

Verfahrenstechnische Berechnungen
für den
Antrag auf wasserrechtliche Genehmigung
zum
Einleiten von gereinigtem Abwasser aus der
Kläranlage Ahorntal in den Ailsbach (Aßbach)

Gemeinde Ahorntal



Inhaltsverzeichnis

1	Allgemeines.....	1
2	Belastungen und Betriebsbedingungen der Kläranlage Ahorntal	3
2.1	Abwassermengen	3
2.2	Temperatur und pH-Wert.....	5
2.3	Schmutzfrachten und Konzentrationen im Zulauf	6
2.3.1	Organische Belastungen	6
2.3.2	Stickstoff	7
2.3.3	Phosphor	8
2.3.4	Zusammenstellung der Belastungen im Zulauf.....	9
2.4	Betriebsparameter	10
2.4.1	Trockensubstanzgehalt und Schlammindex im Belebungsbecken	10
2.4.2	Temperaturen im Belebungsbecken	11
2.5	Ablaufbeschaffenheiten	12
3	Maßgebliche Wassermengen und Schmutzfrachten	15
3.1	Nachweis des Faktors $f_{s,QM}$ für den maximalen Zufluss	16
4	Anforderungen.....	19
5	Verfahrenstechnische Berechnungen	21
5.1	Zulaufpumpwerk	21
5.2	Mechanische Reinigung	21
5.3	Biologische Reinigung	23
5.3.1	Nachklärung.....	23
5.3.1.1	Bemessungsgrundlagen	23
5.3.1.2	Bemessung Nachklärbecken	25
5.3.1.3	Einlaufgestaltung	27
5.3.1.4	Auslegung der Schlammräumung.....	30
5.3.1.5	Zusammenfassung der Ergebnisse	30
5.3.2	Belebungsbecken	32
5.3.2.1	Übersicht der zu betrachtenden Lastfälle	32
5.3.2.2	Bemessung für Ausbaugröße 4.000 EW_{120}	33
5.3.2.2.1	Fraktionierung des chemischen Sauerstoffbedarfs.....	33
5.3.2.2.2	Ermittlung des erforderlichen Belebungsbeckenvolumens	34
5.3.2.2.3	Nachweis für Beckenvolumen von 1.530 m^3	36
5.3.2.2.4	Nachweis der Denitrifikation	37
5.3.2.2.5	Nachweis der Säurekapazität im Ablauf	38
5.3.2.2.6	Nachweis der Nitrifikation bei tiefen Temperaturen ($T_{min} = 7^{\circ}C$).....	39
5.3.2.2.7	Ermittlung des erforderlichen Sauerstoffbedarfs bei T_{max}	39
5.3.2.2.8	Ermittlung mittlerer und minimaler Sauerstoffverbrauch bei $T_{Bemessung}$	40
5.3.2.2.9	Ergebnisse der Bemessung.....	41
5.3.2.3	Bemessung für Ausbaugröße 4.600 EW_{120}	43
5.3.2.4	Auslegungen zu den Belüftungseinrichtungen.....	44
5.3.2.4.1	Belebungsbecken 1 (ohne Erweiterung Belebung).....	45
5.3.2.4.2	Belebungsbecken 1 (nach Erweiterung Belebung).....	47

5.3.2.4.3	Belebungsbecken 2	48
5.3.2.5	Auslegung Rührwerke	50
5.3.3	Dosieranlage Fällmittel	50
5.3.4	Rücklaufschlammumpen	51
5.4	Schlammbehandlung	51
5.4.1	Überschussschlamm	51
5.4.2	Schlammwässerung	52
5.4.3	Schlamm Speicher	54

1 Allgemeines

Die Kläranlage Ahorntal wurde Anfang der 2000er Jahre für eine nominelle Ausbaugröße von 4.000 EW in Betrieb genommen und besteht im gegenwärtigen Ausbauzustand im Wesentlichen aus den in Tabelle 1.1 aufgeführten Anlagenteilen.

Tabelle 1.1: Anlagenteile der KA Ahorntal

Verfahrensstufe	Anlagenteil
Zuführung	- Abwasserpumpwerk (2 trocken aufgestellte Kreiselpumpen, je $Q_{\max} = 27,8 \text{ l/s}$) - Regenüberlaufbecken ($V = 133 \text{ m}^3$)
Mechanische Vorreinigung	- Rechen-Sandfang-Kompaktanlage
Biologische Reinigungsstufe	- Belebungsbecken (Ringbecken mit innenliegender Nachklärung, $V = 1.530 \text{ m}^3$, $d_a = 26,0 \text{ m}$, $d_i = 16,5 \text{ m}$, $h = 4,85 \text{ m}$) mit feinblasiger Druckbelüftung - horizontal durchströmtes Nachklärbecken mit Saugräumer ($D = 16 \text{ m}$, $h_{\text{ges}} = 4,77 \text{ m}$) - Rücklaufpumpwerk (2 Tauchmotorpumpen, je zu $90 \text{ m}^3/\text{h}$) - provisorische Fällmitteldosierstation bestehend aus IBC-Gebinden mit Auffangwanne und Dosierpumpe - Ablaufmengenmessung - Schönungsteich (ca. 600 m^3)
Schlammbehandlung	- Überschussschlammumpwerk (Tauchmotorpumpe $Q = 56 \text{ m}^3/\text{h}$) - Eindicker ($V = 25 \text{ m}^3$) - Schlammwässerung mit Schneckenpresse im separaten Gebäude, mit Trogschneckenförderung mit Drehverteiler (Beschickung $Q_{\max} = 5 \text{ m}^3/\text{h}$) - Schlamm Speicher (dreigeteilt, $V = 3 \times 200 \text{ m}^3$) - Grobentschlammung ($V = 300 \text{ m}^3$, seit Inbetriebnahme der Schlammwässerung außer Betrieb)
Sonstiges	- Betriebsgebäude mit Schaltwarte incl. Laborzeile, Aufenthaltsraum, Sanitärräume, Raum für mechanische Stufe und Gebläse - Brauchwasseranlage ($6 - 14 \text{ m}^3/\text{h}$)

Im Hinblick auf die maßgebenden Belastungen und die künftigen Reinigungsanforderungen ist die Kläranlage Ahorntal vor allem im Bereich der biologischen Reinigungsstufe zu ertüchtigen bzw. optional zu erweitern.

Im Rahmen der Ertüchtigung wird eine Fällmittel-tank- und -dosierstation errichtet. Zusätzlich ist bei steigender Belastung der Bau eines weiteren Belebungsbeckens zur intermittierenden Denitrifikation und Ermöglichung einer erhöhten biologischen Phosphorelimination geplant.

Die funktionalen Zusammenhänge und Wirkungsweisen sind im Erläuterungsbericht, Anhang 1, beschrieben. Nachfolgend werden die abwasser- und verfahrenstechnischen Auslegungen und Dimensionierungen zusammengestellt.

Abbildung 1.1 zeigt schematisch den Verfahrensablauf der Kläranlage nach Ertüchtigung der Kläranlage.

