gehalt [mg/g TS]	404	463

Bei einer BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung von 15 g/m<sup>2</sup>.d, beträgt der Schlammmanfall im Durchschnitt 3 ml/l, d.h. 0,23 l/E.d mit 4,5 % TS (0,86 kg/kg BSB<sub>5</sub>-Abbau). Bei der BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung von 20 g/m<sup>2</sup>.d, beträgt der Überschussschlamm im Durchschnitt 4 ml/l, d.h. 0,30 l/E.d mit 3,8 % TS (0,96 kg/kg BSB<sub>5</sub>-Abbau).

Dieser Schlamm kann in den anaerobe Absetzteich zurückgeschleust werden, um zur Biogasproduktion beizutragen.

In der Berechnung vom *Cheung* [112] würde die Überschussschlammproduktion beim Scheibentauchkörper 1,58 kg/kg BSB<sub>5</sub>-Abnahme bei einer BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung von 15 g/m<sup>2</sup>.d betragen. Die Aufenthaltszeit in der Vorklärung betrug aber bei *Cheung* nur 2 bis 3 h, gegenüber 48 h in Ben Sergao.

### 10.3.5 Einfluß der Durchflußzeit

Mit einer zunehmenden Durchflußzeit ist eine höhere BSB<sub>5</sub>-Abnahme zu erwarten. Diese ist auf den intensivierten Kontakt zwischen Bakterien und Substrat bei längerer Durchflußzeit zurückzuführen.

Untersuchungen [112] haben gezeigt, daß die Steigung der Geraden, die die BSB<sub>5</sub>-Abnahme wiedergibt, bei Durchflußzeiten über 3 h nicht mehr wesentlich zunimmt. Dies bedeutet, daß bei Verlängerung der Durchflußzeit über 3 h hinaus keine weitere Verbesserung der BSB<sub>5</sub>-Abnahme mehr zu erwarten ist, da bei dem verwendeten Abwasser die zugehörigen BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastungen bereits unter 8 g/m<sup>2</sup>.d liegen.

### 10.3.6 Zusammenhang zwischen Flächenbelastung und Reinigungsleistung

Wie bei jeder biologischen Anlage hängt auch beim Scheibentauchkörper die Reinigungsleistung vom spezifischen Substratangebot ab. Die prozentuale BSB<sub>5</sub>-Abnahme geht mit zunehmender BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung zurück. Bei 22 °C Abwassertemperatur, wurde eine BSB<sub>5</sub>-Reinigungsleistung für eine Vollreinigung, d.h. eine Reinigungsleistung von 90 %, bei einer BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung von 15 g/m<sup>2</sup>.d erreicht. Eine BSB<sub>5</sub>-Reinigungsleistung von ca. 85 % wurde bei einer BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung von 20 g/m<sup>2</sup>.d erreicht.

### 10.3.7 Temperatureinfluß

Die Versuche in Ben Sergao haben gezeigt, daß die Kapazität des Scheibentauchkörpers fast 2 mal höher bei 22 °C als bei Temperatur von 12 °C ist. Die Belastung ist wie folgt: B<sub>A</sub> = 15 g/m<sup>2</sup>.d BSB<sub>5</sub>, ohne Nitrifikation.

*Pfeiffer* [46] hat nach den Erfahrungen mit dem Scheibentauchkörper (Dr. Scholz & Partner GmbH), die Ablaufwerte in Abhängigkeit der Temperatur und der Flächenbelastung in der folgenden Tabelle zusammengefaßt.

Tab. 10.15: Flächenbelastung in Abhängigkeit der Abwassertemperatur

-----	Flächenbelastung [g BSB <sub>5</sub> /m <sup>2</sup> .d]		
Ablauf BSB <sub>5</sub> [mg/l]	12 °C	22 °C	32 °C
≤ 40	≤ 16	≤ 30	≤ 40
≤ 30	≤ 12	≤ 24	≤ 35
≤ 25	≤ 10	≤ 20	≤ 30
≤ 20	≤ 7	≤ 16	≤ 20
≤ 15	≤ 5	≤ 10	≤ 16

### 10.3.8 Wichtige Kriterien für die Auslegung des Scheibentauchkörpers

Zur Auslegung des Scheibentauchkörpers müssen folgende Kriterien beachtet werden: organische, hydraulische und Feststoffbelastungen, und die Abbaurrate im Absetzteich unter Berücksichtigung der mittleren Abwassertemperatur.

Die untenstehende Tabelle vergleicht die für die Auslegung des Scheibentauchkörpers wichtigen Kriterien in Ben Sergao/Marokko und in Deutschland.

Tab. 10.16: Vergleich der Bemessung eines Scheibentauchkörpers in Marokko im Vergleich mit deutschen Erfahrungen

Technische Daten	Ben Sergao (Marokko)	Deutschland
Mittlere Wassertemperatur [°C]	22	12
Hydraulische Belastung [l/E]	75	150
Organische Belastung [g BSB <sub>5</sub> /E.d]	30	60
Organ. Belast. nach Vorreinigung [g BSB <sub>5</sub> /E.d]	13	40
Flächenbelastung ohne Nitrifikation [g BSB <sub>5</sub> /m <sup>2</sup> .d]	15	8
Scheibenoberfläche der Versuchsanlage [m <sup>2</sup> ]	247	247
Wasserzufluß [m <sup>3</sup> /d]	21,6	7,5
Kapazität [EW]	288	50

Zwischen der Wassertemperatur in Marokko und in Deutschland besteht ein großer Unterschied (in Marokko ist die mittlere Abwassertemperatur beinahe doppelt so hoch). Dagegen ist der in Ben Sergao gemessene mittlere tägliche Wasserverbrauch pro Einwohner nur halb so groß wie der in Deutschland. Das gleiche gilt auch für die organische Belastung [g BSB<sub>5</sub>/E.d]. In Deutschland verweilt das Abwasser im Absetzbecken (im Allgemeinen) 2 bis 3 Stunden, um eine Reduktion der organischen Belastung von ca. 40 % zu erreichen, und in Ben Sergao bleibt das Abwasser ca. 48 Stunden im Anaerobteich, mit einem Eliminationsgrad von 55 % der organischen Belastung.

Unter diesen Voraussetzungen kann ein Scheibentauchkörper mit 247 m<sup>2</sup> Scheibenoberfläche in Ben Sergao, pro Tag 21,6 m<sup>3</sup> Abwasser von 288 EW reinigen, während er in Deutschland lediglich pro Tag 7,5 m<sup>3</sup> von 50 EW behandeln könnte.

## 10.4 Tropfkörper

Nach Durchlauf durch den Absetzteich ist das Abwasser um 55,3 % BSB<sub>5</sub> reduziert (Tab. 10.1). Das abgesetzte Abwasser besitzt eine organische Belastung von 172 mg/l BSB<sub>5</sub> bzw. 13 g BSB<sub>5</sub>/EW.d.

Zur Abwasserreinigung im Tropfkörper mit einer spezifischen Oberfläche  $A_R \geq 200 \text{ m}^2/\text{m}^3$ , empfiehlt die ATV [5] eine BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung  $B_A = 4 \text{ g}/\text{m}^2.\text{d}$ , eine BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung  $B_R = 0,8 \text{ kg}/\text{m}^3.\text{d}$  und eine Flächenbeschickung  $q_A = 1,2 - 1,8 \text{ m}/\text{h}$  für Abwasserreinigung ohne Nitrifikation. Eine BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung  $B_A = 2 \text{ g}/\text{m}^2.\text{d}$ , eine BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung  $B_R = 0,4 \text{ kg}/\text{m}^3.\text{d}$  und eine Flächenbeschickung  $q_A = 1,0 - 1,5 \text{ m}/\text{h}$  zur Abwasserreinigung mit Nitrifikation.

In Ben Sergao wurden zwei Versuchsreihen mit verschiedenen BSB<sub>5</sub>-Belastungen durchgeführt. Der Versuchstropfkörper ist mit Kunststoffelementen gefüllt und hat eine spezifische Oberfläche von ca.  $A_R = 250 \text{ m}^2/\text{m}^3$ .

### 10.4.1 Versuchsreihe 1

Während der ersten Versuchsreihe wurde der Tropfkörper mit den ähnlichen Parametern des ATV-Arbeitsblattes A135 [5] betrieben.

Tab. 10.17: Parameter des Tropfkörpers während der Versuchsreihe 1

Durchfluß	1 m <sup>3</sup> /h
Beschickungsvolumen	24 m <sup>3</sup> /d
Kapazität	320 EW
Organische Belastung	4,13 kg BSB <sub>5</sub> /d
Raumbelastung B <sub>R</sub>	0,44 kg BSB <sub>5</sub> /m <sup>3</sup> .d
Flächenbelastung B <sub>A</sub>	1,8 g BSB <sub>5</sub> /m <sup>2</sup> .d
Flächenbeschickung q <sub>A</sub>	0,32 m/h
NH <sub>4</sub> -N-Belastung	2,76 NH <sub>4</sub> -N kg/d
Raumbelastung	0,3 NH <sub>4</sub> -N kg/m <sup>3</sup> .d

Die Ergebnisse dieser Versuchsreihe sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. 10.18: Meßwerte des Tropfkörpers während der Versuchsreihe 1 [Zeitraum: Aug.-Sep.96]

Analysen	AFS [mg/l]		CSB [mg/l]		BSB <sub>5</sub> [mg/l]		NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> -N [mg/l]		NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> -N [mg/l]	
	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.
Maximum	183	22,3	548	70,6	193	21,4	123	21,4	0	106
Minimum	136	12,6	428	44,4	166	16,8	94,3	11,8	0	82,6
Mittel	155,7	15,5	500,2	58,3	182,9	18,8	112	16,6	0	91,4

In dieser Versuchsreihe pendelt der pH-Ablauf um 7,2. Die mittlere Abwassertemperatur lag bei 22,5 °C. Die Sauerstoffkonzentration in diesem System beträgt 8 bis 11 mg O<sub>2</sub>/l.

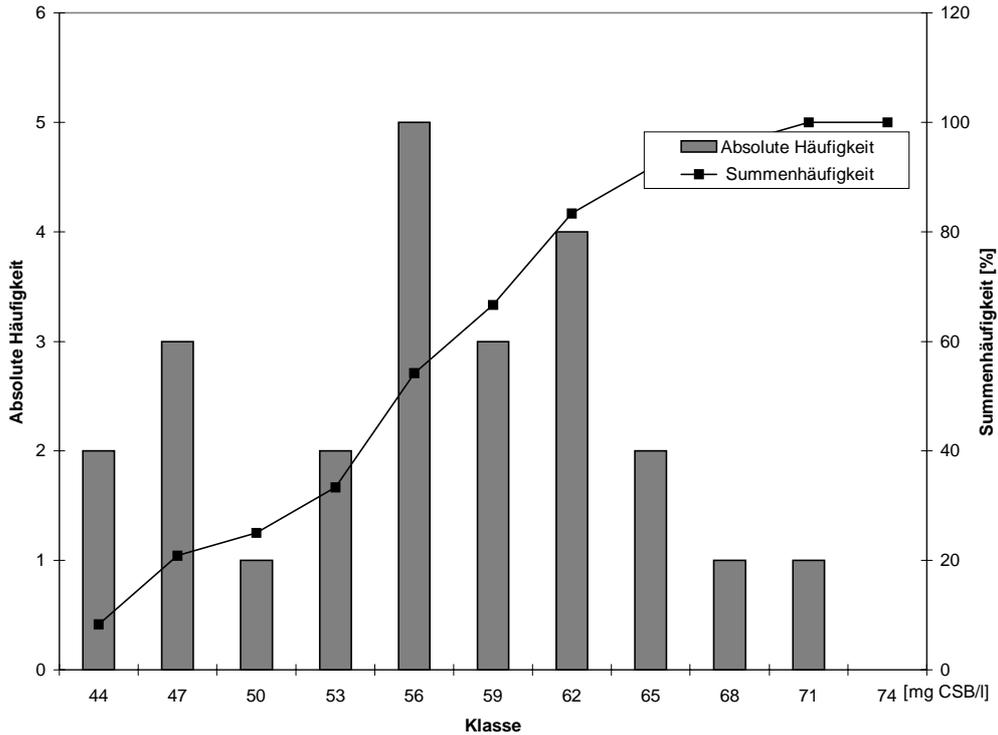


Abb. 10.14: CSB-Ablaufkonzentrationen des Tropfkörpers bei  $B_R$ : 0,44 kg  $BSB_5/m^3.d$

Der höchste CSB-Ablaufwert ist 70,6 mg/l, der mittlere CSB-Wert beträgt 58,3 mg/l. Beim  $BSB_5$  liegt der höchste Ablaufwert bei 21,4 mg/l, der Mittelwert bei 18,8 mg/l. Die mittlere Stickstoffablaufwerte betragen 16,6 mg/l für  $NH_4^+$  und 91,4 mg/l für  $NO_3^-$ .

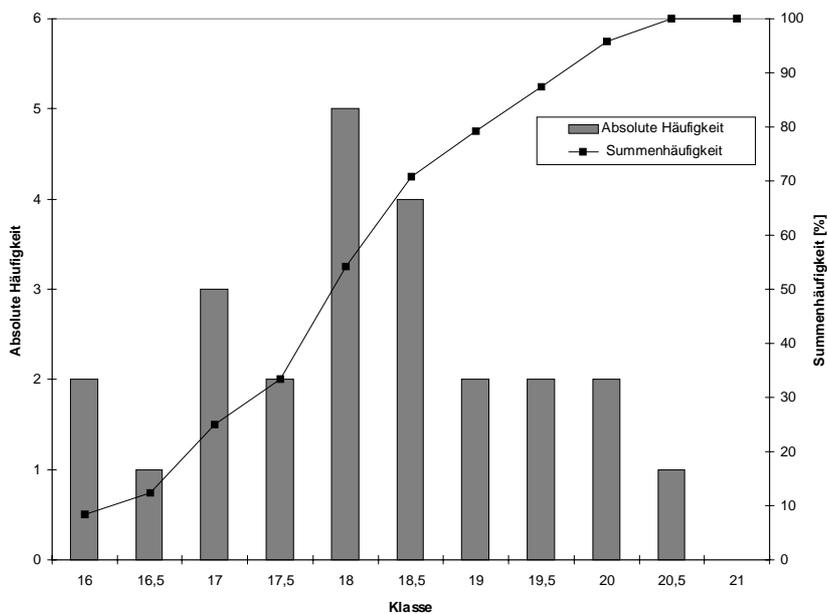


Abb. 10.15:  $BSB_5$ -Ablaufkonzentrationen des Tropfkörpers bei  $B_R$ : 0,44 kg  $BSB_5/m^3.d$

Der Tropfkörper mit einer BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung  $B_R = 0,44 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$  und einer  $\text{NH}_4^+$ -N-Raumbelastung von  $0,3 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$ , eliminiert im Durchschnitt 90 % AFS, 88,3 % CSB, 89,7 % BSB<sub>5</sub> und 85,2 %  $\text{NH}_4^+$ -N.

Tab. 10.19: Abbaurrate im Tropfkörper mit  $0,44 \text{ kg BSB}_5/\text{m}^3 \cdot \text{d}$  [Zeitraum: Aug.-Sep.96]

Parameter	AFS			CSB			BSB <sub>5</sub>		
	Min.	Max	Mittel	Min.	Max	Mittel	Min.	Max	Mittel
μ [%]	84,5	92,3	90,0	86,3	91,5	88,3	88,7	91,1	89,7

Die Gesamtanlage inklusive Absetzteich, gefolgt vom Tropfkörper mit einer BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung  $B_R = 0,44 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$  und einer  $\text{NH}_4^+$ -N-Raumbelastung von  $0,3 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$ , reduziert 95,8 % AFS, 94,8 % CSB, 95,1 % BSB<sub>5</sub> und 85,2 %  $\text{NH}_4^+$ -N.

Tab. 10.20: Mittlere Abbaurrate des Absetzteiches, Tropfkörpers und der Gesamtanlage

-----	Absetzteich	Tropfkörper	Gesamtanlage
AFS [%]	63,8	90	95,8
CSB [%]	52,1	88,3	94,8
BSB <sub>5</sub> [%]	55,3	89,7	95,1
$\text{NH}_4^+$ -N [%]	0	85,2	85,2

Beim Betrieb des Tropfkörpers mit schwacher Belastung ( $B_R = 0,44 \text{ kg BSB}_5/\text{m}^3 \cdot \text{d}$ ) und gleichzeitiger höherer Wassertemperatur (um die 22 °C) vermehrte sich die Fliegenlarve *Psychoda alternata* und Würmer mit außergewöhnlicher Geschwindigkeit.

Um gegen die Vermehrung dieser Fliegenlarve vorzugehen, wären drei Maßnahmen möglich. Entweder Zusatz einer Lösung von Natriumkarbonat bzw. von Chlor, oder aber starkstrahlige Ausspülung des Tropfkörpers, um das Füllmaterial von den fest haftenden Fliegeneiern der Psychode zu befreien. Man entschied sich für die Ausschwemmung mit  $5 \text{ m}^3/\text{h}$ , was aber kein positives Ergebnis erbrachte. Erst nach Ausspülung des Tropfkörpers mit einer Natrium-hypochlorit-Lösung ( $0,5 \text{ mg/l}$ ) wurden die Fliegeneier und damit das Fliegenproblem endgültig gelöst. Nachdem der Versuchstropfkörper gereinigt worden war, wurde er wieder in Betrieb genommen (Versuchsreihe 2).

Der Versuchstropfkörper wurde in der ersten Versuchsreihe, mit ATV vergleichbaren Bemessungsparametern ausgelegt, außer daß die Flächenbeschickung sehr niedrig war ( $q_A = 0,32 \text{ m/h}$ ).

Der Begriff der Flächenbeschickung hat bei schwachbelasteten Tropfkörpern nicht viel Sinn, denn die Leistungsfähigkeit hängt nur vom Raum ab, der die wirksamen Bakterienhäute enthält. Bei den schwachbelasteten Tropfkörpern ist die Spülwirkung sehr gering. Der verbrauchte Bewuchs bleibt zum großen Teil auf dem Füllmaterial haften und wird immer wieder von neuen Häuten überlagert, oder er wird aus den oberen Schichten abgerissen und bleibt in tieferen Schichten des Körpers hängen [52].

Aus Untersuchungen über die Nitrifikation in Fließgewässern [21] ist bekannt, daß sich Nitrifikanten bevorzugt an festen Flächen ansiedeln. Sie erreichen ihr Besiedlungsmaximum in einem Lebensraum, der durch geringe Konzentration an abbaubarer organischer Substanz und relativ hohe Sauerstoffkonzentration gekennzeichnet ist. Aus diesen Beobachtungen kann der Schluß gezogen werden, daß ein mit organischen Substanzen relativ schwach belasteter, ausreichend belüfteter Tropfkörper, besonders günstige Voraussetzungen zur Nitrifikation von Abwasser bietet.