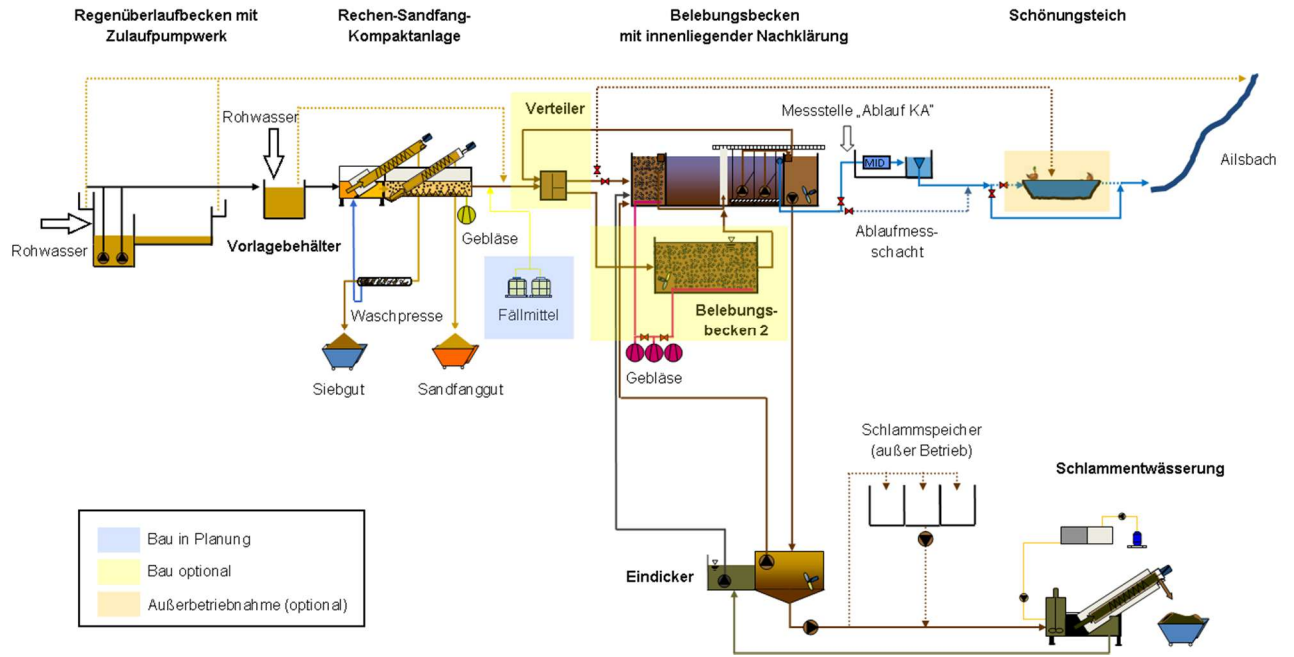


Abbildung 1.1: Schematische Darstellung der Kläranlage mit baulichen Erweiterungen

2 Belastungen und Betriebsbedingungen der Kläranlage Ahorntal

Zur Ermittlung der Belastungssituation der Kläranlage Ahorntal wurden die Betriebstagebücher der Jahre 2018 bis 2021 statistisch ausgewertet. Die relevanten Kennzahlen zur Beschreibung der Belastungssituation wurden abgeleitet und sind im Folgenden tabellarisch sowie graphisch aufgeführt.

2.1 Abwassermengen

An Trockenwettertagen schwankten die Zuflüsse i. W. zwischen $350 \text{ m}^3/\text{d}$ und ca. $1.500 \text{ m}^3/\text{d}$. Bei Regenwetter wurden in der Zeit seit Januar 2018 Zuflüsse bis maximal $3.500 \text{ m}^3/\text{d}$ gemessen. Ein Zufluss von $3.000 \text{ m}^3/\text{d}$ wurde auch bei Regenwetter nur sehr vereinzelt überschritten, Abbildung 2.1.

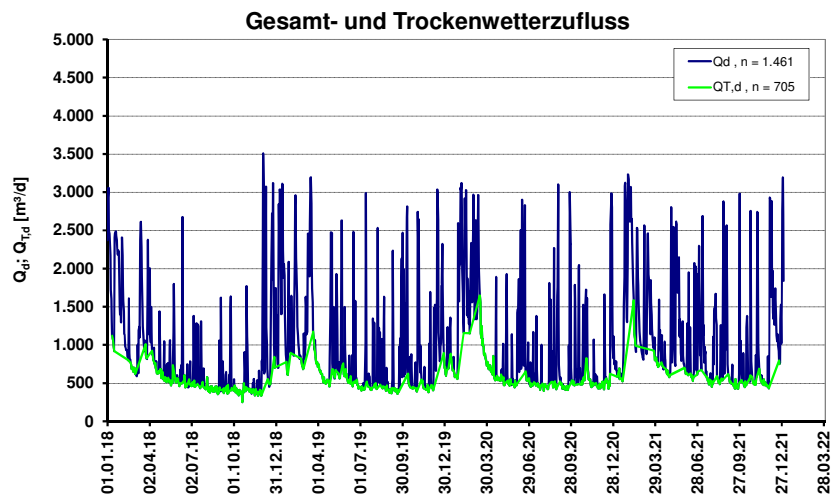


Abbildung 2.1: Gesamt und Trockenwetterzufluss der Kläranlage Ahorntal

Der maximale Stundenzufluss lag in den vergangenen Jahren zwischen 30 und $140 \text{ m}^3/\text{h}$. Vereinzelt wurden Spitzenabflüsse bis $160 \text{ m}^3/\text{h}$ dokumentiert, Abbildung 2.2.

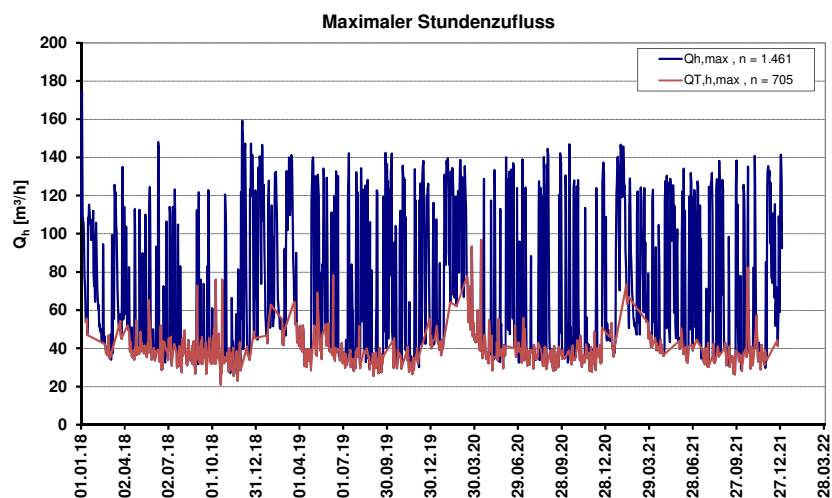


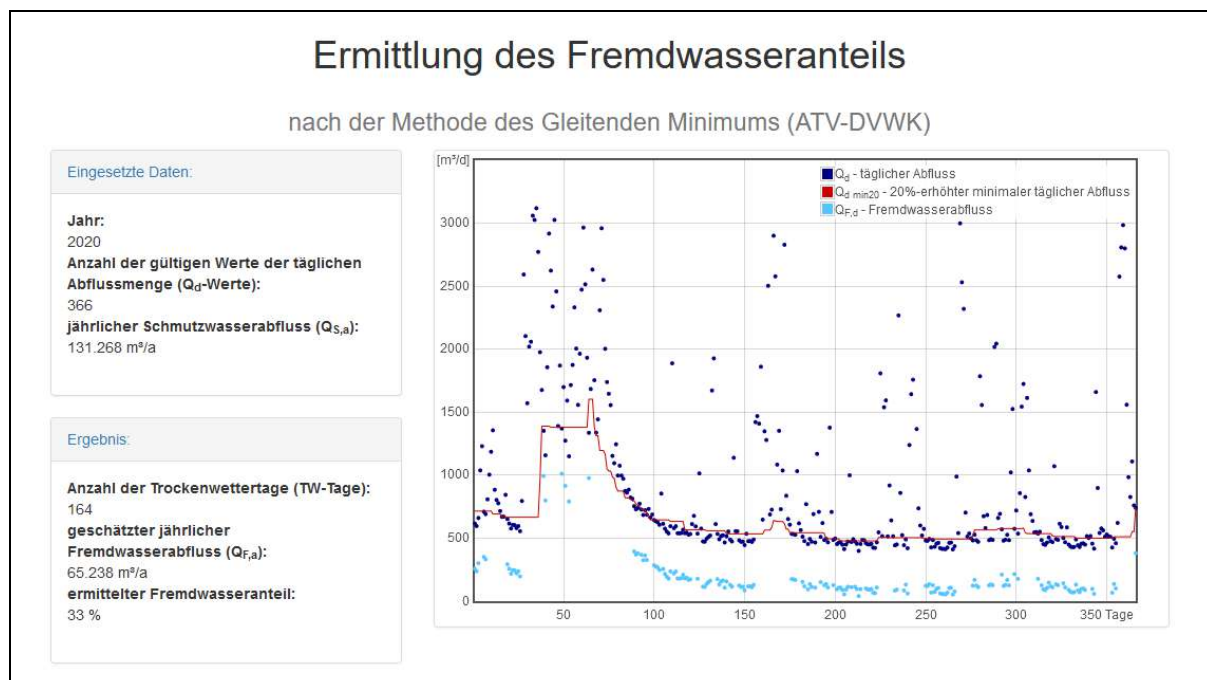
Abbildung 2.2: Maximaler Stundenzufluss der Kläranlage Ahorntal

In Tabelle 2.1 sind die relevanten hydraulischen Belastungen für den Zeitraum Januar 2018 bis Dezember 2021 aufgeführt. Der Jahreszufluss blieb in den vergangenen Jahren relativ konstant, im Jahr 2021 war jedoch ein erhöhter Jahreszufluss festzustellen. Der mittlere Zufluss lag bei typischen Trockenwetterbedingungen bei 548 m³/d und im Mittel des betrachteten Zeitraumes bei 978 m³/d.

Tabelle 2.1: Hydraulische Belastung der Kläranlage Ahorntal (01/2018-12/2021)

Zufluss	FZ	Einheit	Anzahl	Min	Max	Mittel	Median	85%-Wert
Jahresmenge 2018	Q _a	m ³ /a	365	320.141				
Jahresmenge 2019	Q _a	m ³ /a	365	356.554				
Jahresmenge 2020	Q _a	m ³ /a	366	348.783				
Jahresmenge 2021	Q _a	m ³ /a	365	403.415				
alle Tage	Q _d	m ³ /d	1.461	252	3.507	978	683	1.685
Trockenwettertage	Q _{T,d,aM}	m ³ /d	705	252	1.646	548	503	684
Tagesmaxima bei Trockenwetter	Q _{T,h,max}	m ³ /h	705	21	97	39	38	46
Tagesmaxima	Q _{h,max}	m ³ /h	1.461	21	175	66	47	120
mittlere Temperatur im Zulauf	T _Z	°C	1.427	4,8	17,2	10,8	10,8	14,4
min. pH-Wert im Zulauf	pH _{Z,min}	-	1.450	4,2	10,5	7,7	7,7	8,2
max. pH-Wert im Zulauf	pH _{Z,max}	-	1.461	5,9	12,0	8,8	8,5	9,5

Für die Jahre 2018 – 2021 erfolgte eine Bestimmung des Fremdwasseranteils der KA Ahorntal nach dem Prinzip des Gleitenden Minimums. Für die betrachteten Jahre liegt der ermittelte Fremdwasseranteil zwischen 33 - 46%. Im Mittel ergibt sich ein Fremdwasseranteil von rd. 40%. Abbildung 2.3 zeigt die Ermittlung des Fremdwasseranteils am Beispiel der Jahre 2020 und 2021.



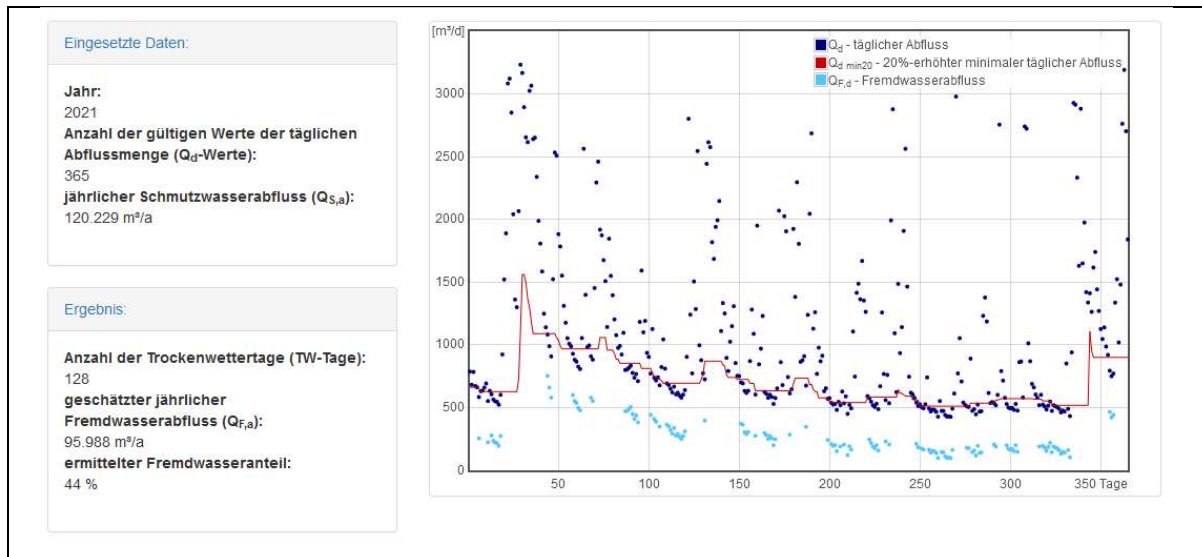


Abbildung 2.3: Ermittlung des Fremdwasseranteils am Beispiel der Jahre 2020 und 2021

2.2 Temperatur und pH-Wert

Die Temperaturen des Rohabwassers lagen nach Abbildung 2.4 mit 6°C im Winter und bis zu 16°C im Sommer in einem für diese Region und mit Berücksichtigung der erhöhten Fremdwasseranteile typisch niedrigen Temperaturbereich.

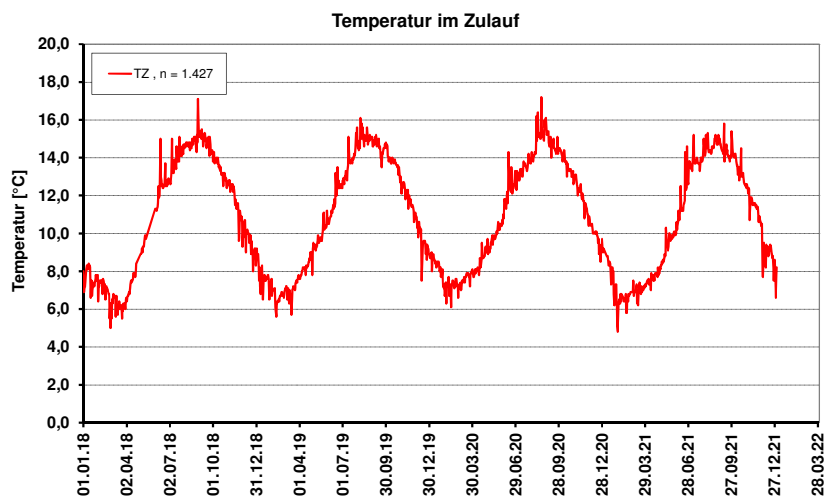


Abbildung 2.4: Temperatur im Zulauf der Kläranlage

Der pH-Wert im Rohabwasser lag in der Vergangenheit meist im leicht erhöhten, alkalischen Bereich von pH 7,0 bis 9,0, Abbildung 2.5. Die Schwankungen sind sehr wahrscheinlich auf die Einflüsse der angeschlossenen Brauereien zurückzuführen.