Der kunststoffgefüllte Tropfkörper erreicht Vollreinigung bis zu einer BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung von 4 g/m<sup>2</sup>.d [52]. Seine wirksame spezifische Oberfläche richtet sich nach dem Füllmaterial. Werte bis 200 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> sind üblich. Nitrifikation wird bis zu einer BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung von 2 g/m<sup>2</sup>.d erreicht [52]. Schwachbelastete Körper haben sich in Jahrzehnten bewährt. Sie sind einfach und betriebssicher. Sie oxidieren Ammonium mikrobiell zu Nitrat. Sie reinigen nicht nur das Abwasser, sondern sie verarbeiten auch einen großen Teil des Schlammes [52].

Tropfkörper sind in der Lage, bei niedriger Belastung stabil zu nitrifizieren. Eine niedrige BSB<sub>5</sub>-Belastung über einen längeren Zeitraum, die für die Nitrifikation notwendig ist, begünstigt jedoch das Entstehen eher dünner Biofilme mit geringen Anteilen an organischer Substanz. Dies führt häufig zu massenhaftem Anwachsen von Wümem (Oligochäten und Nematoden) im Biofilm [61]. Sind die Würmer bereits massenhaft im Biofilm angewachsen, kann die BSB<sub>5</sub>-Reinigungsleistung des Tropfkörpers spontan beeinträchtigt werden. Da die im Biofilm angewachsene Bakterien- und die sensible Nitrifikantenflora von Wümem schnell abgeweidet werden, verschlechtert sich meist auch die Nitrifikationsleistung erheblich.

Die Tropfkörper-Fliegen entwickeln sich am stärksten in Schwachlast-Tropfkörper. Die Lebensdauer schwankt von 22 Tagen bei 16°C bis zu 7 Tagen bei 30°C [131].

Aus der jahreszeitlich bedingten Temperaturänderung resultiert in Tropfkörpern ein Milieuwechsel, eine sich regelmäßig wiederholende Veränderung, die im Winter durch verminderte Aktivitäten von den Larven der Schmetterlingsmücken (Psychodidae), von Rund- und Ringelwürmern, Rädertieren und Protozoen charakterisiert ist [19]. Diese Organismen ernähren sich durch Abweiden des biologischen Rasens und lockern ihn gleichzeitig durch ihre Freß- und Bewegungstätigkeit auf, so daß Teile des Rasens abgelöst und abgespült werden können. Da diese Aktivitäten im Winter reduziert sind und das Wachstum des biologischen Rasens nicht im gleichen Maß abnimmt, kann es zu Verschlammungen von Tropfkörpern kommen, die durch Faktoren wie kleine Korngröße des Füllmaterials, unzureichende Belüftung und hohe Belastung begünstigt werden.

Nach Imhoff [52] bekämpft man die lästige Abwassermücke (Psychoda) dadurch, daß man bisweilen Chlorklösungen durch den Tropfkörper schickt. Die Brutzeit dauert bei 20° etwa 14 Tage.

Kunststoffgefüllte Tropfkörper eignen sich nach Imhoff [52], insbesondere für die biologische Teilreinigung bei mehrstufigen Anlagen. Nach Wolf [17] sollte die Anwendung schwach belasteten biologischen Verfahren aus energiewirtschaftlichen Gründen auf Fälle beschränkt werden, wo dies verfahrenstechnisch nicht umgangen werden kann. Zum Beispiel die Fälle, wo eine weitgehende biologische Stickstoffoxidation erforderlich ist. Hier sollte jedoch die Einsatzmöglichkeit eines schwach belasteten Verfahrens in einer zweiten Stufe geprüft werden.

## 10.4.2 Versuchsreihe 2

Um das Problem der Fliegenlarven zu vermeiden und die Leistung des hochbelasteten Tropfkörpers bei einer Abwassertemperatur von Ca. 22 °C zu untersuchen, wurde der Tropfkörper mit einer Raumbelastung von 1,5 kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>.d (fast 2 mal die von ATV-A135 [5] empfohlene B<sub>R</sub>) beschickt.

Tab. 10.21: Parameter des Tropfkörpers während der Versuchsreihe 2 [Zeitraum:Okt.96-Apr.97]

Durchfluß	3,5 m <sup>3</sup> /h
Beschickungsvolumen	84 m <sup>3</sup> /d
Kapazität	1 120 EW
Organische Belastung	14,5 kg BSB <sub>5</sub> /d
Raumbelastung B <sub>R</sub>	1,53 kg BSB <sub>5</sub> /m <sup>3</sup> .d
Flächenbelastung B <sub>A</sub>	6,12 g BSB <sub>5</sub> /m <sup>2</sup> .d
Flächenbeschickung q <sub>A</sub>	1,12 m/h
NH <sub>4</sub> -N-Belastung	9,66 NH <sub>4</sub> -N kg/d
Raumbelastung	1,02 NH <sub>4</sub> -N kg/m <sup>3</sup> .d

Die Ergebnisse dieser Versuchsreihe sind in der folgenden Tabelle (Tab. 10.22) dargestellt.

Tab. 10.22: Meßwerte des Tropfkörpers während der Versuchsreihe 2 [Zeitraum:Okt.96-Apr.97]

Analysen	AFS [mg/l]		CSB [mg/l]		BSB <sub>5</sub> [mg/l]		NH <sub>4</sub> -N [mg/l]		P <sub>ges</sub> [mg/l]	
	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.
Maximum	154	27,7	550	132	210	41	118	115	26,8	25,2
Minimum	137	19,2	482	105	155	31	102	94	19,2	18,1
Mittel	143,6	23,4	511	118,1	180	35,3	110	102	22,9	21,6

Der pH-Wert pendelt in dieser Versuchsreihe um 7,3. Die mittlere Abwassertemperatur lag bei 22,2 °C. Die Sauerstoffkonzentration betrug 8-11 mg O<sub>2</sub>/l.

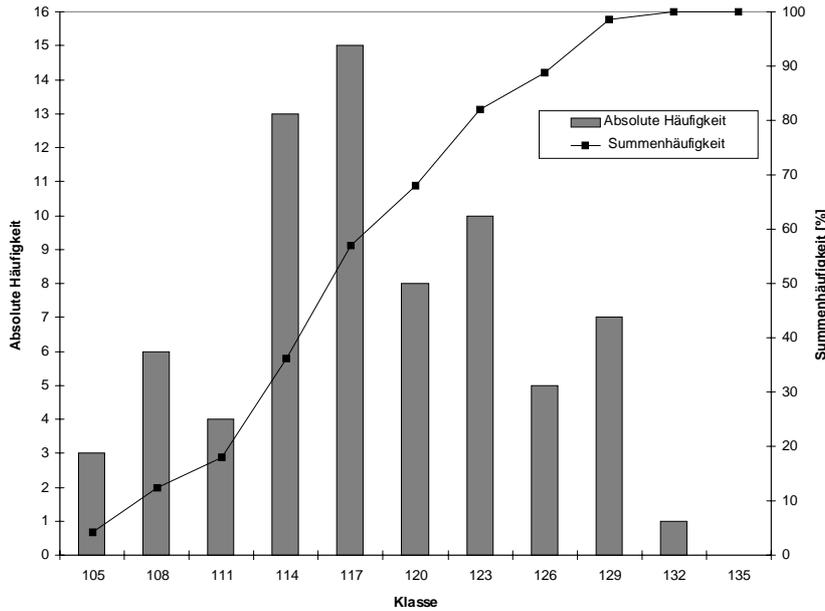


Abb. 10.16: CSB-Ablaufkonzentrationen des Tropfkörpers bei  $B_R$ : 1,5 kg  $BSB_5/m^3.d$

Der höchste CSB-Ablaufwert war 132 mg/l, der Mittelwert liegt bei 118,1 mg/l. Höchster  $BSB_5$ -Ablaufwert war 41 mg/l, das Mittel bei 35,3 mg/l.

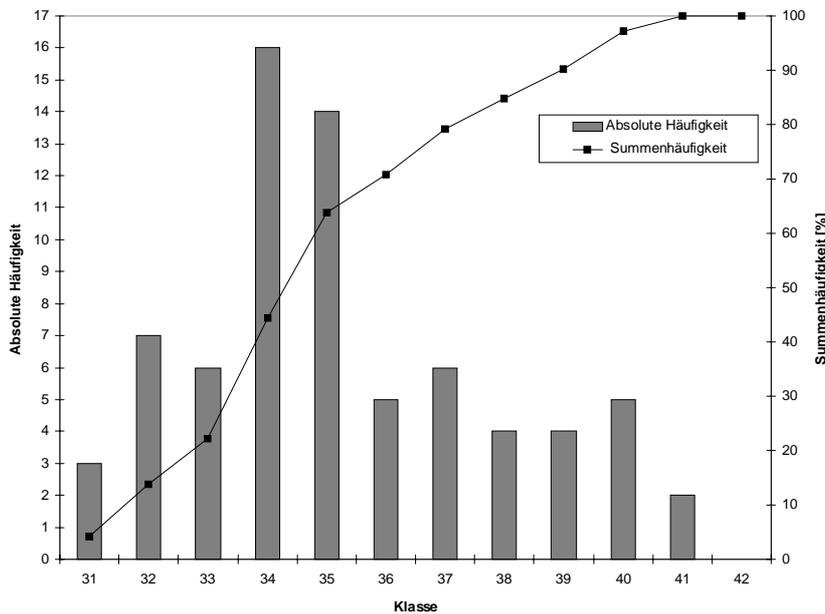


Abb. 10.17:  $BSB_5$ -Ablaufkonzentrationen des Tropfkörpers bei  $B_R$ : 1,5 kg  $BSB_5/m^3.d$

Der Tropfkörper mit einer  $BSB_5$ -Raumbelastung  $B_R = 1,53 \text{ kg/m}^3$ , eliminiert im Durchschnitt 83,7 % AFS, 76,9 % CSB und 80,4 %  $BSB_5$ . Das gereinigte Abwasser enthält 23,4 mg/l AFS, 118,1 mg/l CSB und 35,3 mg/l  $BSB_5$ . Die  $NH_4$ -Elimination lag bei 7,2 %, da das System als hochbelastete Anlage gefahren wurde.

Tab. 10.23 : Abbaurrate im Tropfkörper mit 1,53 kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>.d [Zeitraum :Okt.96-Apr.97]

Parameter	AFS			CSB			BSB <sub>5</sub>		
	Min.	Max	Mittel	Min.	Max	Mittel	Min.	Max	Mittel
μ [%]	79,8	87,2	83,7	74,9	80,4	76,9	76,7	84,4	80,4

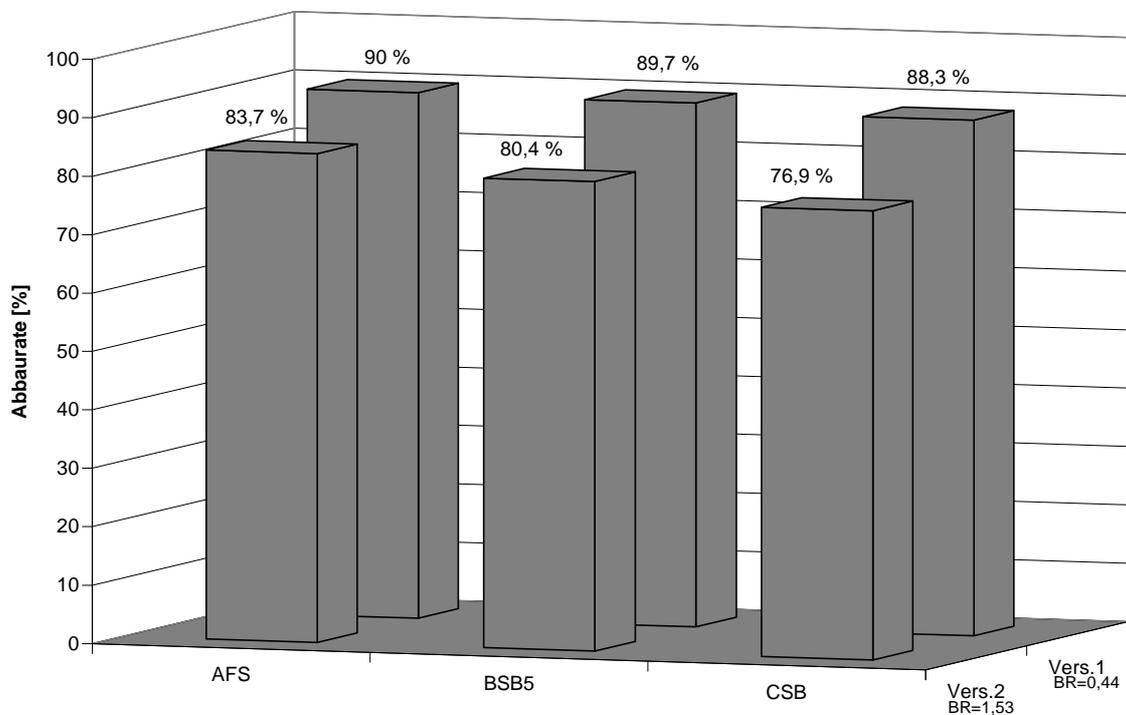
Die Gesamtanlage inklusive Absetzteich, gefolgt vom Tropfkörper mit einer Raumbelastung  $B_R = 1,53 \text{ kg BSB}_5/\text{m}^3.\text{d}$ , reduziert 93,6 % AFS, 89,6 % CSB und 90,8 % BSB<sub>5</sub>.

Der Reinigungsgrad einer Tropfkörperanlage mit Vor- und Nachbecken entspricht einer Abnahme des BSB<sub>5</sub> von 65 bis 95 %, im Mittel ca. 80 % [52].

Tab. 10.24 : Mittlere Abbaurrate des Absetzteiches, Tropfkörpers und der Gesamtanlage

-----	Absetzteich	Tropfkörper	Gesamtanlage
AFS [%]	63,9	83,7	93,6
CSB [%]	52,1	76,9	89,6
BSB <sub>5</sub> [%]	55,3	80,4	90,8
NH <sub>4</sub> -N [%]	0	5,4	5,4

Die mittlere Abbaurrate der zwei Versuchsreihen (Tropfkörper), sind bezüglich der Parameter AFS, CSB und BSB<sub>5</sub> in der folgenden Abbildung (Abb. 10.18) dargestellt.

Abb. 10.18: Prozentuale Abbaurrate der beiden Versuchsreihen bezüglich AFS, BSB<sub>5</sub> und CSB

Der Tropfkörper mit einer  $BSB_5$ -Raumbelastung  $B_R = 0,44 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$ , eliminiert im Durchschnitt 90 % AFS, 88,3 % CSB, 89,7 %  $BSB_5$ . In der Versuchsreihe 2 eliminiert der Tropfkörper mit einer  $BSB_5$ -Raumbelastung  $B_R = 1,53 \text{ kg/m}^3$ , im Durchschnitt 83,7 % AFS, 76,9 % CSB und 80,4 %  $BSB_5$ .

Es gibt eine Reihe von Fällen, wo Tropfkörper als erste, hochbelastete Stufe der biologischen Reinigung eingesetzt werden. Beispiele sind die zweistufigen biologischen Anlagen von Nürnberg, Erlangen, Schwabach, Penzberg, Oettingen, Trostberg und Schweinfurt [17]. Die Tropfkörper werden dort fast ausnahmslos mit Raumbelastung zwischen 1 und 2  $\text{kg } BSB_5/\text{m}^3 \cdot \text{d}$  belastet. Die Eliminationsleistung für  $BSB_5$  beträgt bei 2  $\text{kg } BSB_5/\text{m}^3 \cdot \text{d}$  im Durchschnitt etwa 50 %, bei 1  $\text{kg } BSB_5/\text{m}^3 \cdot \text{d}$  etwa 75 %, sofern eine Zwischenklärung vorhanden ist.

Die hochbelasteten Tropfkörper sind kleiner und im Bau billiger. Sie haben aber auch Nachteile [52]. Der Reinigungsgrad ist weniger gut, wenn nicht rückgepumpt wird. Wenn Rückpumpen nötig ist, sind sie im Betrieb teurer. Bei ihnen werden die Nachbecken stärker mit Schlamm belastet, sie werden größer und der Schlamm ist auch wasserreicher und faulfähiger. Dadurch entstehen Mehrkosten in den Faulräumen und in der Schlammbehandlung.

Hochbelastete Tropfkörper haben keine Mückenplage, auch wenn sie nicht überdeckt sind. Außerdem leben die Larven im Schlamm von schlammhaltigen Tropfkörpern. In den dünnen Häuten der Spültropfkörper finden sie zu wenig Nahrung, und sie sind hier auch nicht nötig, weil kein Schlamm abzubauen ist [52].

### 10.4.3 Temperatureinfluß

Die Versuche in Ben Sergao haben gezeigt, daß bei Temperaturen von 22 °C, diese Daten nachgewiesen wurden. Die Kapazität des hochbelasteten Tropfkörpers ist bei 22 °C fast 2 mal höher als bei einer Temperatur von 12 °C. Mit einer  $BSB_5$ -Raumbelastung von 1,53  $\text{kg } BSB_5/\text{m}^3 \cdot \text{d}$  wurde eine  $BSB_5$ -Reduzierung von 80 % ohne Nitrifikation erreicht. Die Mittlere  $BSB_5$ -Ablaufwert beträgt 35 mg/l.

*Pöpel* [136] gibt an, daß die Abbauleistung des Tropfkörpers bei 10 °C Abwassertemperatur nur 62 % der Leistung von 20 °C beträgt.

### 10.4.4 Zusammenhang zwischen Raumbelastung und Reinigungsleistung

Wie bei jeder biologischen Anlage hängt auch beim Tropfkörper die Reinigungsleistung sehr stark vom spezifischen Substratangebot ab. Die prozentuale  $BSB_5$ -Abnahme geht mit zunehmender  $BSB_5$ -Raumbelastung zurück. Bei 22 °C Abwassertemperatur, wurde eine  $BSB_5$ -Reinigungsleistung für eine Vollreinigung, d.h. eine Reduzierung von 90 % und einer  $BSB_5$ -Ablaufwert kleiner 20 mg/l, bei einer  $BSB_5$ -Raumbelastung von 0,44  $\text{kg/m}^3 \cdot \text{d}$  erreicht. Eine  $BSB_5$ -Reinigungsleistung von 80 % und ein  $BSB_5$ -Ablaufwert von 35 mg/l, wurde bei einer  $BSB_5$ -Raumbelastung von 1,53  $\text{kg/m}^3 \cdot \text{d}$  erreicht.

### 10.4.5 Schlammfall

Bei einer BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung  $B_R = 0,44 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$ , beträgt der Schlammfall im Durchschnitt 3,2 ml/l, d.h. 0,24 l/E.d mit 6 % TS (1,16 kg/kg BSB<sub>5</sub>-Abnahme).

Bei der BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung  $B_R = 1,53 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$ , beträgt die Überschusschlammproduktion im Durchschnitt 5,4 ml/l, d.h. 0,41 l/E.d mit 4 % TS (1,5 kg/kg BSB<sub>5</sub>-Abnahme).

Dieser Schlamm enthält eine nicht vernachlässigbare Menge an organischen Stoffen (48 % bei dem hochbelasteten Körper) und kann in den anaeroben Absetzteich zurückgeschleust werden, um zur Biogasproduktion beizutragen.

Tab. 10.25: Eigenschaften des Tropfkörperüberschußschlammes

BSB <sub>5</sub> -Raumbelastung $B_R$ [kg/m <sup>3</sup> ·d]	0,44	1,53
Schlammfall [ml/l]	3,2	5,4
spezifischer Schlammfall [l/E.d]	0,24	0,41
TS-Gehalt [%]	6	4
oTS-Gehalt [mg/g TS]	384	476
Schlammfall [g TS/g BSB <sub>5</sub> -Abnahme]	1,16	1,50

Bei den schwachbelasteten Tropfkörpern ist die Spülwirkung sehr gering. Der verbrauchte Bewuchs bleibt zum großen Teil auf dem Füllmaterial haften und wird immer wieder von neuen Häuten überlagert, oder er wird aus den oberen Schichten abgerissen und bleibt in tieferen Schichten des Körpers hängen. So sammelt sich organischer Schlamm an, der im Körper mit abgebaut werden muß und zusätzlich Sauerstoff zehrt. Dieser Schlamm ist dann weitgehend abgebaut, erdig und oft mehr körnig als flockig. Er ist in seiner Menge vermindert, ziemlich wasserarm und wenig faulfähig. In England und Amerika wird er als Humus bezeichnet [52].

Der hochbelastete Tropfkörper läßt im Gegensatz dazu nur dünne Bakterienhäute auf dem Füllmaterial aufkommen. Alles Verbrauchte wird durchgespült, und die Hautflocken, die einmal in Bewegung geraten sind, werden von dem Wasser gleich bis in die Abflußrinne am Boden mitgenommen. Der ausgespülte Schlamm ist sehr wasserreich und faulfähig, und seine Menge ist größer als die Schlammmenge aus einem schwachbelasteten Körper [52].

## 10.5 Sandfilter

Als weitergehende Abwasserreinigung für eine mechanisch-biologisch, kommunale Kläranlage ist eine Langsandsandfiltration geeignet. Ohne die Zugabe von Chemikalien können Keime, Schwebstoffe und etwa im gleichen Verhältnis der BSB<sub>5</sub> reduziert werden. Eine weitere Reduzierung des Rest CSBs ist zu erwarten.

Der Versuchssandfilter wird stoßweise mit dem Tropfkörperablauf beschickt. Der Sandfilter erhält so innerhalb von fünf aufeinanderfolgenden Tagen jeden Tag einmal die angegebene Menge, danach erfolgen für dieses Becken zwei Tage Pause. Der Sandfilter wird regelmäßig am ersten Ruhetag geharkt.

Um die Leistung des nachgeschalteten Sandfilters (nach dem Tropfkörper  $B_R = 1,5 \text{ kg BSB}_5/\text{m}^3\cdot\text{d}$ ) zu ermitteln, wurde an Hand der Literatur [4] [110] und der Erfahrung in der Kläranlage Ben Sergao, der Versuchssandfilter mit drei verschiedenen Beschickungsvolumina (0,8 ; 1,0 und 1,5  $\text{m}^3/\text{d}$ ), in drei Versuchsreihen beschickt.

### 10.5.1 Versuchsreihe 1

Bei dieser Versuchsreihe wurde der Sandfilter (2  $\text{m}^2$  Sandoberfläche) mit einem Wasservolumen von 0,8  $\text{m}^3/\text{d}$  während des Fünftagebetriebs pro Woche beschickt. Wenn die zwei Tage Erholung der Woche berücksichtigt sind, beträgt das Beschickungsvolumen 0,572  $\text{m}^3/\text{d}$ , also eine Filtergeschwindigkeit ( $V_f$ : [ $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ ], inklusive Erholungstage) von 0,286  $\text{m}/\text{d}$ .

Tab. 10.26: Kennziffern des Sandfilters in der Versuchsreihe 1

Beschickungsvolumen [ $\text{m}^3/\text{d}$ ]	0,572
Kapazität [EW]	7,6
Sandoberfläche [ $\text{m}^2$ ]	2
Filtergeschwindigkeit [ $\text{m}/\text{d}$ ]	0,286
organische Belastung [ $\text{g BSB}_5/\text{m}^2\cdot\text{d}$ ]	10,30
Abfiltrierbare Stoffe [ $\text{g AFS}/\text{m}^2\cdot\text{d}$ ]	6,9
Gesamte Betriebszeit [pro Woche]	5 d Betrieb + 2 d Erholung

Die Ergebnisse dieser Versuchsreihe sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. 10.27: Meßwerte des Sandfilters mit  $V_f = 0,286 \text{ m}/\text{d}$  [Zeitraum:Nov.-Dez.96]

Analysen	AFS [ $\text{mg}/\text{l}$ ]		CSB [ $\text{mg}/\text{l}$ ]		BSB <sub>5</sub> [ $\text{mg}/\text{l}$ ]		NH <sub>4</sub> [N $\text{mg}/\text{l}$ ]		NO <sub>3</sub> [N $\text{mg}/\text{l}$ ]		P <sub>ges</sub> [ $\text{mg}/\text{l}$ ]	
	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.
Maximum	30,0	3,0	136	47	41	6,5	155	0,45	0	95	23	20
Minimum	18,5	1,5	115	36	33	2,5	105	0,16	0	81	18	13
Mittel	24,2	2,1	117	42	36	4,3	136	0,25	0	88	21	15

Das gereinigte Abwasser ist klar und geruchslos. Es enthält im Mittel 2,1  $\text{mg}/\text{l}$  AFS, 42  $\text{mg}/\text{l}$  CSB, 4,3  $\text{mg}/\text{l}$  BSB<sub>5</sub>, 88  $\text{mg}/\text{l}$  NO<sub>3</sub>-N und 15  $\text{mg}/\text{l}$  P<sub>ges</sub>.

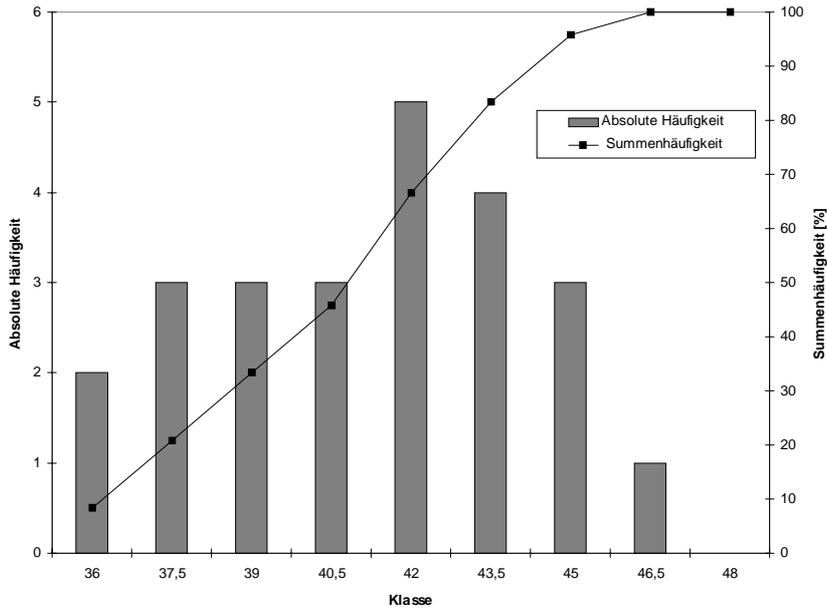


Abb. 10.19: CSB-Ablaufkonzentrationen des Sandfilters bei  $V_f$  von 0,29 m/d [Zeitraum:Nov.-Dez.96]

Der höchste CSB-Ablaufwert war 47 mg/l, der Mittelwert liegt bei 42 mg/l. Höchster BSB<sub>5</sub>-Ablaufwert war 6,5 mg/l, das Mittel bei 4,3 mg/l.

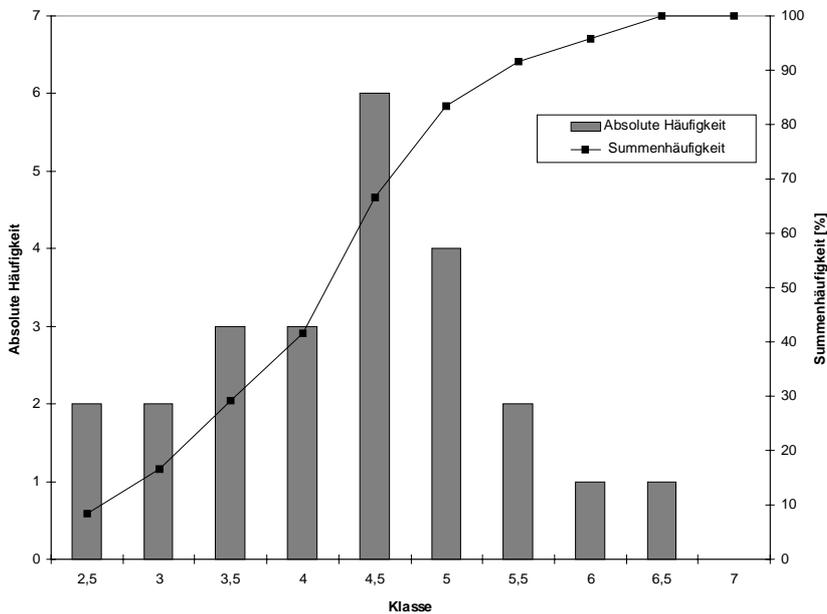


Abb.10.20: BSB<sub>5</sub>-Ablaufkonzentrationen des Sandfilters bei  $V_f$  von 0,29 m/d [Zeitraum:Nov.-Dez.96]

Mit einer Filtergeschwindigkeit  $V_f$  von 0,29 m/d und einer organischen Belastung von 10,3 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d, reduziert der Sandfilter 91,3 % AFS, 64,1 CSB und 88 % BSB<sub>5</sub>.

Tab. 10.28: Abbaurrate im Sandfilter mit  $V_f = 0,29$  m/d [Zeitraum:Nov.-Dez.96]

Parameter	AFS			CSB			BSB <sub>5</sub>			NH <sub>4</sub> -N		
	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel
$\mu$ [%]	89,2	92,4	91,3	62,6	66,3	64,1	84,1	92,3	88,0	99,7	99,9	99,8

## 10.5.2 Versuchsreihe 2

Während dieser Versuchsreihe wurde der Sandfilter mit einem Wasservolumen von 1 m<sup>3</sup>/d während des Fünftagebetriebs pro Woche beschickt. Mit der Berücksichtigung der zwei Tagen Erholung pro Woche, beträgt das Beschickungsvolumen 0,714 m<sup>3</sup>/d, also eine Filtergeschwindigkeit von 0,357 m/d.

Tab. 10.29: Kennziffern des Sandfilters in der Versuchsreihe 2

Beschickungsvolumen [m <sup>3</sup> /d]	0,714
Kapazität [EW]	9,5
Sandoberfläche [m <sup>2</sup> ]	2
Filtergeschwindigkeit [m/d]	0,357
organische Belastung [g BSB <sub>5</sub> /m <sup>2</sup> .d]	13,57
Abfiltrierbare Stoffe [g AFS/m <sup>2</sup> .d]	8,5

Die Ergebnisse dieser Versuchsreihe sind in der folgenden Tabelle aufgelistet.

Tab. 10.30: Meßwerte des Sandfilters mit  $V_f = 0,357$  m/d [Zeitraum:Jan.-Feb.97]

Analysen	AFS [mg/l]		CSB [mg/l]		BSB <sub>5</sub> [mg/l]		NH <sub>4</sub> [N mg/l]		NO <sub>3</sub> [N mg/l]		P <sub>ges</sub> [mg/l]	
	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.
Maximum	28,4	3,4	130	48	44	7,2	162	0,50	0	92	24	19
Minimum	19,2	1,6	110	38	32	2,7	110	0,19	0	80	18	14
Mittel	23,8	2,5	120	43	38	4,9	136	0,35	0	86	21	16,5

Das gereinigte Abwasser ist klar und geruchslos. Es enthält im Mittel 2,5 mg/l AFS, 43 mg/l CSB 4,9 mg/l BSB<sub>5</sub>, 86 mg/l NO<sub>3</sub>-N und 16,5 mg/l P<sub>ges</sub>.

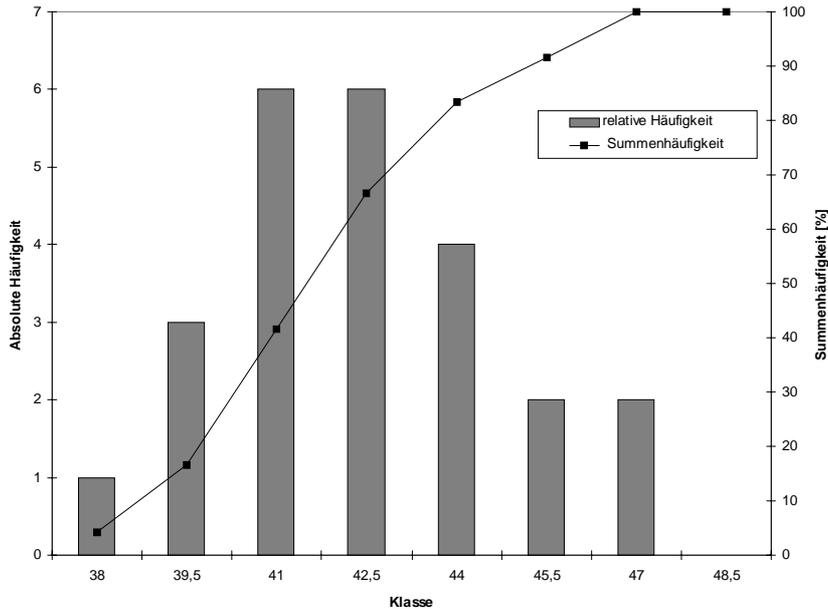


Abb. 10.21: CSB-Ablaufkonzentrationen des Sandfilters bei  $V_f$  von 0,36 m/d

Der höchste CSB-Ablaufwert war 48 mg/l, der Mittelwert liegt bei 43 mg/l. Höchster BSB<sub>5</sub>-Ablaufwert war 7,2 mg/l, das Mittel bei 4,9 mg/l.

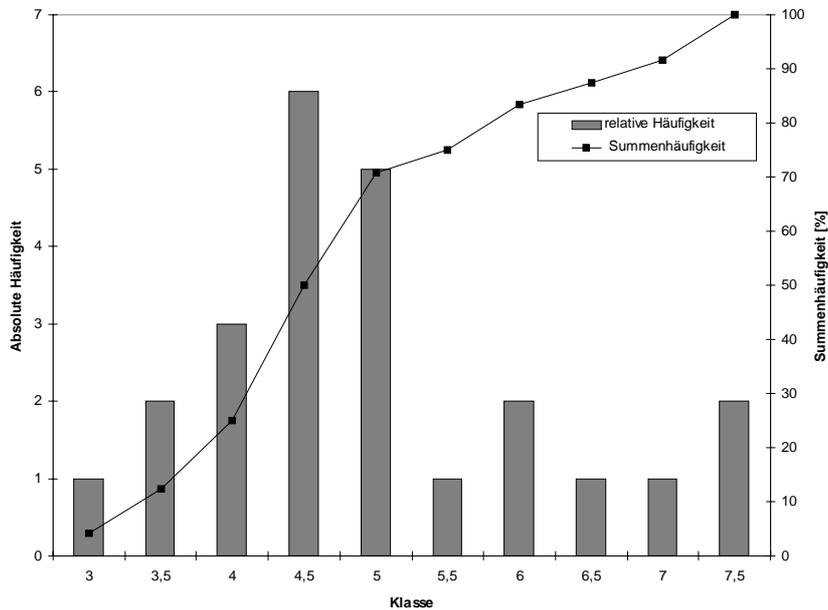


Abb. 10.22: BSB<sub>5</sub>-Ablaufkonzentrationen des Sandfilters bei  $V_f$  von 0,36 m/d

Mit einer Filtergeschwindigkeit  $V_f$  von 0,36 m/d und einer organischen Belastung von 13,6 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d, reduziert der Sandfilter 89,5 % AFS, 64,2 % CSB und 87,1 % BSB<sub>5</sub>.

Tab. 10.31: Abbaurrate im Sandfilter mit  $V_f = 0,36$  m/d [Zeitraum: Jan.-Feb.97]

Parameter	AFS			CSB			BSB <sub>5</sub>			NH <sub>4</sub> -N		
	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel
$\mu$ [%]	87,7	91,7	89,5	62,8	65,8	64,2	81,1	91,1	87,1	99,6	99,8	99,7

### 10.5.3 Versuchsreihe 3

In dieser Versuchsreihe wurde der Sandfilter mit einem Wasservolumen von 1,5 m<sup>3</sup>/d während des Fünftagebetriebs pro Woche beschickt. Wenn die zwei Tage Erholung der Woche berücksichtigt sind, beträgt das Beschickungsvolumen 1,072 m<sup>3</sup>/d, also eine Filtergeschwindigkeit  $V_f$  von 0,536 m/d.

Tab. 10.32: Kennziffern des Sandfilters in der Versuchsreihe 3

Beschickungsvolumen [m <sup>3</sup> /d]	1,072
Kapazität [EW]	14,3
Sandoberfläche [m <sup>2</sup> ]	2
Filtergeschwindigkeit $V_f$ [m/d]	0,536
organische Belastung [g BSB <sub>5</sub> /m <sup>2</sup> .d]	18,76
Abfiltrierbare Stoffe [g AFS/m <sup>2</sup> .d]	12,5

Die Ergebnisse dieser Versuchsreihe sind in der folgenden Tabelle zusammengefaßt.

Tab. 10.33: Meßwerte des Sandfilters mit  $V_f = 0,54$  m/d [Zeitraum: März.-Apr.97]

Analysen	AFS [mg/l]		CSB [mg/l]		BSB <sub>5</sub> [mg/l]		NH <sub>4</sub> [N mg/l]		NO <sub>3</sub> [N mg/l]		P <sub>ges</sub> [mg/l]	
	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.
Maximum	29,2	5,8	134	73	39	9,3	152	0,67	0	88	22	21
Minimum	17,4	2,6	112	49	31	3,7	110	0,23	0	72	18	13
Mittel	23,3	4,2	123	61	35	6,5	131	0,45	0	80	20	17

Das gereinigte Abwasser enthält im Mittel 4,2 mg/l AFS, 61 mg/l CSB und 6,5 mg/l BSB<sub>5</sub>, 80 mg/l NO<sub>3</sub>-N und 17 mg/l P<sub>ges</sub>.