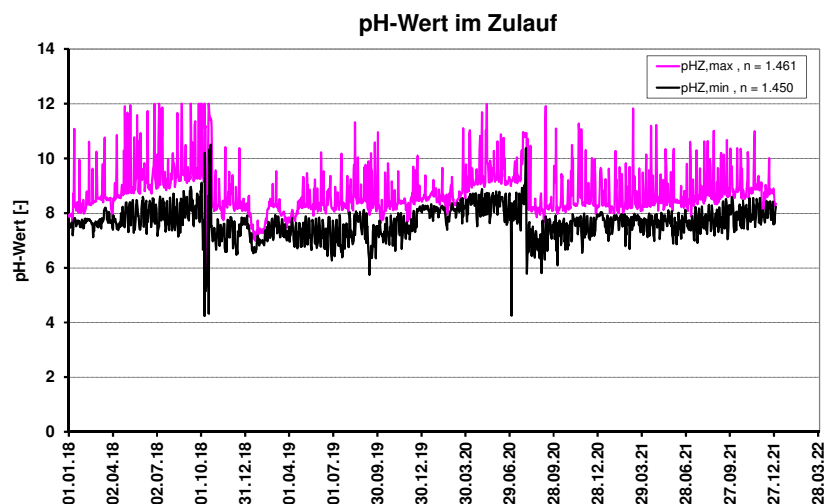


Abbildung 2.5: pH-Wert im Zulauf der Kläranlage

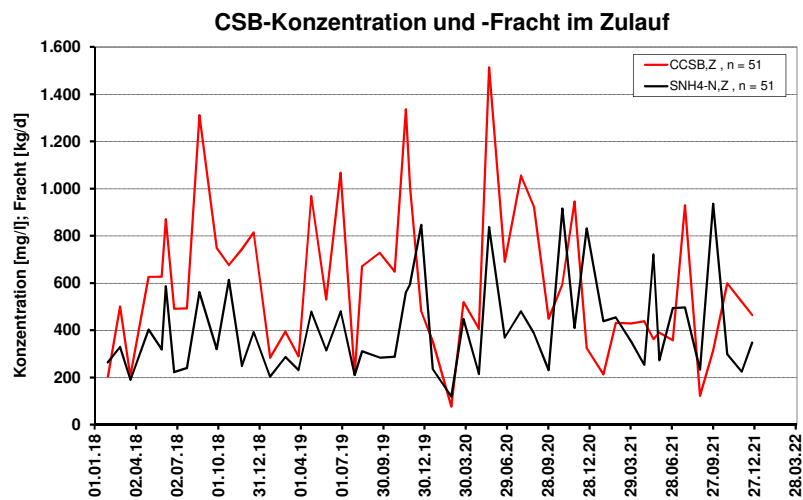
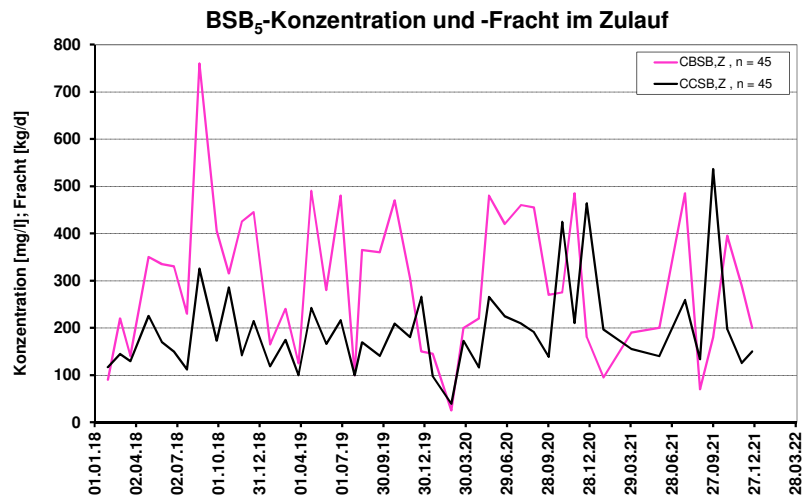
2.3 Schmutzfrachten und Konzentrationen im Zulauf

2.3.1 Organische Belastungen

Die organischen Belastungen wiesen in den vergangenen Jahren z.T. starke Schwankungen auf. Die BSB₅-Konzentrationen lagen in der Regel zwischen 150 und 450 mg/l (Abbildung 2.6), die CSB-Konzentrationen zwischen 300 und 1.000 mg/l (Abbildung 2.7). Die zugehörigen Frachten schwankten für den BSB₅ meist zwischen 100 und 300 kg/d und für den CSB zwischen 200 und 600 kg/d. An einzelnen Tagen wurden Spitzen bis zu 550 kg/d BSB und 950 kg/d CSB gemessen.

Im Mittel lagen die BSB₅-Konzentrationen im Bewertungszeitraum der Jahre 2018 bis 2021 bei 280 mg/l und die CSB-Konzentrationen bei 519 mg/l sowie die mittleren organischen Frachten bei 172 kg/d bzw. 348 kg/d, Tabelle 2.2. Die 85%-Werte lagen bei 464 mg/l bzw. 262 kg/d für den BSB₅ und 937 mg/l bzw. 591 kg/d für den CSB.

Aus den ermittelten Belastungen lässt sich nach Tabelle 2.2 eine mittlere organische Belastung in Höhe von 2.900 EW und eine Bemessungs-Nennbelastung als 85%-Wert von 4.900 EW (CSB) bzw. 4.400 EW (BSB₅) ableiten. Damit ist die nominale Ausbaugröße der Kläranlage von 4.000 EW leicht überschritten.



2.3.2 Stickstoff

Die Stickstoffbelastung war in den vergangenen Jahren ebenfalls stark schwankend. Die gemessenen Ammoniumkonzentrationen lagen in den Jahren 2018 - 2021 meist zwischen 15 und 35 mg/l, Abbildung 2.8. Die zugehörigen Frachten schwankten i. W. zwischen 15 und 25 kg/d, es wurden Spitzenfrachten bis 45 kg/d erfasst.

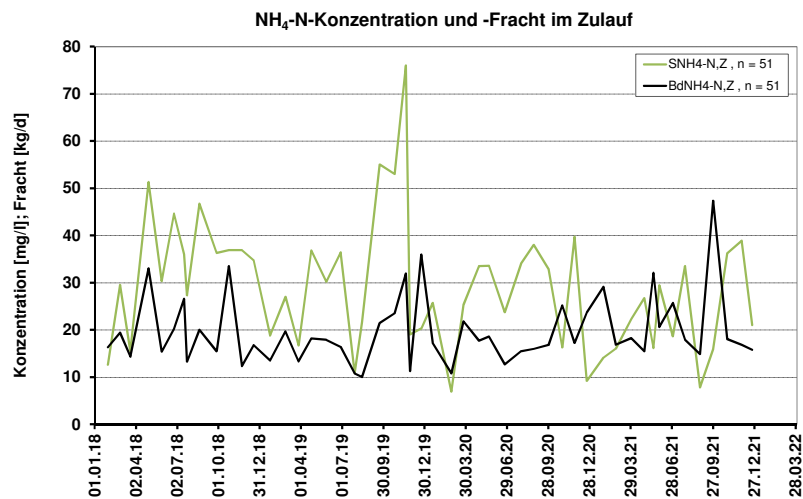


Abbildung 2.8: Ammoniumkonzentration und -Fracht im Zulauf

Für den Parameter Gesamtstickstoff liegen keine Messwerte vor. Mit einem angenommenen $N_{\text{ges}}/\text{NH}_4$ -Verhältnis von 1,5 ergibt sich eine mittlere Stickstofffracht von 27 kg/d bzw. 2.500 EW. Für die 85%-Werte ergeben sich Belastungen von 39 kg/d bzw. 3.500 EW, Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden..

2.3.3 Phosphor

Die P_{ges} -Konzentrationen im Zulauf schwankten in den Jahren 2018 bis 2021 im Allgemeinen zwischen 3 und 10 mg/l, Abbildung 2.9, die zugehörigen Frachten zwischen 2 und vereinzelt bis zu 22 kg/d. Die mittlere P-Konzentration lag bei 7,1 mg/l und die mittlere P-Belastung bei 4,0 kg/d entsprechend 2.200 EW (vgl. Tabelle 2.2), der 85%-Wert beträgt 6,3 kg/d bzw. 3.500 EW.

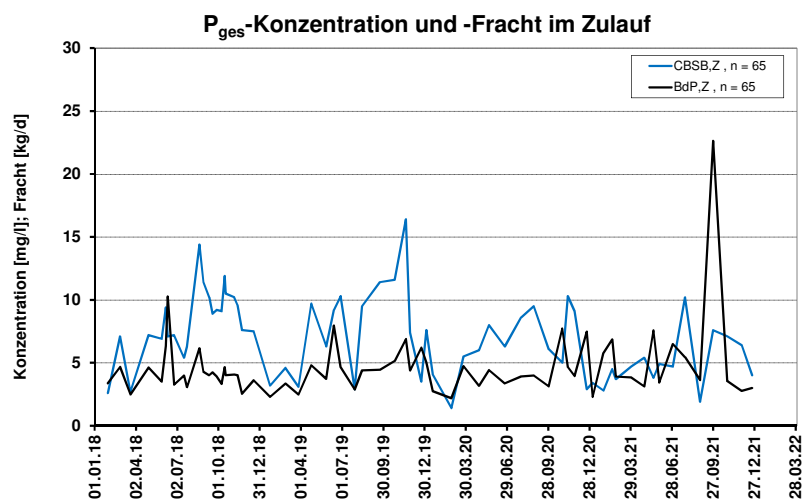


Abbildung 2.9: Phosphorkonzentration und -Fracht im Zulauf

2.3.4 Zusammenstellung der Belastungen im Zulauf

In den letzten Jahren sind nur moderate Veränderungen Schmutzfrachten im Zulauf der Kläranlage zu erkennen. Für alle Parameter liegen ausgeprägte Schwankungen der Messwerte vor. In Tabelle 2.2 sind die Daten der Eigenüberwachung für den Zeitraum Januar 2018 bis Dezember 2021 zusammenfassend dargestellt.

Für die relevanten Parameter ergeben sich Belastungen der KA Ahorntal zwischen 2.200 und 2.900 EW (50%-Werte) bzw. zwischen 3.500 und 4.900 EW (85%-Werte). Die organische Belastung ist gegenüber der Stickstoff- und Phosphor-Belastung leicht erhöht.

Das Verhältnis der mittleren Belastungswerte zu den 85%-Werten liegt aufgrund der relativ erhöhten 85%-Werte im Betrachtungszeitraum bei ca. 0,6.

Insgesamt ist festzustellen, dass die ermittelten Frachten die nominelle Ausbaugröße von 4.000 EW leicht überschreiten.

Tabelle 2.2: Belastungssituation im Zulauf gem. Eigenüberwachung (01/2018 - 12/2021)

	FZ	Einheit	Anzahl	Min	Max	Mittel	Median	EW ₅₀	85%-Wert	EW ₈₅
Konzentrationen										
CSB	C _{CSB,Z}	mg/l	51	76	1.514	595	519	-	937	-
BSB ₅	C _{BSB,Z}	mg/l	45	25	760	295	280	-	464	-
NH ₄ -N	S _{NH₄,Z}	mg/l	51	7	76	29	29	-	38	-
N _{ges}	C _{N,Z}	mg/l	k.A.				44 *	-	57 *	-
P _{ges}	C _{P,Z}	mg/l	65	1,4	16,4	7,0	7,1	-	10,2	-
Frachten										
CSB	Bd _{CSB,Z}	kg/d	51	118	935	407	348	2.900	591	4.900
BSB ₅	Bd _{BSB,Z}	kg/d	45	39	536	194	172	2.900	262	4.400
NH ₄ -N	Bd _{NH₄,Z}	kg/d	51	10	47	20	18	-	26	-
N _{ges}	Bd _{N,Z}	kg/d					27 *	2.500	39 *	3.500
P _{ges}	Bd _{P,Z}	kg/d	65	2,2	22,6	4,7	4,0	2.200	6,3	3.500

* Annahme: N_{ges}/NH₄ = 1,5

Im Zulauf zur Kläranlage lassen sich folgende charakteristische Kennzahlen zur Abwasserbeschaffenheit ableiten, Tabelle 2.3. Es kann demnach von überwiegend häuslichen Abwässern mit erhöhten organischen Anteilen aufgrund der Brauerei-Einleitungen ausgegangen werden

Tabelle 2.3: Abwassercharakteristika (ermittelt aus Medianwerten)

	gem. DWA	KA Ahorntal (01/18 – 12/21)

CSB/BSB ₅	2,0	1,9
CSB/abf. Stoffe	1,7	k.A.
CSB/N _{ges}	10,9	11,8 *
CSB/P _{ges}	67	73
N _{ges} /P _{ges}	6,1	6,2 *

* Annahme: N_{ges}/NH₄ = 1,5

Zur Festlegung der Nenn-Ausbaugröße der Kläranlage gem. Merkblatt 4.4/22 des bay. LfU sowie des Gelbdrucks des DWA-Arbeitsblattes A 198 vom Februar 2022 ist die 85%-Belastung des BSB₅ bei Trockenwetter für die Festlegung der Größe der Anlage maßgebend. Tabelle 2.4 zeigt den Unterschied der aktuellen Belastungen an allen Tagen im Vergleich zu den Frachten bei Trockenwetter. Angegeben sind dabei jeweils die 50- und 85%-Werte. Gemäß Tabelle 2.4 ergibt sich die aktuelle Nennbelastung der Kläranlage Ahorntal bezogen auf die Trockenwettertage zu 3.800 EW₆₀.

Tabelle 2.4: Vergleich Belastungen im Zulauf Gesamt- und Trockenwetter (01/2018 - 12/2021)

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Alle Tage				Trockenwetter			
			Median	EW ₅₀ *	85%-Wert	EW ₈₅ *	Median	EW ₅₀ *	85%-Wert	EW ₈₅ *
Frachten										
CSB	B _{d,CSB,Z}	kg/d	348	2.900	591	4.900	318	2.700	480	4.000
BSB ₅	B _{d,BSB,Z}	kg/d	172	2.900	262	4.400	171	2.900	225	3.800
N _{ges}	B _{d,N,Z}	kg/d	27	2.500	39	3.500	26	2.300	32	2.900
P _{ges}	B _{d,P,Z}	kg/d	4,0	2.200	6,3	3.500	4,0	2.200	4,7	2.600

*: gem. DWA-A 131

2.4 Betriebsparameter

2.4.1 Trockensubstanzgehalt und Schlammindex im Belebungsbecken

Das Belebungsbecken wurde in den vergangenen Jahren meist mit einem Feststoffgehalt zwischen 3 und 4 g/l betrieben. Im Mittel lag die Feststoffkonzentration bei 3,4 g/l, Abbildung 2.10.

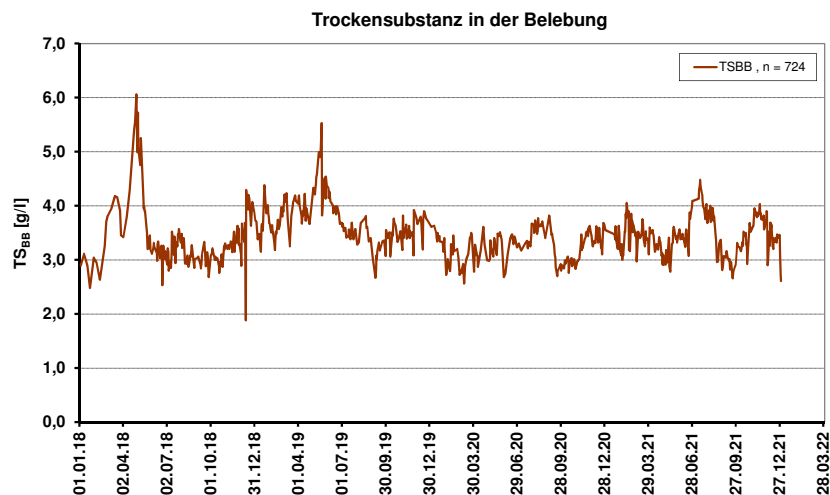


Abbildung 2.10: Trockensubstanzgehalte im Belebungsbecken

Der Schlammvolumenindex ist im Vergleich zu anderen kommunalen Kläranlagen erhöht und schwankte in den vergangenen Jahren zwischen 100 und bis zu hohen 180 ml/g, Abbildung 2.11.