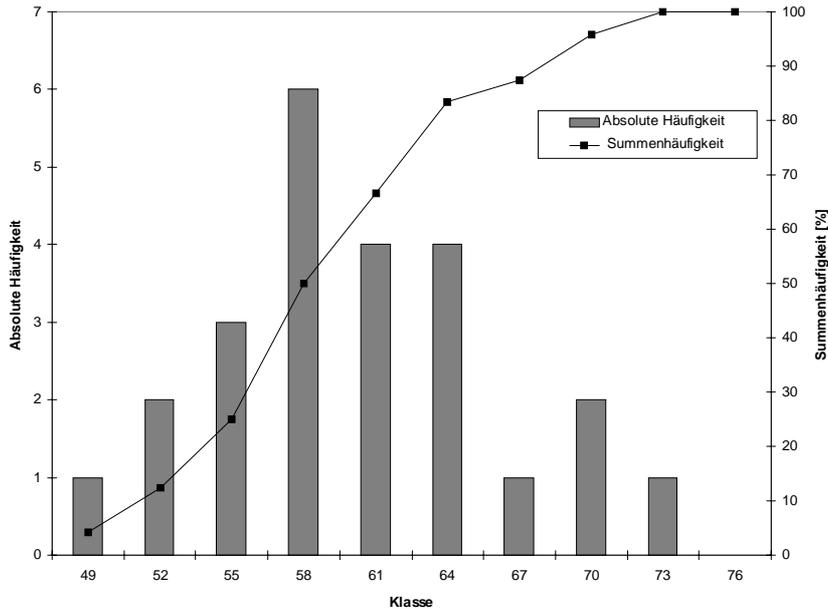


Abb. 10.23: CSB-Ablaufkonzentrationen des Sandfilters bei  $V_f$  von 0,54 m/d

Der höchste CSB-Ablaufwert war 73 mg/l, der Mittelwert liegt bei 61 mg/l. Höchster BSB<sub>5</sub>-Ablaufwert war 9,3 mg/l, das Mittel bei 6,5 mg/l.

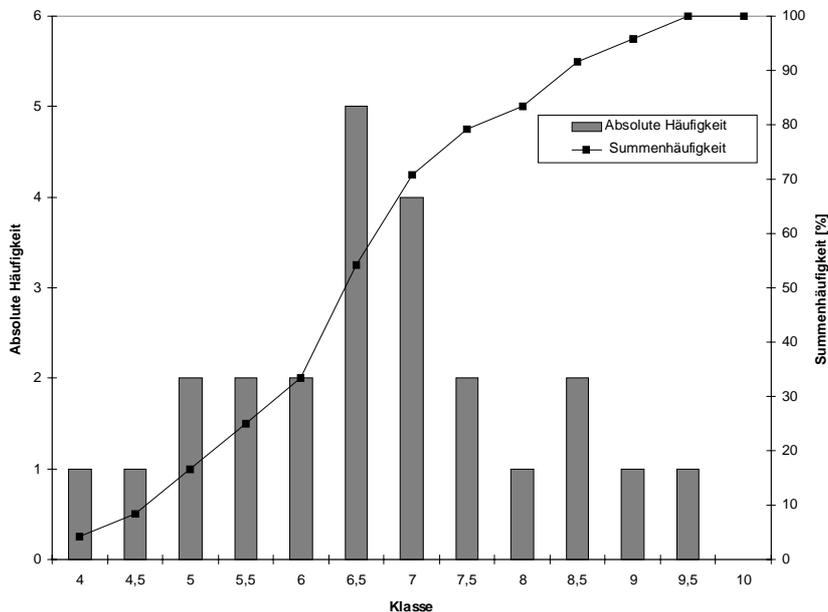


Abb. 10.24: BSB<sub>5</sub>-Ablaufkonzentrationen des Sandfilters bei  $V_f$  von 0,54 m/d

Mit einer Filtergeschwindigkeit  $V_f$  von 0,54 m/d und einer organischen Belastung von 18,8 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d, reduziert der Sandfilter im Durchschnitt 82 % AFS, 50,4 % CSB und 81,4 % BSB<sub>5</sub>.

Tab. 10.34: Abbaurrate im Sandfilter mit  $V_f = 0,54$  m/d [Zeitraum: März.-Apr.97]

Parameter	AFS			CSB			BSB <sub>5</sub>			NH <sub>4</sub> -N		
	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel
$\mu$ [%]	79,1	86,5	82	43,4	52,4	50,4	77,3	85,7	81,4	99,5	99,8	99,7

### 10.5.4 Infiltrationsgeschwindigkeit

Die mittlere Infiltrationsgeschwindigkeit wird definiert als der Quotient zwischen der Höhe des infiltrierten Wasserstreifens und der Entleerungsdauer in ein Becken ab Beginn der Wasserzufuhr. Die mittlere Infiltrationsgeschwindigkeit der 3 Versuchsreihen sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. 10.35: Mittlere Infiltrationsgeschwindigkeit der 3 Versuchsreihen

Versuche	Versuchsreihe 1	Versuchsreihe 2	Versuchsreihe 3
Infiltrationsgeschwindigkeit [m/d]	9,6	9	7,2

Die Infiltrationsgeschwindigkeit der großen Sandfilter der Kläranlage Ben Sergao variiert zwischen 0,3 und 3,5 m/d. Diese Anlage hat eine niedrige Infiltrationsgeschwindigkeit, da sie 8 Jahre Funktion hat, und als zweite Reinigungsstufe nach dem Absetzteich genutzt wird. Sie funktioniert seit 1989 mit einer Filtergeschwindigkeit von 0,1 m/d und den Belastung von 17,5 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d und 14 g AFS/m<sup>2</sup>.d. Die Infiltrationsgeschwindigkeit ist auch davon abhängig, wieviel Material in den ersten Millimetern der Sandschicht des Sandfilters zurückgehalten wird. In dieser Anlage werden die Ablagerungen an der Sandoberfläche ca. 1 bis 2 cm einmal pro Jahr entfernt. [78].

Nach *Bize* [110] ist eine gute Funktion der Langsamsandfiltration nur möglich, wenn sichergestellt ist, daß auf der Filteroberfläche kein zusätzlicher Filterwiderstand, verursacht wird, z. B. durch Bewuchs der Filterkörner, oder aufgekommenes Unterkorn. Sofern diese Erscheinungen auftraten, konnte durch Abtragen (Abschälen) von ca. 2 cm verunreinigtem Filtermaterial Abhilfe geschaffen werden.

### 10.5.5 Mikrobiologische Analysen

In diesen Analysen treten keine Parasiten bzw. Parasiteneier mehr auf. Die Zahl der Kolibakterien ist bei diesen drei Versuchsreihen stark reduziert.

Tab. 10.36: Bakteriologische Analyse der drei Filtrationsversuchsreihen

Fekal Koliform [CF/100 ml]	Versuchsreihe 1		Versuchsreihe 2		Versuchsreihe 3	
	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.	Zu.	Ab.
Maximum	630 10 <sup>4</sup>	240	720 10 <sup>4</sup>	250	680 10 <sup>4</sup>	558
Minimum	140 10 <sup>4</sup>	70	134 10 <sup>4</sup>	90	128 10 <sup>4</sup>	208
Mittel	385 10 <sup>4</sup>	155	427 10 <sup>4</sup>	170	404 10 <sup>4</sup>	383

Das gereinigte Abwasser enthält im Durchschnitt 155 CF/100 ml bei einer Filtergeschwindigkeit von 0,29 m/d (10,3 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d) in der ersten Versuchsreihe, 170 CF/100 ml bei einer Filtergeschwindigkeit von 0,36 m/d (13,6 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d) und 383 CF/100 ml bei einer Filtergeschwindigkeit von 0,54 m/d (18,8 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d). Der Ablauf enthält keine Parasiten bzw. Parasiteneier und entspricht in den drei Versuchsreihen der Kategorie A der WHO (<1000 CF/100 ml) [138]. Das so gereinigte Abwasser kann also für die Bewässerungszwecke in der Landwirtschaft (Zierpflanzen, Rasen, Gemüse, etc.) unbedenklich eingesetzt werden.

Die Verfahren der Abwasserfiltration zielen in den Industrieländern im wesentlichen auf die Elimination partikulärer Inhaltsstoffe (abfiltrierbare Stoffe) bzw. organischer Stoffe des Abwassers nach biologischer Abwasserreinigung. In Marokko ist es bei der weitgehenden Abwasserreinigung durch die Langsandsandfiltration wichtig, die Krankheitskeime zu entfernen. Die üblichen Parameter BSB<sub>5</sub>, CSB dienen in diesem Rahmen insbesondere der Beurteilung der organischen Düngewirkung des gereinigten Abwassers und stellen in diesem Sinne also keine Grenzwerte oder Anforderungswerte dar [8].

### 10.5.6 Reinigungsgrade

Die Abbaurate während der drei Versuchsreihen, sind in der folgenden Abbildung (Abb. 10.25) dargestellt.

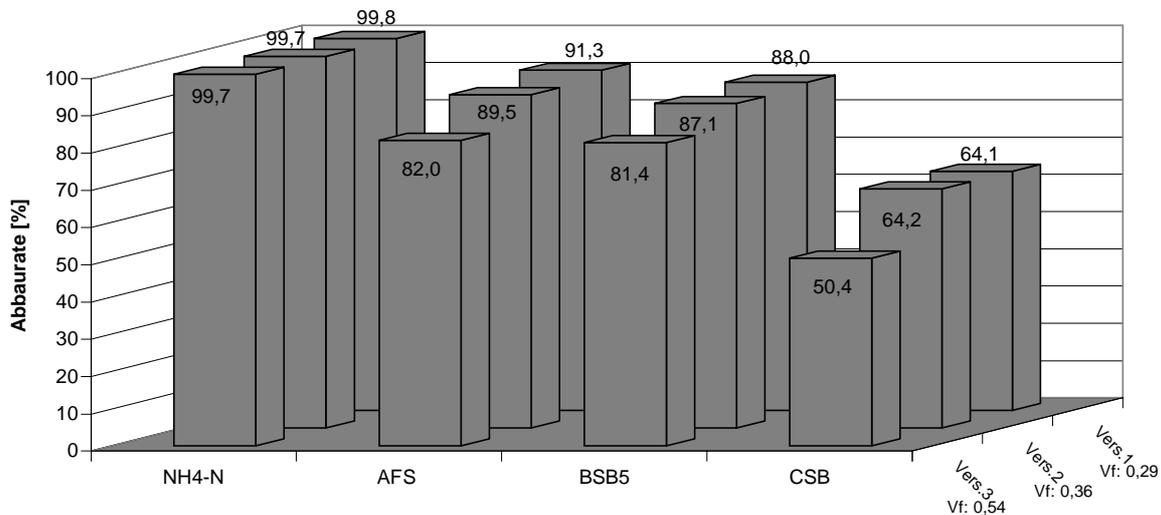


Abb. 10.25: Prozentuale Abbaurate der drei Versuchsreihen

Das Gesamtsystem, bestehend aus einem Absetzteich, gefolgt vom Tropfkörper ( $B_R = 1,5 \text{ kg BSB}_5/\text{m}^3.\text{d}$ ) und einem nachgeschalteten langsandsandfilter eliminiert insgesamt bei der ersten Versuchsreihe 99,4 % AFS, 96,3 % CSB und 98,9 % BSB<sub>5</sub>. Die Verfahrenskette eliminiert 99,3 % AFS, 96,2 % CSB und 98,7 % BSB<sub>5</sub> in der Versuchsreihe 2; und 98,8 % AFS, 94,6 % CSB und 98,3 % BSB<sub>5</sub> in der Versuchsreihe 3.

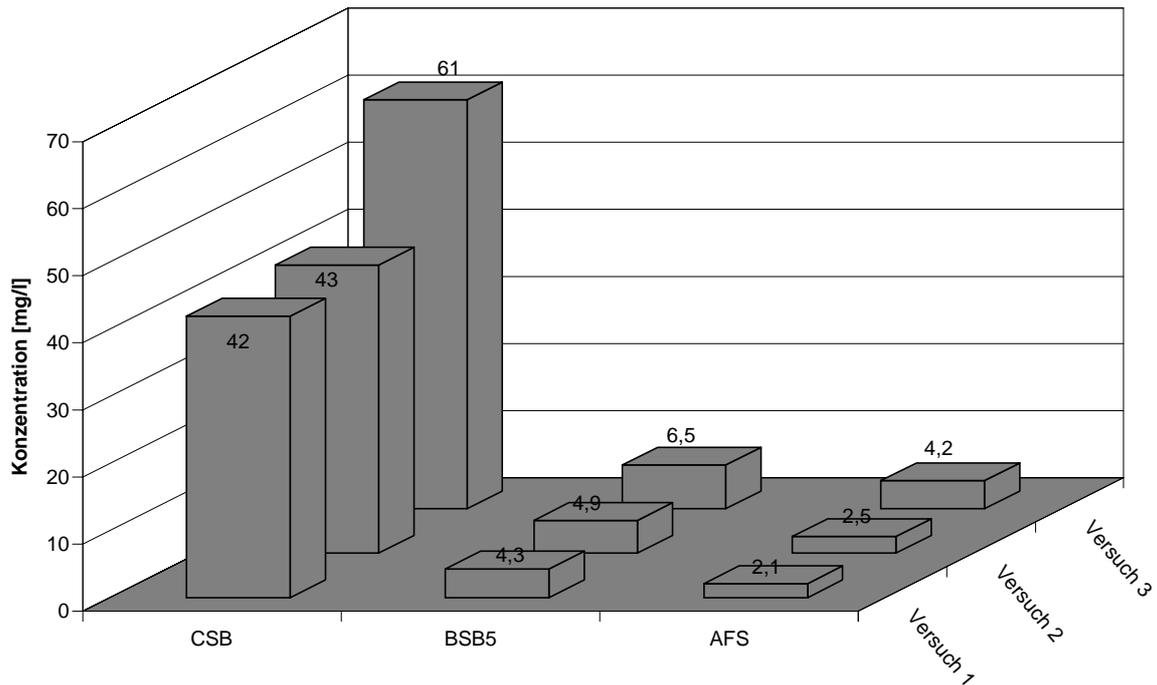


Abb. 10.26: Ablaufwerte des Sandfilters der drei Versuchsreihen bezüglich AFS, BSB<sub>5</sub> und CSB

Die Reinigungsleistung der Langsamsandfiltration hängt von der Filtergeschwindigkeit bzw. der organischen Belastung ab. Die prozentuale BSB<sub>5</sub>-Abnahme geht mit zunehmender Flächenbeschickung bzw. BSB<sub>5</sub>-Belastung zurück.

Tab. 10.37: Mittlere Abbauraten des Gesamtsystems bei den 3 Sandfilterversuchsreihen

Parameter	Vorklärung	Tropfkörper	*Gesamt 1	*Gesamt 2	*Gesamt 3
AFS [%]	63,9	83,7	99,43	99,32	98,86
CSB [%]	52,1	76,9	96,31	96,22	94,64
BSB <sub>5</sub> [%]	55,3	80,4	98,88	98,73	98,31
NH <sub>4</sub> -N [%]	0	0	99,82	99,74	99,66
P <sub>ges</sub> [%]	15,4	5,7	42,31	36,54	34,62

\*Kombination: Absetzteil + Tropfkörper (B<sub>R</sub>: 1,5 kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>.d) + Sandfilter bei der Versuchsreihe 1, 2 und 3

Anhand der Ergebnisse erscheinen die Kenndaten der Versuchsreihe 2 (Filtergeschwindigkeit: 0,36 m/d und organische Belastung: 13,6 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d) in Ordnung. *Salgot* in Spanien [4], hat bei seinen Versuchen mit der Langsamsandfiltration nach dem Belebungsverfahren ähnliche Kenndaten und ähnliche Ergebnisse ermittelt. Höhere Belastungen (Versuchsreihe 3) können mit der Zeit Verstopfungen verursachen.

### 10.5.7 Mittlere Ablaufwerte des Sandfilters

Folgende Tabelle enthält die Ablaufwerte des Sandfilters bei den drei Versuchsreihen, nachdem das Abwasser die Vorklärung und den Tropfkörper ( $B_R = 1,5 \text{ kg BSB}_5/\text{m}^3\cdot\text{d}$ ) passiert hat.

Tab. 10.38: Übersicht über die mittleren Ablaufwerte von 3 Versuchsreihen des Sandfilters

Parameter	Versuchsreihe 1	Versuchsreihe 2	Versuchsreihe 3
T [°C]	21,5	22,2	22,3
pH	7,3	7,6	7,4
AFS [mg/l]	2,1	2,5	4,2
CSB [mg/l]	42	43	61
BSB <sub>5</sub> [mg/l]	4,3	4,9	6,5
Leitfähigkeit [ $\mu\text{s}/\text{cm}$ ]	3 500	3 480	3 320
O <sub>2</sub> [mg/l]	9,42	10,57	10,65
P <sub>ges</sub> [mg/l]	15	16,5	17
Cl <sup>-</sup> [mg/l]	445	439,9	422
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> [mg/l]	2,6	2,4	2,1
NO <sub>2</sub> [N mg/l]	4,8	4,4	4,3
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> [N mg/l]	88	86	80
Ca <sup>2+</sup> [mg/l]	308,2	305,6	292,4
Mg <sup>2+</sup> [mg/l]	105	102,5	98,1
K <sup>+</sup> [mg/l]	43	41,3	38,6
Fekal Koliform [CF/100 ml]	155	170	383

Mit einer Filtergeschwindigkeit  $V_f$  von 0,29 m/d und einer organischen Belastung von 10,3 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>·d in der Versuchsreihe 1, enthält das gereinigte Abwasser im Durchschnitt 2,1 mg/l AFS, 42 mg/l CSB, 4,3 mg/l BSB<sub>5</sub>, 88 mg/l NO<sub>3</sub>-N, 15 mg/l P<sub>ges</sub> und 155 CF/100 ml.

Mit einer Filtergeschwindigkeit  $V_f$  von 0,36 m/d und einer organischen Belastung von 13,6 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>·d in der Versuchsreihe 2, enthält das gereinigte Wasser im Durchschnitt 2,5 mg/l AFS, 43 mg/l CSB 4,9 mg/l BSB<sub>5</sub>, 86 mg/l NO<sub>3</sub><sup>-</sup>-N , 16,5 mg/l P<sub>ges</sub> und 170 CF/100 ml.

Bei der Versuchsreihe 3, mit einer Filtergeschwindigkeit  $V_f$  von 0,54 m/d und einer organischen Belastung von 18,8 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>·d, enthält das gereinigte Wasser im Durchschnitt 4,2 mg/l AFS, 61 mg/l CSB und 6,5 mg/l BSB<sub>5</sub>, 80 mg/l NO<sub>3</sub><sup>-</sup>-N 17 mg/l P<sub>ges</sub> und 383 CF/100 ml. Das gereinigte Abwasser ist bei allen drei Versuchsreihen klar und geruchslos.

## 10.5.8 Vergleichende Analyse von verschiedenen Sandfiltern

*Salgot* [4] benutzte in Spanien die Langsamsandfiltration als dritte Abwasserreinigungsstufe in einer Kläranlage mit dem Belebungsverfahren. Im Rahmen dieser Arbeit in Ben Sergao wurde ebenfalls der Versuchssandfilter als dritte Reinigungsstufe verwendet. Nach Durchgang des Abwassers durch den Absetzteich und einen Tropfkörper. Die großen Sandfilter der Kläranlage von Ben Sergao dienen lediglich als zweite Reinigungsstufe nach Durchgang des Abwassers durch einen Absetzteich [78].

Tab. 10.39: Übersicht über die Kenndaten unterschiedlicher Sandfilter

Kenndaten	Sandfilter nach dem Belebungsverfahren [4] (Spanien)	*Sandfilter nach dem Tropfkörper (Versuchsanlage)	Sandfilter nach dem Absetzteich [78] (Großanlage)
Sandschichthöhe [m]	1,5	1,5	2
Filtergeschwindigkeit [m/d]	0,350	0,357	0,1
CSB-Belastung [g/m <sup>2</sup> .d]	30,6	42,13	51
BSB <sub>5</sub> -Belastung [g/m <sup>2</sup> .d]	-----	13	17,47
AFS-Zulauf [mg/l]	15	23,8	139
AFS-Ablauf [mg/l]	1,8	2,3	2,8
BSB <sub>5</sub> -Zulauf [mg/l]	-----	38	190
BSB <sub>5</sub> -Ablauf [mg/l]	-----	4,5	10
CSB-Zulauf [mg/l]	86	120	505
CSB-Ablauf [mg/l]	44	42,5	52
NH <sub>4</sub> -N-Zulauf [mg/l]	28,3	136	116
NH <sub>4</sub> -N-Ablauf [mg/l]	0,31	0,35	0,42
NO <sub>3</sub> -N-Zulauf [mg/l]	1,33	0	0
NO <sub>3</sub> -N-Ablauf [mg/l]	35,0	86,0	56,7
Fäk. Kolif.-Zulauf [CF/100 ml]	140.10 <sup>4</sup>	427.10 <sup>4</sup>	4,96.10 <sup>5</sup>
Fäk. Kolif.-Ablauf [CF/100 ml]	147	170	327

\*Versuchssandfilter nach dem Tropfkörper im Rahmen dieser Arbeit in Ben Sergao

Der Versuchssandfilter hat im Vergleich mit der Sandfilteranlage in Spanien [4] ähnliche Kenndaten. Die Sandfilteranlage in Ben Sergao ist als zweite Reinigungsstufe nach dem Absetzteich eingesetzt, und hat deshalb eine niedrige Filtergeschwindigkeit, höhere Filteroberfläche bzw. Filtervolumen, und hat auch höhere Ablaufwerte. Die Nitrifikation ist in allen Fällen sehr stark, was eine gute natürliche Belüftung des Systems bedeutet.

Der Einsatz eines Sandfilters als dritte Reinigungsstufe nach der biologischen Reinigung bringt den Vorteil mit sich, daß die hydraulische Belastung erhöht werden kann (0,36 statt 0,1 m/d) und so die Filteroberfläche und das Filtervolumen reduziert werden können. Durch Vorschalten des Tropfkörpers vor den Sandfilter konnte die hydraulische Belastbarkeit 3,6 mal erhöht oder die Filteroberfläche 3,6 mal verringert werden im Vergleich zu den großen Sandfiltern der Kläranlage Ben Sergao, deren hydraulische Belastbarkeitsgrenze bei 0,1 m<sup>3</sup> pro m<sup>2</sup> Sand und pro Tag liegt.

### 10.5.9 Landwirtschaftliche Abwasserverwertung

Das so gereinigte Abwasser in Ben Sergao ist gekennzeichnet durch eine hohe Leitfähigkeit (3.480  $\mu\text{s}/\text{cm}$ ) und einen starken  $\text{NO}_3^-$ -N Gehalt (86 mg/l). Der letztere könnte dem Grundwasser schädlich werden, wenn er dieses erreicht; für die Kulturen ist er jedoch unbedenklich. Eine Denitrifikation wäre möglich durch Rückleitung eines Teils der gereinigten (nitratreichen) Abwassers in ein Denitrifikationsbecken nach der Vorklärung.

Die gereinigten Abwässer enthalten im Schnitt 41,3 mg/l Kalium, 305,6 mg/l Calcium, 16,5 mg/l Phosphor und 86 mg/l  $\text{NO}_3^-$ -N.

Entsprechend den vom ORMVA-SM [64] durchgeführten Versuchen mit gereinigtem Wasser der Kläranlage Ben Sergao, wird der Düngemittelwert einer geklärten Wasserschicht von 100 mm wie folgt eingeschätzt : 75 kg N/ha, 14 Kg P/ha und 34 kg K/ha.

Auf dieser Grundlage könnten mittels des geklärten Abwassers Düngemittelersparungen von 100 % beim Stickstoff, von 60 % beim Phosphor und von 40 % beim Kalium erzielt werden [78].

In der Kläranlage Ouarzazate [77] wird das Abwasser durch Lagunen gereinigt. 100 mm gereinigtes Abwasser kann 23 kg N/ha, 13 kg P/ha und 29 kg K/ha für die Landwirtschaft erbringen. Folgende Tabelle faßt den Hauptkomponentengehalt im Brunnenwasser (Ouarzazate) und im gereinigten Abwasser (der Kläranlagen Ouarzazate und Ben Sergao) zusammen und vergleicht diese mit den benötigten Hauptkomponenten für Tomatenpflanzen.

Tab. 10.40: Hauptkomponentengehalt im Brunnenwasser (Ouarzazate), gereinigtem Abwasser und dem Bedarf für Tomatenpflanzen (Kläranlage Ouarzazate) [77].

Komponente	Brunnenwasser [kg/ha]	Ablauf Ouarzazate [kg/ha]	Ablauf Versuchs- anlage [kg/ha]	Tomatenpflanzen [kg/ha]
N	8,2	23	75	16
P	0,4	13	14	6
K	26,8	29	34	23

Zur Auslegung einer zukünftigen Kläranlage mit Langsandsandfiltration und Rezirkulation zur Denitrifikation in Drarga [77], sind folgende Vorgaben für landwirtschaftliche Zwecke vorgesehen : Das gereinigte Abwasser soll weniger als 30 mg/l  $\text{NO}_3^-$ -N und weniger als 1 000 CF/100 ml enthalten. 100 mm gereinigtes Abwasser bringen schätzungsweise 17,8 kg N/ha, 15,2 kg P/ha und 42 kg K/ha für die Landwirtschaft.

## 11 Wirtschaftliche Aspekte

Die Kläranlage Ben Sergao kann lediglich 750 m<sup>3</sup> Abwasser pro Tag behandeln, also nur die Hälfte der tatsächlich anfallenden Abwässer des Ortes (1.500 m<sup>3</sup>/d von 20.000 EW).

Der Einsatz einer aeroben Stufe (Tropfkörper oder Scheibentauchkörper) zwischen der Vorklärung und den Sandfiltern würde eine Kapazitätserhöhung der Kläranlage ermöglichen. Hierin besteht die Lösung zur Reinigung der Gesamtheit der Abwässer des Ortes (1.500 m<sup>3</sup>/d). Die notwendige Energie würde dabei aus Biogas produziert, das sich in der Vorklärung bildet.

Die Wirtschaftlichkeit der vorgeschlagenen Varianten wird auf der Grundlage von Jahreskosten verglichen (Kostenvergleichsrechnung). Diese Jahreskosten werden als die Summe aus Abschreibung, Zins und Betriebskosten ermittelt.

Die Kostenvergleichsrechnung ist eine annähernde Berechnung der Jahresaufwendungen für den jeweiligen Anlagentyp [143]. Auf Grund des Mangels an Darstellungen und Berechnungstabellen, die auf die Abwassertechnik in Marokko abgestimmt sind, konnte hier die dynamische Investitionsrechnung nicht angewandt werden. Es fehlen vor allem Tabellen für die Diskontierungsfaktoren, die jährlich ansteigenden Betriebskosten sowie für Investitionen und Reinvestitionen einschließlich einer Restwertberechnung angeben.

Die Jahreskosten werden nach der folgenden Gleichung ermittelt [143].

$$J = I_0/N + i * I_0/2 + B$$

mit

$$J = \text{Jahreskosten} \quad [\text{DH/a}]$$

$$I_0 = \text{Investitionssumme} \quad [\text{DH}]$$

$$N = \text{Nutzungsdauer} \quad [\text{a}]$$

$$P = \text{Zinssatz} \quad [\%]$$

$$B = \text{Betriebskosten} \quad [\text{DH}]$$

$$i = P/100 \quad [-]$$

$$I_0/N = \text{Lineare Abschreibung} \quad [\text{DH/a}]$$

$$i * I_0/2 = \text{kalkulatorische Zinsen auf das} \quad [\text{DH/a}]$$

während der Nutzungsdauer

durchschnittlich gebundene

Kapital

Im folgenden werden die Kosten von drei Kläranlagenvarianten für 20.000 EW verglichen:

1. Variante A: Absetzteich mit Biogasproduktion + Sandfilter
2. Variante B: Absetzteich mit Biogasproduktion + Scheibentauchkörper + Sandfilter
3. Variante C: Absetzteich mit Biogasproduktion + Tropfkörper + Sandfilter

Die Kosten für Absetzteich und Sandfilter sind einer Studie [137] (1997) zur Auslegung einer zukünftigen Anlage (Drarga/Agadir) entnommen. Die Kosten für Scheibentauchkörper wurden von Dr. Scholz & Partner GmbH [46] (1997) angegeben. Die Tropfkörperkosten wurden von Unternehmern in Marokko abgeschätzt.

## 11.1. Variante A

### 11.1.1 Bemessungen

Die Variante A besteht aus einem anaeroben Absetzteich, einem Sammelbecken, den Sandfiltern und eine Gasverwertungsanlage. Der Absetzteich soll ein Volumen von 1.500 m<sup>3</sup> für Abwasser und 400 m<sup>3</sup> für Schlamm haben. Die Bemessungen dieser Komponenten sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. 11.1: Bemessungen von Reinigungsstufen der Variante A

Stufen	Tiefe [m]	Flächenbedarf [m <sup>2</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Aufenthaltszeit [h]
Absetzteich	3,5	543	1.900	24
Sammelbecken	2	250	500	6
Sandfilter	2,0	15.000	30.000	6
Total	-----	15.793	-----	36

Der Flächenbedarf für diese Variante beträgt 15.793 m<sup>2</sup>. Dazu sollen 20 % der Fläche für die Kanäle und die Nebenbauwerke zugeschlagen werden [137]. Die Gesamtfläche wären 18.952 m<sup>2</sup>, also ein spezifischer Flächenbedarf von 0,95 m<sup>2</sup> pro Einwohner.

### 11.1.2 Investitionskosten

Das staatliche Grundstück in der Gegend von Agadir kostet 12 DH/m<sup>2</sup> (2,2 DM/m<sup>2</sup>), d.h. 227.424 DH (41.350 DM) für die Gesamtfläche der Variante A.

Die Baukosten werden wie folgt ermittelt [137]:

- Vorklärung: 2.280.000 DH (1.200 DH/m<sup>3</sup> Beckenvolumen)
- Sammelbecken: 600.000 DH (1.200 DH/m<sup>3</sup> Beckenvolumen)
- Sandfilter: 12.000.000 DH (400 DH/m<sup>3</sup> Filtervolumen)
- Gasverwertungsanlage: 363.810 DH (670 DH/m<sup>2</sup> Absetzteichesoberfläche)
- Verschiedenes: 2.286.572 DH (15 % der Investitionssumme)

Die Investitionskosten der Gesamtkläranlage für Variante A betragen 17.757.806 Dirham (3.228.692 DM). Die spezifischen Investitionskosten betragen 888 DH/EW (161 DM/EW). In der Planung der zukünftigen Kläranlage (Langsamsandfiltration für Drarga/Agadir) [137] wurden ähnliche spezifischen Investitionskosten ermittelt. Die spezifischen Investitionskosten einer Lagunenkläranlage (Teiche), die im 1997 in Ben Slimane gebaut wurde [77], betragen 1.250 DH/EW (227 DM/EW).

### 11.1.3 Betriebskosten

Die Betriebskosten der Kläranlage inklusive Personal, Wartung, Erneuerungsarbeiten und allgemeinen Ausgaben belaufen sich auf 525.911 DH/a (95.600 DM pro Jahr), 3 % der Investitionskosten [59] [137]. Die spezifische Betriebskosten liegen bei 0,96 DH/m<sup>3</sup> (0,17 DM/m<sup>3</sup>).

### 11.1.4 Ertrag

Eine derartige Kläranlage kann ohne Energieverbrauch funktionieren, wenn das Abwasser durch Schwerkraft läuft.

Der durch Biogas produzierte Strom kann zu einem Preis von 0,60 DH/kWh (0,11 DM/kWh) verkauft werden [62]. 162.060 kWh pro Jahr können 97.236 DH (17.680 DM/a) erbringen.

Der potentielle Verkaufspreis des gereinigten Abwassers wird auf 0,50 DH/m<sup>3</sup> geschätzt (0,09 DM/m<sup>3</sup>) [56], das heißt 273.750 DH/a (49.773 DM/a).

## 11.2 Variante B

### 11.2.1 Bemessungen

Die Variante B hat folgende Komponenten: Absetzteich + Scheibentauchkörper mit NKB + Sammelbecken + Sandfilter und Gasverwertungsanlage.

Der Absetzteich soll ein Volumen von 1.500 m<sup>3</sup> für Abwasser, 400 m<sup>3</sup> für den Primärschlamm und 700 m<sup>3</sup> für den Sekundärschlamm, d.h. 2.600 m<sup>3</sup> Gesamtvolumen haben. Die Aufenthaltszeit liegt bei 24 Stunden für Abwasser und ca. ein Jahr für Schlamm.

Man rechnet mit einer hydraulischen Belastung von 75 l/E.d und einer organischen Belastung von 30 g BSB<sub>5</sub>/E.d (Rohabwasser) in Marokko. Die gesamtorganische Belastung beträgt 600 kg BSB<sub>5</sub>/d und würde 300 kg BSB<sub>5</sub>/d nach der Vorklärung (50 % BSB<sub>5</sub>-Elimination) betragen. Mit einer Scheibenbelastung von 20 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d, erfordert ein Scheibentauchkörper eine Gesamtscheibenfläche von 15.000 m<sup>2</sup>, damit eine Teilreinigung (85 % BSB<sub>5</sub>-Reduktion) erreicht wird.

An Hand der Ergebnisse von Tropfkörper mit Sandfilter, kann eine nachgeschaltete Sandfilteranlage nach dem Scheibentauchkörper mit einer Flächenbelastung von 13,6 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d eingesetzt werden. Mit 85 % BSB<sub>5</sub>-Reduktion, enthält der Ablauf des Scheibentauchkörpers eine Fracht von 45 kg BSB<sub>5</sub>/d, was einer Sandfilterfläche von 3.316 m<sup>2</sup> entspricht.

Die Bemessungen der Komponenten dieser Klärreihe sind in der folgenden Tabelle (Tab. 11.2) dargestellt.

Tab. 11.2: Bemessungen von Komponenten der Variante B

Becken	Tiefe [m]	Flächenbedarf [m <sup>2</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Aufenthalt [h]
Absetzteich	3,5	743	2.600	24
Scheibenkörper	-----	*400	160	*4
Sammelbecken	2	250	500	6
Sandfilter	1,5	3.316	4.974	6
Total	-----	4.709	8.234	40

\*Inklusive Nachklärbecken

Der Flächenbedarf dieser Variante beträgt 4.709 m<sup>2</sup>. Die Gesamtfläche (mit Nebengebäuden) wäre 5.651 m<sup>2</sup>, also ein spezifischer Flächenbedarf von 0,30 m<sup>2</sup>/EW gegenüber 0,95 m<sup>2</sup>/EW für die Variante A.

### 11.2.2 Investitionskosten

Die Kosten für das Grundstück (5.651 m<sup>2</sup>) betragen 67.812 DH (12.330 DM).

Die Investitionskosten des Scheibentauchkörpers von Dr. Scholz & Partner GmbH inklusive Transport, Verzollung, Versteuerung und Installation betragen ca. 6.600.000 DH (1.200.000 DM).

Die Baukosten werden wie folgt ermittelt [137]:

- Vorklärung: 3.120.000 DH (567.273 DM)
- Sammelbecken: 600.000 DH (109.091 DM)
- Sandfilter: 1.989.600 DH (361.745 DM)
- Gasanlage: 497.810 DH (90.511 DM)
- Verschiedenes: 1.921.112 DH (349.293 DM)

Die Investitionskosten der Gesamtkläranlage für Variante B betragen 14.796.334 Dirham (2.690.243 DM). Die spezifischen Investitionskosten betragen 740 DH/EW (135 DM/EW).

### 11.2.3 Betriebskosten

Die Betriebskosten der Anlage inklusive Personal, Wartung, Erneuerungsarbeiten und allgemeinen Ausgaben belaufen sich auf (ca. 3 % der Investitionskosten [46] [137]) 441.856 DH/a (80.337 DM/a), d.h. 0,81 DH/m<sup>3</sup> (0,15 DM/m<sup>3</sup>) geklärten Wassers.

### 11.2.4 Energieverbrauch

Betriebserfahrungen in Deutschland und in den USA [113] zeigen, daß der Gesamtenergiebedarf für Scheibentauchkörperanlagen bei 5 kWh/E.a liegt. Bei dem Scheibentauchkörper von Dr. Scholz & Partner GmbH rechnet man 4,5 kWh/E.a. Die Variante B würde 90.000 kWh/a verbrauchen. Diese Energiemenge kann durch die Verstromung des Biogases gedeckt werden.

## 11.2.5 Ertrag

Der Schlamm aus der biologischen Stufe produziert die Hälfte der Biogasmenge des Primärschlammes [52]. Der gemischte Schlamm des Absetzteiches und des Scheibentauchkörpers kann jährlich 157.680 m<sup>3</sup> Biogas produzieren. Mit dieser Gasmenge ist es möglich, 243.090 kWh pro Jahr zu produzieren. 90.000 kWh/a werden vom Scheibentauchkörper verbraucht, der Rest 153.090 kWh/a kann zu 91.854 DH/a (16.700 DM/a) verkauft werden.

Der potentielle Verkaufspreis des gereinigten Abwassers wird auf 0,50 DH/m<sup>3</sup> geschätzt (0,09 DM/m<sup>3</sup>) [56], das heißt 273.750 DH/a (49.773 DM/a).

## 11.3 Variante C

### 11.3.1 Bemessungen

Die Variante C besteht aus folgenden Komponenten: Absetzteich + Tropfkörper mit NKB + Sammelbecken + Sandfilter und Gasverwertungsanlage.

Der Absetzteich kann mit einer Aufenthaltszeit von 24 h, wie in der Variante B, ein Volumen von 2.600 m<sup>3</sup> haben. Die gesamtorganische Belastung soll 300 kg BSB<sub>5</sub>/d nach der Vorklärung (50 % BSB<sub>5</sub>-Elimination) betragen.

An Hand der Ergebnisse dieser Arbeit, kann ein Tropfkörper mit 170 m<sup>3</sup> Volumen und 57 m<sup>2</sup> Oberfläche eine Teilreinigung von 80 % BSB<sub>5</sub>-Reduktion erreichen.

Die Sandfilteranlage kann eine Filtergeschwindigkeit von 0,36 m/d bzw. eine organische Belastung von 13,6 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d nach dem Tropfkörper erbringen. Für diese Verfahrenskette erfordern die Sandfilter eine Gesamtfläche von 4.422 m<sup>2</sup> und eine Sandschichttiefe von 1,5 m.