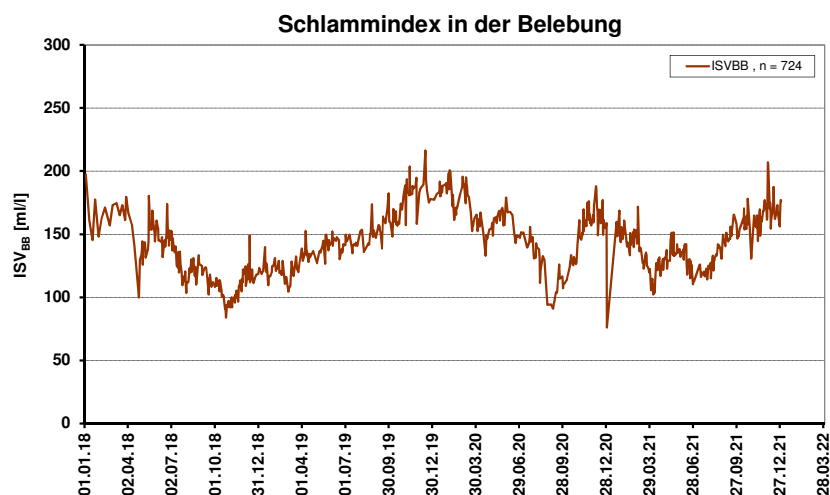


Abbildung 2.11: Entwicklung des Schlammindex

2.4.2 Temperaturen im Belebungsbecken

Die Temperatur im Belebungsbecken zeigt einen typischen und sehr gleichförmigen Verlauf mit niedrigen Temperaturen von etwa 7°C im Winter und bis zu 20°C im Sommer, Abbildung 2.12.

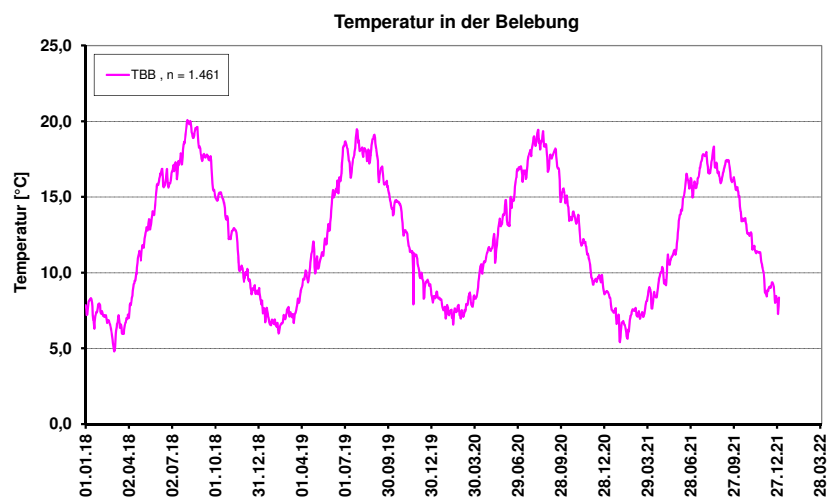


Abbildung 2.12: Verlauf der Temperaturen im Belebungsbecken

2.5 Ablaufbeschaffenheiten

Die Daten der Eigenüberwachung für den Zeitraum Januar 2018 bis Dezember 2021 sind in Tabelle 2.5 zusammengefasst. Die Ablaufwerte der KA Ahorntal sind recht konstant und die geforderten bzw. erklärten Überwachungswerte gem. Tabelle 4.1 wurden im betrachteten Zeitraum in der Regel unterschritten.

Tabelle 2.5: Ablaufbeschaffenheit KA Ahorntal (01/2018 – 12/2021, Eigenüberwachung)

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Anzahl	Min	Max	Mittel	Median	85%-Wert
CSB	C _{CSB,A}	mg/l	57	12	29	18	18	22
BSB ₅	C _{BSB,A}	mg/l	50	0	10	3	3	5
N _{anorg}	C _{N,A}	mg/l	56	0,4	3,7	1,4	1,1	2,2
NH ₄ -N	S _{NH₄,A}	mg/l	229	0,0	2,3	0,4	0,3	0,6
NO ₃ -N	S _{NO₃,A}	mg/l	227	0,	6,6	1,1	0,9	1,8
NO ₂ -N	S _{NO₂,A}	mg/l	56	0,00	0,27	0,06	0,05	0,12
P _{ges}	C _{P,A}	mg/l	559	0,0	8,4	1,5	1,1	3,1

Die CSB-Konzentrationen im Ablauf der KA Ahorntal lag in den letzten Jahren meist im Bereich von 15 bis 25 mg/l und die BSB₅-Konzentration unter 10 mg/l (Abbildung 2.13).

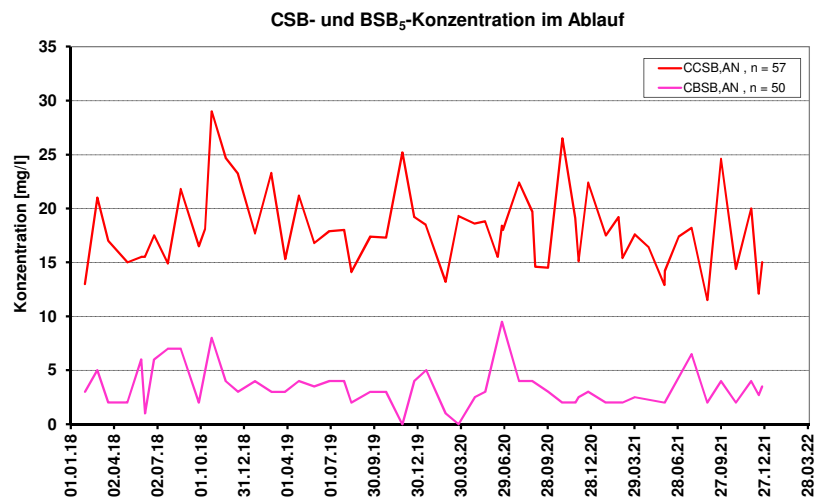


Abbildung 2.13: BSB- und CSB-Konzentration im Ablauf der Kläranlage

Die Ammoniumkonzentrationen im Ablauf der Kläranlage lagen von wenigen Tagen abgesehen unter 1 mg/l, Abbildung 2.14. Die Nitrat-Ablaufwerte lagen im gleichen Zeitraum meist im Bereich zwischen 0,5 und 3 mg/l.