Die Bemessungen der Komponenten dieser Verfahrenskette sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. 11.3: Bemessungen von Komponenten der Variante C

Becken	Tiefe [m]	Flächenbedarf [m <sup>2</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Aufenthalt [h]
Absetzteich	3,5	743	2.600	24
Tropfkörper	3	*200	170	*2
Sammelbecken	2	250	500	6
Sandfilter	1,5	4.422	6.633	6
Total	-----	5.615	9.903	38

\*Inklusive Nachklärbecken

Der Flächenbedarf für die Langsamsandfiltration mit Tropfkörper beträgt 5.615 m<sup>2</sup>. Die Gesamtfläche (mit Nebenbauwerken) wäre mit 6.738 m<sup>2</sup>, also ein spezifischer Flächenbedarf von ca. 0,34 m<sup>2</sup>/EW gegenüber 0,95 m<sup>2</sup>/EW für die Variante A.

### 11.3.2 Investitionskosten

Die Grundstückskosten liegen bei 80.856 DH (14.700 DM).

Die Baukosten werden wie folgt aufgeteilt:

- Vorklärung: 3.120.000 DH (567.273 DM)
- Tropfkörper: 12.880.000 DH (800 DH/EW für TK mit Vorklärung)  
(2.341.818 DM) (145 DM/EW für TK mit Vorklärung)
- Sammelbecken: 600.000 DH (109.091 DM)
- Sandfilter: 2.653.200 DH (482.400 DM)
- Gasverwertungsanlage: 497.810 DH (90.511 DM)
- Verschiedenes: 2.962.652 DH (538.664 DM)

Die Investitionskosten der Gesamtkläranlage für Variante C betragen 22.794.518 Dirham (4.144.458 DM). Die spezifischen Investitionskosten betragen 1.140 DH pro Einwohner (207 DM/EW).

### 11.3.3 Betriebskosten

Die Betriebskosten der Variante C inklusive Personal, Wartung, Erneuerungsarbeiten und allgemeinen Ausgaben belaufen sich auf (3 % der Investitionskosten [137]) 681.410 DH/a (123.893 DM/a), d.h. 1,24 DH/m<sup>3</sup> (0,23 DM pro m<sup>3</sup>) geklärten Wassers.

### 11.3.4 Energieverbrauch

Der Energieaufwand beträgt beim hochbelasteten Tropfkörper (3 m Höhe und  $B_R$  zwischen 1 und 2 kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>.d) im Mittel 0,4 kWh/kg BSB<sub>5</sub>-Abnahme [17]. Die Variante C würde 30.660 kWh/a verbrauchen. Diese Energiemenge kann durch die Verstromung des Biogases gedeckt werden.

### 11.3.5 Ertrag

Der gemischte Schlamm aus dem Absetzteich und dem Tropfkörper kann jährlich 157.680 m<sup>3</sup> Biogas produzieren. Mit dieser Gasmenge ist es möglich 243.090 kWh pro Jahr zu produzieren. 30.660 kWh/a werden vom Tropfkörper verbraucht, der Rest 212.430 kWh/a kann mit 127.458 DH/a (23.174 DM/a) verkauft werden.

Das gereinigte Abwasser kann wie bei den anderen Varianten, mit 273.750 DH/a (49.773 DM/a) verkauft werden.

## 11.4 Vergleichende Jahreskosten der drei Varianten

Die angenommenen Werte für die Rechnung sind in der folgenden Tabelle zusammengefaßt.

Tab. 11.4: Wirtschaftliche Eigenschaften der drei Varianten (die Kosten in [DH])

Eigenschaften	Variante A	Variante B	Variante C
Gesamtflächenbedarf [m <sup>2</sup> ]	18.952	5.651	6.738
Sandvolumen [m <sup>3</sup> ]	30.000	4.974	6.633
Energieverbrauch [kWh/a]	0	90.000	30.660
Gesamtinvestition [DH/a]	17.757.806	14.796.334	22.794.518
Nutzungsdauer [ a ]	30	30	30
Betriebskosten [DH/a]	525.911	441.856	681.410
Kapitalmarktzins [%/a]	12	12	12
*Brutto Jahreskosten [DH/a]	2.183.306	1.822.847	2.808.898
Ertrag [DH/a]	370.986	365.604	401.208
*Netto Jahreskosten [DH/a]	1.812.320	1.457.243	2.407.690

\* Netto Jahreskosten = Brutto Jahreskosten - Ertrag

Die günstigste Variante ist, die Variante B mit Scheibentauchkörper. Sie benötigt die geringste Fläche, wenig Sandvolumen und hat niedrige Jahreskosten im Vergleich mit den anderen Varianten.

Folgende Tabelle faßt die Kosten der drei Varianten in [DM] zusammen.

Tab. 11.5: Wirtschaftliche Eigenschaften der drei Varianten (die Kosten in [DM])

Eigenschaften	Variante A	Variante B	Variante C
Gesamtinvestition [DM/a]	3.228.692	2.690.243	4.144.458
Betriebskosten [DM/a]	95.620	80.337	123.893
*Brutto Jahreskosten [DM/a]	396.965	331.427	510.709
Ertrag [DM/a]	67.452	66.473	72.947
*Netto Jahreskosten [DM/a]	329.513	264.954	437.762

\* Netto Jahreskosten = Brutto Jahreskosten - Ertrag

Die Variante C (mit Tropfkörper) benötigt ebenfalls wenig Fläche und wenig Sandvolumen aber hat in Marokko höhere Investitionskosten, was die Jahreskosten erheblich erhöht. Die Jahreskosten dieser Variante sind fast 1,5 Mal höher im Vergleich mit der Variante B (mit Scheibentauchkörper).

Bei der Variante A wird das Abwasser hauptsächlich durch die Sandfilter gereinigt. Diese Variante benötigt eine ausgedehnte Fläche, großes Sandvolumen und deshalb höhere Investitionskosten und Betriebskosten bzw. Jahreskosten. Diese Kosten können noch größer sein, wenn der Standort ein privates Grundstück und/oder von Sandflächen weit entfernt ist.

## 12 Zusammenfassung

Die Kläranlage Ben Sergao ist für 750 m<sup>3</sup> Abwasser pro Tag (10.000 EW) ausgelegt, für die Hälfte der jetzigen Einwohnerzahl des Ortes. Das Abwasser der weiteren 10.000 Einwohner wird direkt in ein Speicherbecken auf dem Gelände geleitet, wo es versickert.

Die Kläranlage besteht aus einem Absetzteich (1.500 m<sup>3</sup>) und fünf Langsam-sandfiltern (7.500 m<sup>2</sup>).

Der Einsatz einer aeroben Stufe (Tropfkörper oder Scheibentauchkörper) zwischen der Vorklärung und den Sandfiltern würde eine Kapazitätserhöhung der Kläranlage ermöglichen. Hierin besteht die Lösung zur Reinigung der Gesamtheit der Abwässer des Ortes (1.500 m<sup>3</sup>/d). Die notwendige Energie würde dabei aus Biogas produziert, das sich in der Vorklärung bildet. Dies kann vielfältige Vorteile bieten:

- Energieerzeugung,
- Verminderung der Emission störender Gerüche,
- Verringerung des Flächenbedarfs der Sandfilter,
- Abwasser- und Schlammverwertung.

Für diesen Zweck wurden im Rahmen dieser Arbeit die Biogasproduktion in der Vorklärung, die Leistung eines Tropfkörpers mit nachgeschaltetem Sandfilter sowie die Reinigungsgrade eines Scheibentauchkörpers unter den örtlichen Bedingungen untersucht.

Die mittlere Abwassertemperatur im Gebiet Ben Sergao/Agadir pendelt um 22 °C im Winter (beinahe doppelt so hoch wie in Deutschland). Sie kann 24 °C als Mittelwert im Sommer erreichen und beträgt 18 °C als Minimalwert im Winter sowie 28 °C als Maximalwert im Sommer.

Die Aufenthaltszeit in der Vorklärung beträgt 2 Tage für Abwasser und 16 Monate für Schlamm. Das Rohabwasser enthält im Durchschnitt 368 mg/l AFS, 1138 mg/l CSB, 385 mg/l BSB<sub>5</sub>, 180 mg/l TKN und 26 mg/l P<sub>ges</sub>. Man erkennt, daß die N- und CSB-Gehalte höhere Werte aufweisen, und das Verhältnis CSB:BSB<sub>5</sub>, bei 3:1 liegt. Dies ist wahrscheinlich auf Ölwechsel-Reste aus der Militärkaserne und auf die Fischverarbeitungs- und Fischverpackungsfabriken in der Gegend zurückzuführen.

Der Absetzteich reduziert im Durchschnitt 63,9 % AFS, 52,1 % CSB, 55,3 % BSB<sub>5</sub>, 31,1 % TKN und 15,4 % P<sub>ges</sub>. Das abgesetzte Abwasser enthält noch im Durchschnitt 133 mg/l AFS, 545 mg/l CSB, 172 mg/l BSB<sub>5</sub>, 124 mg/l TKN und 22 mg/l P<sub>ges</sub>.

Der Primärschlammfall beträgt im Durchschnitt 8,2 ml/l Rohabwasser, also ein spezifischer Primärschlammfall von 0,62 l/E.d mit 5 % TS. Es werden ca. 200 m<sup>3</sup>/Jahr (0,055 l/E.d) eingedickter und ausgefauter Schlamm mit ca. 50 % TS aus dem Absetzteich entfernt. Durch die Schlammvergärung wird der CSB um 60,2 % und die oTS um 62,7 % reduziert.

Das produzierte Gas in der Vorklärung wird in 4 Gasometern (aus PVC-Folie auf Holz-Rahmen) über dem Becken aufgefangen. Die Gasspeicher können jeweils 200 m<sup>3</sup> Gas speichern, das heißt 800 m<sup>3</sup> Gesamtvolumen.

Bei einer mittleren Abwassertemperatur von 22 °C und einer mittleren Gas-temperatur von 36,7 °C, setzt sich das produzierte Biogas aus den folgenden Gasen zusammen: 11,13 % CO<sub>2</sub>, 2 % O<sub>2</sub>, 0,74 % H<sub>2</sub>S, 7,52 % N<sub>2</sub>, 5 % H<sub>2</sub>O und 73,6 % CH<sub>4</sub>.

Es werden täglich 144 m<sup>3</sup> Biogas produziert, also eine spezifische Gasproduktion von 14,4 l/E.d. Dieses Gas hat einen Heizwert von 7,36 kWh<sub>th</sub>/m<sup>3</sup>, welches einer Energie von 1.060 kWh<sub>th</sub>/d entspricht. Diese Energiemenge kann 90 l/d Dieseltreibstoff oder 222 kWh<sub>elek</sub>/d ersetzen.

Ein Diesel-Motor (16 PS) zur Verstromung (10 kVA) wurde auf Biogas umgestellt. Der auf Biogasbasis arbeitende Stromerzeuger ist in der Lage, die notwendige Energie zur Beleuchtung der Stationseinrichtungen und zum Betrieb der Versuchsanlage (Scheibentauchkörper und Tropfkörper mit dem nachgeschalteten Sandfilter) zu liefern. Unter Belastung von 3 kW, verbraucht der Motor 4,5 m<sup>3</sup> Biogas und zusätzlich 0,42 l Diesel pro Stunde. Hieraus ergibt sich, daß das Biogas den Dieseltreibstoff zu 87,2 % ersetzen konnte. Der Motor verbrauchte bei Umstellung auf Biogas also nur noch 12,8 % seiner vorherigen Dieseltreibstoffmenge.

Hinsichtlich der aeroben Stufe wurde ein Scheibentauchkörper und ein Tropfkörper untersucht, die dem Absetzteich folgten.

Der Scheibentauchkörper mit einer Flächenbelastung von 20 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d hat im Durchschnitt 86,7 % AFS, 84 % CSB und 85,7 % BSB<sub>5</sub> elimiert. Das gereinigte Abwasser enthält im Mittel 19,4 mg/l AFS, 80,7 mg/l CSB und 26,6 mg/l BSB<sub>5</sub>. Diese Ergebnisse sind völlig ausreichend, wenn der Ablauf in einen nachgeschalteten Sandfilter geleitet und das gereinigte Wasser für Bewässerungszwecke in der Landwirtschaft genutzt wird.

Mit 15 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d hat der Scheibentauchkörper 91,8 % AFS, 87,6 % CSB und 89,2 % BSB<sub>5</sub> reduziert. Das gereinigte Abwasser enthält als mittlere Werte, 11,8 mg/l AFS, 63,4 mg/l CSB und 19,5 mg/l BSB<sub>5</sub>. Er kann mit dieser Belastung (15 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d) beschickt werden, falls der Ablauf in den Vorfluter geleitet wird. Eine Nitrifikation wurde bei den beiden hohen Belastungen (15 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d und 20 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d) nicht erreicht.

Der schwachbelastete Tropfkörper (B<sub>R</sub> = 0,44 kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>.d) eliminiert im Durchschnitt 90 % AFS, 88,3 % CSB, 89,7 % BSB<sub>5</sub> und 85,2 % NH<sub>4</sub><sup>+</sup>-N. Die mittleren Ablaufwerte betragen 58,3 mg/l für CSB, 18,8 mg/l BSB<sub>5</sub>, 16,6 mg/l NH<sub>4</sub><sup>+</sup>-N und 91,4 mg/l NO<sub>3</sub><sup>-</sup>-N. Beim Betrieb dieses schwachbelasteten Tropfkörpers bei einer Abwassertemperatur von 22 °C, vermehrten sich die Fliegenlarve *Psychoda alternata* und Würmer sehr stark.

Der hochbelastete Tropfkörper (B<sub>R</sub> = 1,53 kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>.d) eliminiert im Durchschnitt 83,7 % AFS, 76,9 % CSB und 80,4 % BSB<sub>5</sub>. Das gereinigte Abwasser enthält 23,4 mg/l AFS, 118,1 mg/l CSB und 35,3 mg/l BSB<sub>5</sub>. Diese Teilreinigung ist akzeptabel, da der Ablauf in einen nachgeschalteten Sandfilter geleitet und das gereinigte Wasser für Bewässerungszwecke genutzt werden soll.

Die Versuche in Ben Sergao haben gezeigt, daß bei Temperaturen von 22 °C, die Leistung der hochbelasteten Scheibentauchkörper (B<sub>A</sub> = 20 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d) und Tropfkörper (B<sub>R</sub> = 1,53 kg BSB<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>.d) fast 2 mal höher ist als bei einer Temperatur von 12 °C.

Zur Bestimmung der notwendigen Sandfilterfläche nach der aeroben Stufe, wurde die Leistung eines Versuchssandfilters (2 m<sup>2</sup> x 1,5 m) nach dem Tropfkörper ( $B_R = 1,53 \text{ kg BSB}_5/\text{m}^3\cdot\text{d}$ ) untersucht. Mit einer Filtergeschwindigkeit  $V_f : 0,36 \text{ m/d}$  (0,015 m/h) und einer organischen Belastung von 13,6 g BSB<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>·d hat der Sandfilter zufriedenstellende Ergebnisse gezeigt. Er reduziert 89,5 % AFS, 64,2 CSB und 87,1 % BSB<sub>5</sub>. Die Gesamtverfahrenskette, bestehend aus dem Absetzteich gefolgt vom Tropfkörper ( $B_R = 1,53 \text{ kg BSB}_5/\text{m}^3\cdot\text{d}$ ) mit dem nachgeschalteten Sandfilter ( $V_f: 0,36 \text{ m/d}$ ), eliminiert insgesamt 99,3 % AFS, 96,2 % CSB und 98,7 % BSB<sub>5</sub>. Die mittleren Ablaufwerte betragen 2,5 mg/l AFS, 43 mg/l CSB, 4,9 mg/l BSB<sub>5</sub>, 86 mg/l NO<sub>3</sub>-N, 0,35 mg/l NH<sub>4</sub>-N, 16,5 mg/l P<sub>ges</sub> und 170 CF/100 ml. Der Ablauf enthält keine Parasiten bzw. Parasiteneier und entspricht der Kategorie A der WHO (< 1000 CF/100 ml) [138]. Das so gereinigte Abwasser kann also für die Bewässerungszwecke in der Landwirtschaft unbedenklich eingesetzt werden.

Der Einsatz eines Sandfilters als dritte Reinigungsstufe nach der biologischen Reinigung bringt den Vorteil mit sich, daß die Filtergeschwindigkeit erhöht wird (im Vergleich zu den großen Sandfiltern der Kläranlage Ben Sergao, deren Filtergeschwindigkeitsgrenze bei 0,1 m/d liegt) und so die Filterfläche und das Filtervolumen reduziert werden können. Durch Vorschalten des Tropfkörpers vor den Sandfilter konnte die Filtergeschwindigkeit 3,6 mal erhöht oder die Filterfläche 3,6 mal verringert werden.

Zur Auswahl der Verfahrenskette für die Optimierung der Kläranlage Ben Sergao wurde auch die Wirtschaftlichkeit von drei vorgeschlagenen Varianten für 20.000 Einwohner, auf der Grundlage von Jahreskosten verglichen.

1. Variante A: Absetzteich mit Biogasproduktion + Sandfilter
2. Variante B: Absetzteich mit Biogasproduktion + Scheibentauchkörper + Sandfilter
3. Variante C: Absetzteich mit Biogasproduktion + Tropfkörper + Sandfilter

Folgende Tabelle faßt die Eigenschaften der drei Varianten zusammen.

Tab. 11.1: Wirtschaftliche Eigenschaften der drei Varianten (die Kosten in [DM])

Eigenschaften	Variante A	Variante B	Variante C
Gesamtflächenbedarf [m <sup>2</sup> ]	18.952	5.651	6.738
Sandvolumen [m <sup>3</sup> ]	30.000	4.974	6.633
Energieverbrauch [kWh/a]	0	90.000	30.660
Gesamtinvestition [DM/a]	3.228.692	2.690.243	4.144.458
Nutzungsdauer [ a ]	30	30	30
Betriebskosten [DM/a]	95.620	80.337	123.893
Kapitalmarktzins [%/a]	12	12	12
*Brutto Jahreskosten [DM/a]	396.965	331.427	510.709
Ertrag [DM/a]	67.452	66.473	72.947
*Netto Jahreskosten [DM/a]	329.513	264.954	437.762

\* Netto Jahreskosten = Brutto Jahreskosten - Ertrag

Die günstigste Variante ist die Variante B mit Scheibentauchkörper. Sie benötigt die geringste Fläche, wenig Sandvolumen und hat niedrige Jahreskosten im Vergleich mit den anderen Varianten.

An Hand dieser Ergebnisse kann die heutige Kläranlage von Ben Sergao durch die Zwischenschaltung eines Scheibentauchkörpers ausgebaut werden. Diese Klärreihe (Variante B) ermöglicht eine Reinigung der Gesamtabwassermenge des Ortes mit weniger Platz und niedrigen Jahreskosten im Vergleich zu den Varianten A und C.

Die Variante B ist auch übertragbar auf verschiedene andere Standorte in Marokko und auf andere Länder mit ähnlichem Klima, wo das Abwasser gereinigt und zu Bewässerungszwecken genutzt werden soll. Die unterschiedlichen Parameter der Abwässer sind bei der Dimensionierung der Klärstufen zu berücksichtigen, schränken jedoch die Übertragbarkeit dieses Systems nicht ein.

## 13 Empfehlungen

- Die anaeroben Absetzteiche dürfen auf keinen Fall unbedeckt bleiben. Das im anaeroben Absetzteich produzierte Biogas stellt eine Geruchsbelästigung dar und belastet die Atmosphäre durch seine Gehalte an Kohlendioxid, Methan und Schwefelwasserstoff. Es ist jedoch sehr energiereich.
- Die Biogasverwertung ist wirtschaftlich und ökologisch sinnvoll. Einerseits wird hierdurch die störende Geruchsquelle beseitigt und so die Luftverunreinigung reduziert, und andererseits ist eine Wiedergewinnung auch wirtschaftlich lohnenswert.
- Das Volumen des anaeroben Absetzteiches der Kläranlage Ben Sergao ist zu groß. Die Verweildauer des Abwassers in diesem Becken ist mit 48 h zu lang. Eine Verweildauer von nur 24 h wäre vollkommen ausreichend, um entsprechende Ergebnisse zu erzielen.
- Die Kläranlage Ben Sergao behandelt lediglich die Hälfte der Abwässer des Ortes. Die bisherigen Sandfilter bedecken bereits ausgedehnte Flächen. Die Kläranlage kann durch den Einsatz eines Scheibentauchkörpers zwischen der Vorklärung und den Sandfiltern ausgebaut werden.
- Die Verfahrenskette: Vorklärung mit Biogasproduktion + STK + Sandfilter, ist auch übertragbar auf verschiedene andere Standorte in Marokko und auf andere Länder mit ähnlichem Klima, wo das Abwasser gereinigt und zu Bewässerungszwecken genutzt werden soll. Dieses Klärsystem ist angemessen für Ortschaften, wo Grundstücke begrenzt oder teuer und/oder von Sandflächen weit entfernt sind.
- Bei der Planung von zukünftigen Kläranlagen sollten Schlamm-trockenbette oder Kompostierungsplätze vorgesehen werden, so daß der Schlamm landwirtschaftlich verwertet werden kann.

## 14. Ausblick

Die GTZ arbeitet daran, die in Ben Sergao erzielten Ergebnisse bei der Konzipierung neuer Kläranlagen im Mittelmeerraum und in semi-ariden Ländern zu nutzen.

Das Institut für Agrarwirtschaft in Rabat hat den Bau einer Kläranlage für 1.000 Einwohner mit Biogasanlage begonnen und sieht für Ende 1999 den Bau einer neuen Kläranlage des Typs "Ben Sergao" bei Drarga (5 000 EW) in der Nähe von Agadir vor. Viele Studien für zukünftige Lagunen haben die Biogastechnik für die Vorklärung integriert.

Seit Ende der Eigenmaßnahme Ben Sergao hat die GTZ in Marokko durch einen lokalen Kurzzeitexperten *Driouache* [77] diejenigen Kläranlagen (und ihre Verantwortlichen) aufsuchen lassen, die für Biogasanlagen geeignet sind. Leider waren von den 63 Kläranlagen in Marokko nur 7 in Betrieb und lediglich 5 hiervon konnten entsprechend den Kriterien ausgewählt werden. Weiterhin werden Faltbroschüren und Projektkarteien bei besonderen Sitzungen den Verantwortlichen für Kläranlagen, oder ähnlichen Projekten, Ministerien oder Firmen vorgelegt.

Die GTZ führt ein Projekt "Abwasserreinigung" mit der ONEP (Wasseramt) in Rabat durch. Im Rahmen dieses Projektes werden Kläranlagen mit angepaßten Technologien konzipiert und gebaut. Es wäre wichtig, daß das SEP/GTZ und das genannte ONEP/GTZ-Projekt zusammenarbeiten, damit die Erfahrungen mit den verschiedenen Klärstufen (Absetzteich, Gasanlage, Tropfkörper, Scheibentauchkörper und Sandfilter) genutzt werden könnten.

## 15 Literaturverzeichnis

- [1] ONEP (1994): *Evaluation des performances du fonctionnement de la station d'épuration des eaux usées de Ben Sergao (Juillet 1992-Juillet 1993)*; Rapport final; Royaume du Maroc Office national de l'eau potable; 139 DC/7/1994.
- [2] Conseil Supérieur de l'Eau et du Climat (1993): *Réutilisation des eaux usées en agriculture*. Royaume du Maroc Conseil Supérieur de l'Eau et du Climat; 8 ème Session.
- [3] Jacobsen, U. (1995): *Situation und Perspektiven der landwirtschaftlichen Klärschlammverwertung in Niedersachsen*. Korrespondenz Abwasser 8/95 S. 1285-1290.
- [4] Salgot, M., Brissaud, F. und Campos, C. (1996): *Désinfection of secondary effluents by infiltration percolatio*. Wat. Sci. Tech. Vol. 33, No. 10-11, 1996, S. 271-276.
- [5] ATV-Regelwerk (1989): *Grundsätze für die Bemessung von Tropfkörpern und Tauchkörpern mit Anschlußwerten über 500 Einwohnergleichwerten*. ATV, Arbeitsblatt A 135, März 1989.
- [6] Hahn, H.H. (Hrsg.) (1976): *Umweltschutz im Bereich des Wasserbaus, Wasser und Abwasser in Forschung und Praxis*. Bd. 14. Erich Schmidt Verlag, Bielefeld 1976.
- [7] Stenstrom, M. K., Heilmann, H. M. (1995): *Abwasserreinigung in Südkalifornien*. WWt 4/95, S. 18-24.
- [8] Hahn, H.H. (Hrsg.) (1982): *Wasserversorgung und Abwasserbehandlung in Entwicklungsländern*. Karlsruhe 1982. (Eigenverlag des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft, Uni. Karlsruhe).
- [9] Hahn, H.H. (Hrsg.) (1983): *Schlämme aus der Abwasserfällung/flockung*. Karlsruhe 1983. (Eigenverlag des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft, Uni. Karlsruhe).
- [10] Schwarz, K. (1983): *Grundsätze und Lösungswege für die bessere Abwasser-  
verwertung und Abwasserbodenbehandlung aus der Sicht der Pflanzenproduktion*. Wasserwirtschaft-Wassertechnik 10 (1993): S. 357-359.
- [11] Hahn, H.H., Lee, C.M. (Hrsg.) (1987): *Abwasserreinigung in Entwicklungsländern mit besonderer Berücksichtigung der Industrie*. Karlsruhe 1987. (Eigenverlag des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft, Uni. Karlsruhe).
- [12] Haydt, W. (1991): *Sandfiltration im Hauptklärwerk Stuttgart-Mühlhausen*. Bericht der ATV, Bd. 41, 1991. S. 441-463.
- [13] Driouache, A. (1994): *Gegenüberstellung von experimentell ermittelten und theoretischen Mineralisierungsgraden von ausgewählten Stoffgruppen aus dem Restmüll*. Diplomarbeit im Institut für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe (TH), Nov. 1994.
- [14] Hahn, H.H., Trauth, R. (Hrsg.) (1994): *Klärschlamm – Ressource oder kostenintensiver Abfall?* Karlsruhe 1994. (Eigenverlag des Instituts).
- [15] ATV (1989): *Grundsätze für die Bemessung von Abwasserteichen und zwischengeschalteten Tropf- und Tauchkörpern*. ATV, Arbeitsblatt A 257 Oktober 1989.
- [16] Schneider, R. (1983): *Ergebnisse des Versuchstropfkörpers in der Kläranlage Karlsruhe*. Zwischenbericht, Karlsruhe, Januar 1983.

- [17] Wolf, P. (1980): *Brockengefüllte Tropfkörper in ein- und mehrstufigen biologischen Anlagen*. gwf – wasser / abwasser 121 (1980), H. 10, S. 476-482.
- [18] Wolf, P. (1984): *Betriebserfahrungen an Tropfkörpern*. gwf - wasser / abwasser, 125 (1984) H. 4, S: 186-192.
- [19] Reinnarth, G. (1983): *Restaurierung von zwei verstopften Tropfkörpern*. Korrespondenz Abwasser, 2/83, S: 86-87.
- [20] Felgner, G., Kramer, D., Meißner, R. (1991): *Ergebnisse wasserwirtschaftlicher Forschungen zur landwirtschaftlichen Klärschlammverwertung in der ehemaligen DDR*. Korrespondenz Abwasser 8/91: 1050-1061.
- [21] Hartmann, L., Wilderer, P. (1982): *Nitrifikation im Tropfkörper*. 15. Essener Tagung vom 10.-12. März 1982. GWA, Bd 59, S. 321-335.
- [22] Damiecki, R. (1982): *Leistung und Prozeßstabilität einstufiger kommunaler Tropfkörperanlagen*. Korrespondenz Abwasser 3/82 S. 134-141.
- [23] Arbeitsbericht des ATV/VKS-Fachausschusses 3.8 "Biogas" (1994): *Gewinnung, Aufbereitung und Verwertung von Biogas*. (Überarbeitete und ergänzende Fassung des Berichtes aus dem Jahre 1989), Korrespondenz Abwasser 8/94: 1379-1391.
- [24] Kugel, G., Lohmann, J., Becker, G. (1991): *Klärgasaufbereitung in Erdgas-L-Qualität*. Korrespondenz Abwasser 8/91: 1079-1084.
- [25] Schulz, J. genannt Menningmann (1993): *Der Einfluß des Trägermaterials auf die Leistungsfähigkeit von Biofilmsystemen zur Abwasserreinigung*. Korrespondenz Abwasser 1/93: 68-73.
- [26] Kolisch, G., Linke, B. (1993): *Anaerobe Stabilisierung von Gülle und Klärschlamm*. Korrespondenz Abwasser 1/93: 86-91.
- [27] Kassner, W., Kurrle, J. (1993): *Streutechnik für die landwirtschaftliche Verwertung von getrocknetem Klärschlamm*. Korrespondenz Abwasser 6/93: 982-988.
- [28] Kassner, W., Loosen-Matuschek, B. (1993): *Vertriebswege für die landwirtschaftliche Verwertung von getrocknetem Klärschlamm*. Korrespondenz Abwasser 7/93: 1156-1160.
- [29] Sekoulov, I., Heinrich, D. (1981): *Pilotversuche zur Nitrifikation in Festbettreaktoren*. Wasserwirtschaft 71 (1981) 11, S. 331-333.
- [30] Biehlig, A. (1975): *Erfahrung mit einem kunststoffgefüllten Tropfkörper zur Reinigung kommunaler Abwässer*. Korrespondenz Abwasser 10/75, S. 311-313.
- [31] Schlegel, S. (1995): *Mit Festbettverfahren Kosten sparen?* Korrespondenz Abwasser 8/95, S. 1343-1352.
- [32] Meissner, R., Klapper, H. (1992): *Landwirtschaftliche Abwasserverwertung - ein Beitrag zur Verbesserung der Wasserbeschaffenheit in den fünf neuen Bundesländern*. Wasserwirtschaft-Wassertechnik 2/92: 63-66.
- [33] Kunz, P. (1986): *Produktion von Faulgas - Voraussetzung für einen wirtschaftlichen Betrieb von Gasmotorenanlagen insbesondere in kleineren Kläranlagen*. Fraunhofer-Institut für Systemtechnik und Innovationsforschung, Karlsruhe März 1986.
- [34] Friedmann, H., Märkl, H. (1993): *Der Einfluß von erhöhtem hydrostatischen Druck auf die Biogasproduktion*. Wasser Abwasser 134 (1993) Nr. 12, S. 689-698.

- [35] Withers, B., Vipond, S. (1978): *Bewässerung*. Aus dem Englischen übertragen und bearbeitet von Prof. Lecher, K., Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau der Technischen Universität Hannover. Verlag Paul Parey, Berlin und Hamburg, 1978, S. 47-48.
- [36] Wölfl, A. (1989): *Hygienische Gesichtspunkte bei der Verwendung von gereinigtem Abwasser als Brauchwasser*. Korrespondenz Abwasser-Betrieb-info, 2/1989, S. 348-349.
- [37] Strauss, M. (1991): *Abwasserverwendung in der Landwirtschaft: Resultate aus einem Pilotprojekt in Marokko*. EAWG, Jahresbericht 1991, EIDG. Technische Hochschulen, Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz, S. 33.
- [38] Tabasaran, O. (1981) *Schlamm-Anfall, Behandlung, Verwertung, Ablagerung*. Band 38 Kontakt & Studium Umwelt; Expert verlag.
- [39] Schlegel, S. (1984): *Ergebnisse von Versuchen einer aus Tropfkörper mit nachgeschalteter Belebung bestehenden Anlage im Vergleich zur einstufigen Belebungsanlage*. Korrespondenz Abwasser 4/84, S. 216-221.
- [40] Forsell, B. (1987): *Erfahrungen über den Einsatz von kontinuierlich gespülten Sandfiltern bei der Abwasserfiltration*. Berichte der ATV, Bd. 37, 1987. S. 789-792.
- [41] Hanisch, B. (1987): *Verbesserte Reinigungswirkung durch einfache Sandfiltration und durch Flockungsfiltration*. Berichte der ATV, Bd. 37, 1987. S. 269-287.
- [42] Haydt, W., Pfeiffer, R. (1986): *Vorbereitung, Bau und Betrieb einer Sandfilteranlage für die weitergehende Abwasserreinigung*. Korrespondenz Abwasser, 4/86; S. 276-285.
- [43] Haydt, W. (1986): *Erfahrung aus dem Betrieb der Sandfilteranlage im Hauptklärwerk Stuttgart-Mühlhausen*. Berichte der ATV, Bd. 36, 1986. S. 85-101.
- [44] Binswanger, S., Siegrist, H., Lais, P. (1997): *Simultane Nitrifikation/Denitrifikation von stark ammoniumbelasteten Abwässern ohne organische Kohlenstoffquellen*. Korrespondenz Abwasser, 9/97, S. 1573-1580.
- [45] Gaid, A. (1984): *Épuration biologique des eaux usées urbaines*. Tome 1 et 2; Office des publications universitaires Alger.
- [46] Pfeiffer, R. (1997): *Auslegung einer Scheibentauchkörperanlage (S&P)*. Unterlagen der Dr. Scholz & Partner GmbH, Ahornstr. 27, D-74592 Kirchberg / Jagst.
- [47] ONEP (1993): *Assainissement liquide, Diagnostic des stations d'épuration au Maroc*. Royaume du Maroc Office National de l'Eau Potable Rabat.
- [48] Hartmann, L. (1992): *Biologische Abwasserreinigung*. Springer-Verlag; Berlin Heidelberg New York.
- [49] Mudrack, K., Kunst, S. (1994): *Biologie der Abwasserreinigung*. Gustav Fischer Verlag Stuttgart.
- [50] Rudolph, K.U., Büscher, E. (1996): *Einsatz von schwimmenden Scheibentauchkörpern zur Güllebehandlung in Standardsilos*. Korrespondenz Abwasser, 6/96, S. 1046-1052.
- [51] Dorschel, W. (1995): *Klärschlamm-Trockengranulat sichert den Klärschlammabsatz*. Korrespondenz Abwasser 8/95: 1293 - 1299.
- [52] Imhoff, R. (1993): *Taschenbuch der Stadtentwässerung*. R. Oldenbourg Verlag München Wien.

- [53] ATV (1997): *Biologische und weitergehende Abwasserreinigung*. ATV-Handbuch, 4. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1997.
- [54] Abendt, R.-W., und Angermüller, N. (1997): *Trübwasserbehandlung im Tropfkörper*. Korrespondenz Abwasser (44), 12/97, S. 2198-2201.
- [55] Böhnke, B., Bischofsberger, W., Seyfried, C.F. (1993): *Anaerobtechnik, Handbuch der anaeroben Behandlung von Abwasser und Schlamm*. Springer Verlag, Berlin Heidelberg New York.
- [56] Bize, M. J. (BU.R.GE.AP): (1994): *Experience du BU.R.GE.AP*. (Bureau de Recherches Géologiques Appliquées) à la journée de reflexion sur les conditions de viabilité des systèmes d'assainissement dans les petits centres; Office National de l'Eau Potable (ONEP), Rabat le 8 décembre 1994.
- [57] Haxaire, M. (1993): *Traitement des eaux usées par infiltration Station d'épuration de Ben Sergao*, (RAMSA BP 754 Rue du 2 Mars Agadir Maroc), Mars 1993.
- [58] Wauthélet, M. (1993): *Station d'épuration de Ben Sergao (Agadir). Mesure des productions de biogaz et potentialités d'utilistion*. Rapport fait le 23.11.1993 à l'ORMVA-SM, Service Equipement, B. Etudes B.P. 21 Agadir.
- [59] BURGEAP (1994): *Assainissement du grand Agadir, épuration des eaux usées par infiltration-percolation, station prototype de Ben Sergao*; Exploitation des données de Juillet 1991 à décembre 1993. BURGEAP 70, rue Mademoiselle 75015 Paris, Avril 1994.
- [60] Sunwater Systems (1995): *Conversion of Wastewater into Safe, Clean Water using Low-Cost Natural Methods*, Biogas Forum 1995/III No. 62, S. 4-23.
- [61] Geschlößl, T. (1997): *Betriebsprobleme in Tropfkörpern durch das massenhafte Anwachsen von Würmern-Ursachen und Abhilfenmaßnahmen*. Korrespondenz Abwasser-Betriebs-Info 1997 (27) Nr. 4.
- [62] Achkari, A. (1996): *Situation du traitement des eaux usées et des déchets solides au Maroc avec un accent sur la digestion anaérobie*; Nov. 1996, Rabat-Maroc.
- [63] Otterpohl, R. (1995): *Dynamische Simulation zur Unterstützung der Planung und des Betriebes kommunaler Kläranlagen*; Gewässerschutz Wasser Abwasser. Ges. z. Förderung d. Siedlungswasserwirtschaft an der RWTH Aachen e.V.
- [64] ORMVA (1994): *Culture de tomate et du gazon*, Convention de recherche entre la Coopération française et le Comité Régional de la Réutilisation des Eaux Usées en Agriculture, Office Régional de Mise en Valeur Agricole du Souss Massa Agadir (ORMVA). Rapport final, Novembre 1994, Agadir-Maroc.
- [65] Bergs, C. (1993): *Auswirkungen der neuen Klärschlammverordnung auf die Landwirtschaftliche Klärschlammverwertung*, in Schriftenreihe WAR 66 Institut für Wasserversorgung, Abwasserbeseitigung und Raumplanung der Technischen Hochschule Darmstadt. 31. Darmstädter Seminar -Abwassertechnik- Klärschlammbehandlung und Klärschlammentsorgung - Stand und Entwicklungstendenzen-Darmstadt 1993.
- [66] El Yacoubi, M. (1991): *Réutilisation des eaux usées à des fins d'irrigation: Perspectives pour le Maroc*, Institut Agronomique et Vétérinaire Hassan II Rabat-Maroc 1991.
- [67] Simonis, P., Wauthélet, M., Driouache, A., Hahn, H. und Hoffmann, E. (1997): *Eigenmaßnahme "Abwasserreinigung und Biogasnutzung in der Kläranlage von Ben Sergao/Agadir"*, Informationsschrift der Abteilung 415 Energie und Transport (GTZ), e&t-aktuell Nr. 6/ Juni 1997.