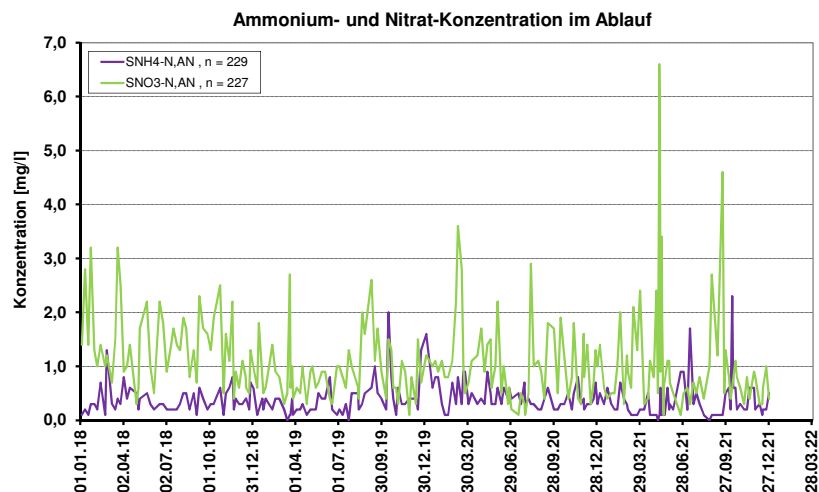
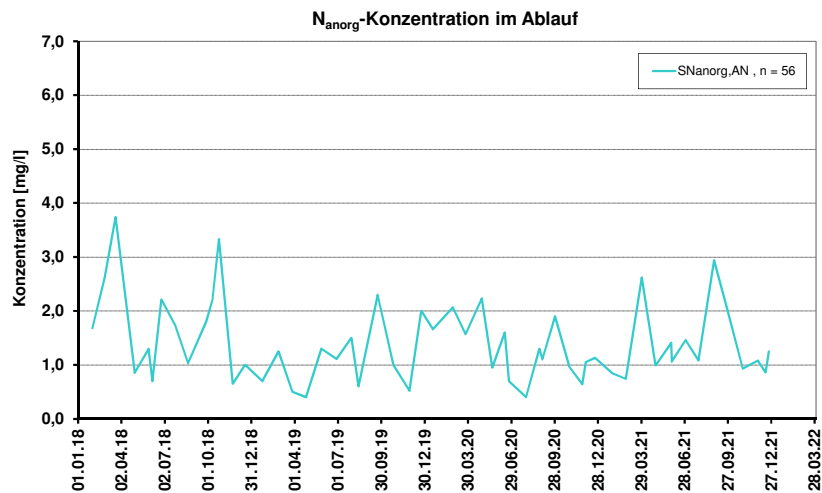
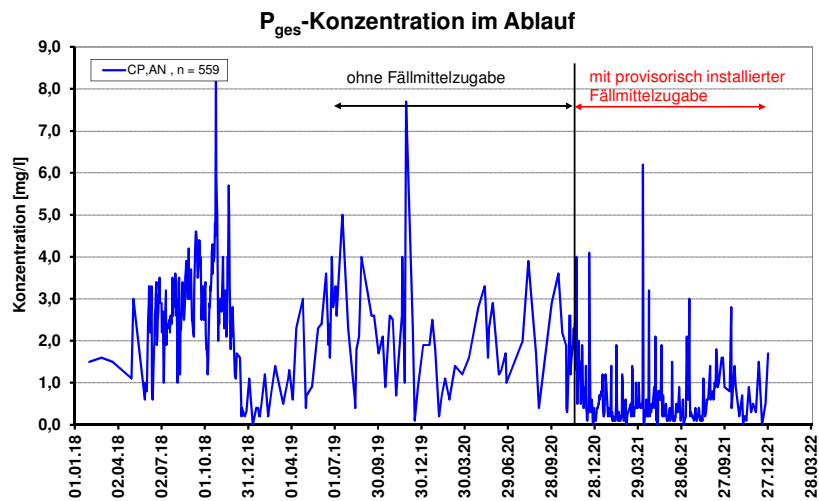


Abbildung 2.14: Ammonium- und Nitratkonzentration im Ablauf der Kläranlage

Die N_{anorg} -Konzentration im Ablauf der Kläranlage schwankte analog der NO_3 -Konzentration seit 2018 ebenfalls meist zwischen 0,5 und 3 mg/l und lag im Mittel bei rd. 1,4 mg/l, Abbildung 2.15.



Die Ablaufwerte der KA Ahorntal für P_{ges} lagen ohne die Zugabe von Fällmitteln meist im Bereich zwischen 1 und 6 mg/l. Seit Inbetriebnahme der provisorisch installierten Fällmitteldosierung konnte die P-Konzentration auf Werte durchschnittlich unter 2 mg/l im Jahr 2021 verringert werden, Abbildung 2.16.



3 Maßgebliche Wassermengen und Schmutzfrachten

Die aktuelle Belastung der KA Ahorntal beträgt gemäß Tabelle 2.4 rd. 3.800 EW₆₀ bezogen auf den BSB₅ bei Trockenwetter. Für alle Tage ergibt sich eine BSB₅-Belastung als 85%-Wert von 4.400 EW₆₀. Das Verhältnis der BSB-Belastung bei Trockenwetter zur Belastung an allen Tagen errechnet sich damit zu rd. 1,2.

Die mittlere Belastung aller Tage liegt bei rd. 60% der Nennbelastung. Angeschlossen an die Kläranlage sind derzeit ca. 2.200 Personen und 2 Brauereien, die das Produktionsabwasser unregelmäßig einleiten.

Aufgrund der aktuellen Belastung und unter Berücksichtigung einer entsprechenden Reserve wird eine zukünftige Nenn-Ausbaugröße (BSB₅ bezogen auf Trockenwettertage) für die KA Ahorntal beantragt von

4.000 EW₆₀ (ohne Erweiterung)

4.600 EW₆₀ (mit dem Bau des 2. Belebungsbeckens).

Die Anlage ist und bleibt damit weiterhin der Größenklasse 2 zugehörig.

Bezogen auf alle Tage ergeben sich mit o.a. Verhältnis entsprechend Bemessungslasten für die Belebung von rd. 4.900 EW₁₂₀ (ohne Erweiterung) bzw. 5.500 EW₁₂₀ (mit zusätzlichem Belebungsbecken).

Es wird damit eine Kapazitätsreserve für die erweiterte Anlage gegenüber der aktuellen Belastung von bis zu 600 EW berücksichtigt. Für die mittlere Belastung wird aufgrund des bisherigen Verhältnisses von mittlerer Belastung/Nennbelastung eine zusätzliche Belastung von 400 EW angesetzt.

Es wird für die Reserve von kommunalem Abwassers gem. DWA mit einem spezifischem Abwasseranfall von 120 l/(E·d) und einem künftigen Fremdwasseranteil von 25% ausgegangen.

Die sich ergebenden Belastungen der KA Ahorntal sind in Tabelle 3.1 für die maßgebenden Lastfälle zusammengefasst. Für diese Belastungen werden nachfolgend die rechnerischen bzw. verfahrenstechnischen Nachweise geführt.

Der maximale Mischwasserzufluss zur Kläranlage ist gemäß aktuellem Wasserrechtsbescheids auf 180 m³/h festgelegt. Dieser maximale Zufluss wird auch zukünftig beibehalten.

Der mittlere Zufluss liegt aktuell bei 978 m³/d und der Trockenwetterzufluss bei 548 m³/d mit einem mittleren Fremdwasseranteil von rd. 40%. Dieser Fremdwasseranteil wird für die weiteren Betrachtungen für die aktuelle Ausbaugröße und mit Würdigung der aktuellen Randbedingungen beibehalten.

Für die zukünftige Ausbaugröße wird neben diesem Lastfall auch eine langfristige Reduzierung des Fremdwasseranteils aufgrund von Sanierungsmaßnahmen im Kanalnetz auf bis zu 25% berücksichtigt. Dieses entspricht einer Reduzierung der aktuellen Fremdwassermenge um bis zu 109 m³/d (s. Kapitel 3.1).

Zur Ermittlung des mittleren Zuflusses Q_d für die Reservebelastung wird das aktuelle Verhältnis von mittlerem Trockenwetter- und Tageszufluss von 1,7 zugrunde gelegt. Damit ergibt sich für die künftige Nenn-Ausbaugröße von 4.600 EW₆₀ ein Tages trockenwetterzufluss für die Bemessung von 612 m³/d und ein mittlerer Tageszufluss von 1.086 m³/d sowie bei reduziertem Fremdwasser von 503 m³/d bzw. 977 m³/d.