- [68] L'Amicale des Ingénieurs Marocains des Ponts et Chaussées et l'Association Marocaine des Ressources en Eau (1995): *Un Défi pour le Prochain Siècle*; In Présentation du Colloque sur Eau : Gestion de la Rareté ; Colloque International organisé à Rabat les 19 et 20 Octobre 1995.
- [69] Observatoire National de l'Environnement du Maroc (1995): *Plan d'action environnemental concerté pour la ville de Rabat*. Ministère de l'Environnement-Ministère de l'Intérieur, Maroc.
- [70] Hoffmann, J., Schrader, R. (1997): *Kostenvergleichsrechnung am Beispiel Faulgasverwertung auf Kläranlagen*. Korrespondenz Abwasser 5/97, S. 910-920.
- [71] Direction Générale des Collectivités Locales et Direction de l'Eau et de l'Assainissement (1995): *L'épuration des eaux usées au Maroc*; Synthèse des études expérimentales. Ministère de l'Intérieur-Maroc.
- [72] Observatoire National de l'Environnement du Maroc (1995): *Monographie locale de l'environnement de la ville de Rabat*; Rapport thématique assainissement et hygiène. Ministère de l'Environnement – Ministère de l'Intérieur, Maroc.
- [73] Oubalkace, M. (1995): *Eaux usées et développement des ressources en eau*; In résumé des communications: Colloque National Traitement et Réutilisation des Eaux Usées; organisé à Casablanca par l'Ecole Hassania des Travaux Publics les 16 et 17 mai 1995.
- [74] Conseil National de l'Environnement, Commission de la Prévention et de la lutte Contre la Pollution et les Nuisances (1996): *Ressources financières et mécanismes de financement de la pollution*. Ministère de l'Environnement - Maroc.
- [75] Rochd, N. (1995): *Le recyclage des eaux usées au Maroc*. Le Matin, N° du 14.06.1995.
- [76] Direction des Etudes et de la Planification (1994): *Situation des rejets industriels*. Ministère du Commerce et de l'Industrie – Maroc.
- [77] Driouache, A. (1997): *Promotion de l'utilisation du biogaz produit dans des stations d'épuration au Maroc*. Deutsche Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ) et le Centre de Développement des Énergies Renouvelables (CDER), Marrakech – Maroc; November 1997.
- [78] Driouache, A., Simonis, Ph., Wauthélet, M., Hahn, H. et Hoffmann, E. (1997): *“Biogasnutzung in der Abwasserstation von Ben Sergao/Agadir-Marokko –Methoden und Ergebnisse”*; Deutsche Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ), Juin 1997.
- [79] Dichtl, N. (1997): *Stellenwert und Kosten der Schlammstabilisierung*. Korrespondenz Abwasser 1997 (44) Nr. 10, S. 1740-1750.
- [80] Driouache, A. (1997): *Darstellung der Kläranlage Ben Sergao (Agadir/Marokko) anaerobes Absetzbecken + Langsamsandfiltration + Biogasspeicherung und Biogasnutzung*. Sektorvorhaben "Förderung der Anaerobtechnologie zur Behandlung kommunaler und industrieller Abwässer und Abfälle" TBW Frankfurt am Main, März 1997.
- [81] Neis, U., Tiehm, A. (1996): *Entwicklung von Reinigungsprozessen auf der Basis gezielter Feststoffbehandlung*. ATV-Bundestagung Leipzig, 14.-16.10.1996, S. 945-960.
- [82] Berdie, L., Grimalt, J.O., and Gjessing, E.T. (1995): *Hydrocarbons, alcohols and sterols in the dissolved + colloidal and particulate phases of the waters from a dystrophic lake, Skjervatjern Lake (Norway)*. Wat. Res. 29: 2017-2030.

- [83] Bever, J., Stein, A. und Teichmann, H. (1993): *Weitergehende Abwasserreinigung: Stickstoff- und Phosphorelimination, Sedimentation und Filtration*, 2. Auflage, R. Oldenbourg Verlag München Wien.
- [84] Dean, S.R., Matsumoto, M.R., Weber, A.S. und Tchobanoglous, G. (1986): *Anaerobic digestion of solids captured during primary effluent filtration*. Journal WPCF 58: 132-138.
- [85] Dimowski, Ch. (1997): *Eine neue Methode zur Bemessung von zweistöckigen Absetz- und Faulbecken den s. g. Emscherbrunnen oder Imhoff-Tanks*. gwf Wasser Abwasser 138 (1997) Nr.3, S: 121-127.
- [86] Dimowski, Ch. (1978): *Behandlung und Nutzung der Abwasserschlämme*. Verlag Technika, Sofia.
- [87] Friedrich, A. (1909): *Kulturtechnischer Wasserbau*. Paul Parey Verlag, Berlin.
- [88] Grüning, H., Orthm, H. und Knollmann, J. (1997): *Untersuchungen zum Gaspotential von Faulschlämmen*. Korrespondenz Abwasser (44), 5/97, S. 884-896.
- [89] Imhoff, K. (1935): *Übersicht über die Abwasserreinigung in den Vereinigten Staaten*. Gesundheits-Ingenieur Nr. 18, S. 267.
- [90] Knop, E. (1962): *Emschergenossenschaft*. Jahresbericht, Essen.
- [91] Dimowski, Ch. (1966): *Über die Frage zur Bemessung zweistöckiger Absetz- und Faulbecken*. Dissertationsarbeit für Promotion A, Technische Hochschule für Bauwesen und Architektur, Sofia.
- [92] Makerow, S.N. (1928): *Bemessung der Faulräume der Abwasserschlämme*. Iswestija Sibirskogo technologitscheskogo instituta. Band 49, Tomsk.
- [93] Schutz, A. (1995): *Untersuchung der Nitrifikation im Tropfkörper von Trübwasser aus der kommunalen Klärschlammbehandlung*. Diplomarbeit, FH Nürnberg, 1995.
- [94] Hagenmaier, H. (1990): *Untersuchungen von ausgewählten Böden und Pflanzen auf Dioxine und Furane*. Forschungsbericht des Umweltbundesamtes, Text Nr. 13/90, Berlin.
- [95] Bizer, K. und Scholl, R. (1994): *Fördert die Indirekteinleiterabgabe die landwirtschaftliche Ausbringung von Klärschlamm*. Korrespondenz Abwasser 8/94, S. 1276-1281.
- [96] Mönicke, R. (1994): *Nähr- und Schadstoffaspekte bei der Verwertung von Klärschlamm in der Landwirtschaft*. Korrespondenz Abwasser 8/94, S. 1320-1329.
- [97] Neumann, U. (1995): *Verfahrensbausteine zur Schlammverwertung*. Korrespondenz Abwasser, 2/95, S. 229-236.
- [98] Witte, H. (1995): *Kostenanalyse als Mittel zur Bewertung der Qualität der landwirtschaftlichen Klärschlammverwertung*. Korrespondenz Abwasser, 9/95, S. 1542-1550.
- [99] Arbeitsblatt ATV (1989): *Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Abwasserteichen für kommunales Abwasser*. Arbeitsblatt A 201, 2. Auflage, Oktober 1989.
- [100] Lindner, K.-H. (1995): *Aktuelle Entwicklungen im Klärschlammbereich auf europäischer Ebene*. Korrespondenz Abwasser, 8/95, S. 1272-1284.
- [101] Otterpohl, R., Freund, M. (1992): *Dynamic models for clarifiers of activated sludge plants with dry and wet weather flows* Water Science & Technology, Vol 26 N° 5-6, pp 1391.

- [102] Raak, M. (1992): *Weiterentwicklung eines dynamischen Modells für Vorklärbecken kommunaler Kläranlagen*. Studienarbeit im Fach Verfahrenstechnik an der RWTH Aachen.
- [103] Wolf, P. (1986): *Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen zum Einsatz von Gaskraftmaschinen auf der Grundlage von Betriebsergebnissen*. Schriftenreihe Siedlungswasserwirtschaft Bochum, Energieverwertung auf Kläranlagen, 4. Bochum Workshop Siedlungswasserwirtschaft am 23. September 1986. S. 37-48.
- [104] Wolf, P.: *Hinweise zur wirtschaftlichen Auslegung von Kläranlagen in Hinblick auf die Zuwendungsfähigkeit*. Merkblattsammlung des Bayer. Landesamtes für Wasserwirtschaft Slg. LfW II. 1-8.
- [105] Wolf, P. (1982): *Aerobic thermophilic stabilization of sludge versus anaerobic digestion and other kinds of sludge treatment at midsized plants with respect to power conservation and economy*. Wat. Sci. Tech. Vol. 14, 1982, pp 727-738.
- [106] Meyer, H., Kandelka, A. und Podewils, W. (1983): *Technisch/wirtschaftl. Aspekte der Klärgasverwertung auf Kläranlagen*. Mitteilung der Oswald-Schulze-Stiftung, H. 4.
- [107] Schrey, H.J. (1986): *Notwendige Randbedingungen für die Klärgasnutzung in Kraftwärmegekoppelten Anlagen*. Hess. Ministerium f. Umwelt und Energie, Dokumentation der Fachtagung am 30.04.1986.
- [108] Wolf, P. (1986): *Auslegungs- und Betriebsprobleme von Klärgasmotoren und Einsatzmöglichkeiten von Wärmepumpen in Kläranlagen*. Abwassertechnik 3/1986.
- [109] ATV-Regelwerk (1995): *Abwasserfiltration durch Raumfilter nach biologischer Reinigung*. ATV, Arbeitsblatt A 203, April 1995.
- [110] Bize, J. (1983): *Une première en France: l'épuration des eaux usées domestiques par infiltration dans les dunes*. Rapport de BURGEAP 70, Rue Mademoiselle 75016 Paris, France.
- [111] Leschber, R., Bannick, C. G. (1995): *Schlammcharakterisierung, -behandlung und -verwendung*. Korrespondenz Abwasser, 11/95, S. 2036-2041.
- [112] Cheung, P.S. (1981): *Biologische Stickstoffelimination mit Tauchtropfkörpern*. 73 Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Kommissionsverlag R. Oldenbourg, München 1981.
- [113] Antonie, R.L. (1978): *Bio-Surf Process for wastewater treatment*. Paper presented at the Pollution Control Equipment Exhibition and Technical Seminar, United States Trade Center, San Paulo, Brazil, Jan. 16-20, 1978.
- [114] ATV (1975): *Lehr und Handbuch der Abwassertechnik*. Band II, Zweite Auflage, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1975.
- [115] Roschke, M., Kohlmüller, S., Schiemann, M. (1997): *Klärschlämme als Dünger im Land Brandenburg*. Korrespondenz Abwasser 10/97, S. 1795-1805.
- [116] Baden Württemberg, Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Umwelt (1975): *Richtwerte für die Bemessung von Tauchkörpern*. VII 5101/40, 11. Sep. 1975.
- [117] Bringmann, G., Kühn, R. (1968): *Biologischer Abbau von Mineralölprodukten im Scheibentauchtropfkörperverfahren*. Ges.-Ing. (89), S. 179-186.
- [118] Buswell, A.M. (1954): *Laboratory studies on the kinetics of the growth of Nitrosomonas with relation to the nitrification phase of the BOD test*. Appl. Microbiology, vol. 2, pp. 21-25.

- [119] Cheung, P.S., Krauth, Kh. (1979): *Simultane Phosphatfällung mit Scheibentauchkörper*. Wasserwirtschaft, 69, Heft 3, S. 85-88, 1979.
- [120] Davies, T.R. (1975): *Denitrification with a bacterial disc Unit*. Water Research, vol. 9, pp. 459-463, 1975.
- [121] Deppe, K., Engel, H. (1960): *Untersuchung über Temperaturabhängigkeit der Nitratbildung durch Nitrobacter Winogradski bei ungehemmten und gehemmten Wachstum*. Zentbl. Bakt. Parasitke, Abt. II, 113, pp 561-568.
- [122] EPA (1972): *Rotating biological disk wastewater treatment process-Pilot plant evaluation*. Report by the Department of Environmental Sciencem Rutgers University, Prepared for EPAm Project n° 17010, EBM, Aug. 1972.
- [123] EPA (1975): *Process Design Manual for nitrogen removal*. Technology Transfer. U.S. Environmental Protection Agency, 1975.
- [124] Hartmann, H. (1961): *Neuere Erkenntnisse bei der Anwendung des Tauchtropfkörperverfahrens*. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 3, S. 63-75, Verlag R. Oldenbourg, München.
- [125] Knowles, G., Downing, A.L., Barrett, K.J. (1965): *Determination of kinetic constants for nitrifying bacteria in mixed culture with the aid of a computer*. J. gen. Microbiology, 38, pp. 263-278, 1965.
- [126] Krauth, Kh., Staab, K.F. (1973): *Die Leistung von Tauchtropfkörperanlagen in der Praxis*. GWF-Wasser/Abwasser, 114, H. 1, S. 34-39, 1973.
- [127] Pöpel, F. (1964): *Leistung, Berechnung und Gestaltung von Tauchtropfkörperanlagen*. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 11, Verlag R. Oldenbourg, München, 1964.
- [128] Wuhmann, K. (1968): *Research developments in regard to concept and base values of the activated sludge system*. Advances in water quality improvement, p. 143, Ed. Gloyna, E. and Eckenfelder, W.N., Univ. of Texas Press, 1968.
- [129] Borchardt et al. (1997): *Bedeutung der Abwasserfiltration aus Sicht der Gewässer*. Korrespondenz Abwasser, ATV- Berichte 1997 (44) Nr. 3, S. 519-523.
- [130] Dietrich, J., Gnirß, R., Fröhlich, A.P., Sarfert, F. (1997): *Mikrofiltration von gereinigtem kommunalem Abwasser zur Keim und Phosphorentfernung*. Korrespondenz Abwasser 1997 (44) Nr. 11, S. 2005-2018.
- [131] Triebel, W. (1971): *Leitfaden für den Betrieb von Kläranlagen*. Deutsche Bearbeitung des WPCF-Manuals: Operation of Wastewater Treatment Plants, hrsg. von der Ges. zur Förderung der Abwassertechnik. Verlag Leopold, Bonn 1971.
- [132] Otter, C.J., (1966): *Physical method for permanent control of psychoda pets at wastewater treatment plants*. JWPCF 38 (1966), Nr. 2, S. 156-164.
- [133] Hartenstein, R., Kaplan, D.O., Neuhaue, E.F. (1983): *Earthworm and trickling filters*. JWPCF 56 (1983) Nr. 3, S. 294-298.
- [134] Loll, U. (1996): *Biogasmengen und -Eigenschaften*. ATV-Seminar für die Abwasser- und Abfallpraxis, Biogas: Verwertung und Aufbereitung 22./23. Oktober 1996 – Fulda.
- [135] Berg, G., Dean, R.B. Dahling, D.R. (1968): *Removal of Poliovirus from Secondary Effluents by Lime Flocculation and Rapid Sand Filtration*. JAWWA 60, 2, 93, 1968.
- [136] Huppert-Nieder, H.-P. (1995): *Innovatives Verfahren zur stofflichen Klärschlammverwertung*. Korrespondenz Abwasser, 9/95, S. 226-228.

- [137] Ministère de l'Environnement (1997): *Projet Pilote de traitement et de réutilisation des eaux usées de Drarga*, Etude de faisabilité, préparée par Environmental Alternatives Unlimited, L.L.C. Chemonics International Inc. Ecodit l'Université de Georgia Planning Assistance G.S. Engineering Coverdale Organization, Inc. Projet de Pérennité des Ressources en Eau du Maroc (PREM) Rabat, juillet 1997.
- [138] WHO (1989): *Health guidelines for the use of wastewater in agriculture and aquaculture*. Technical report, series 778.
- [139] Schoenenberg, H. (1988): *Kosten der Abwasserbehandlung*. gwf Wasser Abwasser 129 (1988) H. 4, S. 289-296.
- [140] Härtel, L. und Riegler, G. (1990): *Kostensteigerung durch die weitergehende Abwasserreinigung*. Wasserwirtschaft 80 (1990) 9, S. 433-437.
- [141] Grünbaum, Th. (1993): *Stoffbezogenen Kosten der kommunalen Abwasserreinigung*. GWA Band 139, S. 23/1-23/16. Institut für Siedlungswasserwirtschaft RWTH Aachen.
- [142] Orth, H., Bauer, C. und Hahn, H.H. (1981): *Wirtschaftlichkeitsvergleiche und Investitionsrechnungen in der abwassertechnischen Planung*. Korrespondenz Abwasser 2/81, S. 62-68.
- [143] Beckereit, M. (1988): *Kosten der anaeroben Abwasserbehandlung*. Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover. Heft 71, Hannover 1988.
- [144] Imhoff, K. (1926): *Fortschritte der Abwasserreinigung*. Carl Heymann Verlag, Berlin, 1926.
- [145] Dimowski, Ch. und Chitrov, G. (1965): *Ustanowjawane temperaturnija reschim in normata na utaikite w postroeni u nas dwuetaschni utaiteli (Feststellung des Temperaturregims und der Schlammengen in den bei uns gebauten zweistöckigen Absetz- und Faulbecken)*. Trudowe na NIWKST, Band II, Sofia, 1965.
- [146] Dimowski, Ch. (1979): *Bestimmung des Temperaturbereiches von Kommunalabwasser*. Gwf-Wasser/Abwasser 120 (1979) Nr. 5, S. 223-227.
- [147] Dimowski, Ch. (1967): *Merodawni temperaturi i sadarschanie na organitschni wescheswa w presnite utajki pri orasmerjawaneto na dwuetaschnite utaiteli u nas (Maßgebende Temperatur und Inhalt der organischen Stoffe in Frischschlamm bei Bemessung zweistöckiger Absetz- und Faulbecken)*. Jahrbuch der TH f. Bauwesen u. Architektur, Band XIX, Nr. 3, Sofia, 1967.
- [148] Fair, G. and Moore, E. (1937): *Observations on the Digestion of a Sewage Sludge over a Wide Range of Temperatures*. Sewage Works Journal (1937) Nr. 1, S. 3.
- [149] Harrenöes, P. (1982): Criteria for nitrification in fixed film reactors. Wat. Sci. Techn. 14 (1982), S. 167-187.
- [150] Arbeitsblatt ATV (1991): *Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von kleinen Kläranlagen mit aerober biologischer Reinigungsstufe für Anschlußwerte zwischen 50 und 500 Einwohnern*. Arbeitsblatt A 122, 1991.
- [151] Sasse, L. (1987): *Die Biogasanlage, Entwurf und Details einfacher Anlagen*. Eine Veröffentlichung von Deutsches Zentrum für Entwicklungstechnologien – GATE in : Deutsche Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ) GmbH. Friedr. Vieweg & Sohn Braunschweig/Wiesbaden.