Tabelle 3.1: Rohabwasser-Belastung

		Ist-Belastung		Reserve ³⁾		Ausbaugröße mit Erweiterung BB		
		Mittel	85%-Wert	Mittel	85%-Wert	Mittel	85%-Wert	
Q_M	m ³ /h	180						
Q_S	m ³ /d	329		48		377		
Q_F	m ³ /d	219 (110 ²⁾)		16		235 (126 ²⁾)		
$Q_{T,d}$	m ³ /d	548 (439 ²⁾)		64		612 (503 ²⁾)		
Q_d	m ³ /d	978 (869 ²⁾)		108		1.086 (977 ²⁾)		
CSB	kg/d	348	591	48	72	396	663	
gelöster Anteil CSB ¹⁾	%	35	35	35	35	35	35	
BSB ₅	kg/d	172	262	24	36	196	298	
abf. Stoffe	kg/d	187 ¹⁾	299 ¹⁾	28	42	215	341	
N_{ges}	kg/d	27	39	4	7	31	46	
NH ₄ -N	kg/d	18	26	3	4	21	30	
NO ₃ -N	kg/d	0	0	0	0	0	0	
P_{ges}	kg/d	4,0	6,3	0,7	1,1	4,7	7,4	

1: Annahme; 2: vermindertes Fremdwasseranteil 25%; 3: spezifische Frachten gem. DWA-A 131; $Q_{spez.} = 120 \text{ l}/(\text{EW} \cdot \text{d})$, Fremdwasseranteil: 25%

Um bei der Bemessung der Belebungsanlage auf Basis des DWA-Arbeitsblattes A 131 realistische Konzentrationen im Rohabwasser zu verwenden, sind zur Umrechnung der Schmutzfrachten in Konzentrationen gem. DWA-A 131 bzw. Kapitel 5.3.4 des Gelbdrucks des DWA-A 198 vom Februar 2022 u.U. von Tabelle 3.1 abweichende Wassermengen für den Wert $Q_{d,Konz}$ anzusetzen.

Für den derzeitigen Zustand wird ein $Q_{d,Konz}$ von 600 m³/d zugrunde gelegt. Für den Ausbauzustand wird ausgehend von dieser Menge und dem ermittelten zusätzlichen Trockenwetterzufluss von 64 m³/d ein Werte für $Q_{d,Konz}$ von 664 m³/d bzw. 555 m³/d mit reduziertem Fremdwasser ermittelt.

3.1 Nachweis des Faktors $f_{s,QM}$ für den maximalen Zufluss

Der derzeitige Mischwasserzufluss Q_M zur Kläranlage Ahorntal liegt bei 50 l/s und soll beibehalten werden. Der Nachweis erfolgt über die Berechnung des Faktors $f_{s,QM}$ gemäß DWA-Arbeitsblatt A 198.

Der Schmutzwasser- bzw. Fremdwasseranfall für die Reserve ergibt sich zu:

$$Q_S = \frac{400 \text{ E} \cdot 120 \frac{\text{l}}{\text{E} \cdot \text{d}}}{1000} = 48 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_F = \frac{48 \text{ m}^3/\text{d}}{(1 - 0,25)} \cdot 0,25 = 16 \text{ m}^3/\text{d}$$

Aktuell liegt der Schmutzwasseranfall der KA Ahorntal bei rd. 120.000 m³/a bzw. 329 m³/d. Den beiden angeschlossenen Brauereien sind davon ca. 7.000 m³/a zuzuordnen, ca. 21.000 m³/a sind Betriebswasser für die Kläranlage und die Wasserversorgung. Angeschlossen sind derzeit rd. 2.200 Einwohner, so dass sich ein spezifischer Abwasseranfall im Einzugsgebiet von rd. 115 l/(E·d) errechnet.

Bei Annahme eines gleichbleibend erhöhten Fremdwasseranteils von 40% ergibt sich der relevante Schmutzwasser- bzw. Fremdwasseranfall für die zukünftige Nenn-Ausbaugröße von 4.600 EW₆₀ zu:

$$Q_S = 329 \text{ m}^3/\text{d} + 48 \text{ m}^3/\text{d} = 377 \text{ m}^3/\text{d} \text{ bzw. } 138.000 \text{ m}^3/\text{a}$$

$$Q_F = 219 \text{ m}^3/\text{d} + 16 \text{ m}^3/\text{d} = 235 \text{ m}^3/\text{d}.$$

Mit einem längerfristig reduzierten Fremdwasseranteil von 25% ergibt sich die Fremdwassermenge bei der derzeitigen Belastung zu

$$Q_F = \frac{329 \text{ m}^3/\text{d}}{(1 - 0,25)} \cdot 0,25 = 110 \text{ m}^3/\text{d}$$

und damit ein Fremdwasseranfall für die Ausbaugröße von:

$$Q_F = 110 \text{ m}^3/\text{d} + 16 \text{ m}^3/\text{d} = 126 \text{ m}^3/\text{d}.$$

Bei einem maximalen Mischwasserabfluss Q_M von 50 l/s errechnet sich der Faktor $f_{S,QM}$ gemäß DWA-Arbeitsblatt A 198 zu:

$$f_{S,QM} = \frac{Q_M - Q_F}{Q_S}$$

$$f_{S,QM(QF \text{ unverändert})} = \frac{50 \cdot 86,4 \text{ m}^3/\text{d} - 235 \text{ m}^3/\text{d}}{377 \text{ m}^3/\text{d}} = 10,8 > 5,5$$

$$f_{S,QM(QF \text{ verringert})} = \frac{50 \cdot 86,4 \text{ m}^3/\text{d} - 126 \text{ m}^3/\text{d}}{377 \text{ m}^3/\text{d}} = 11,1 > 5,5$$

Für die Kläranlage Ahorntal ist aufgrund der angeschlossenen Einwohnerzahl nach DWA-Arbeitsblatt A 198 ein Faktor $f_{S,QM}$ im Bereich von 5,5 bis 8,5 anzusetzen, Abbildung 3.1. Mit einem Wert von 10,8 bzw. 11,1 liegt dieser bei der künftigen Belastung über dem vorgegebenen Bereich und ist auch für die zukünftige Ausbaugröße mit einer mittleren Reserve von 400 EW ausreichend und würde auf Seiten der Kläranlage Raum zur Verringerung des maximalen Zuflusses ermöglichen.

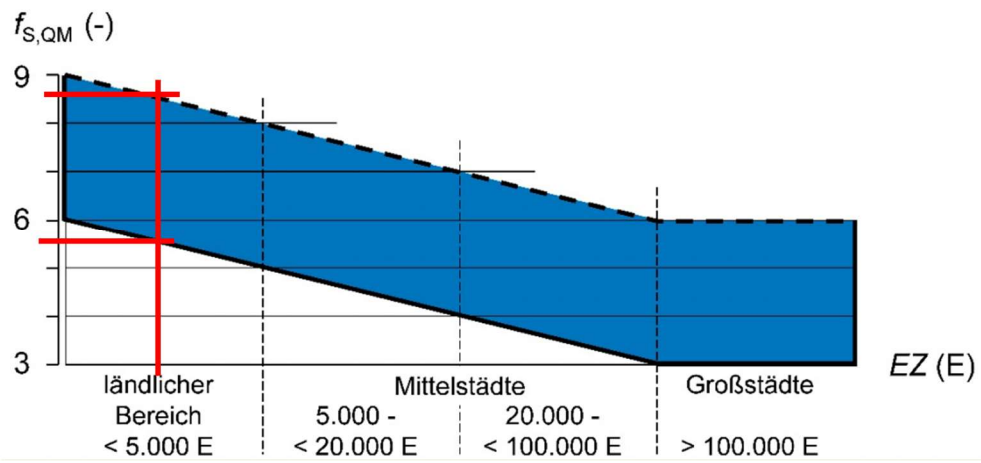


Abbildung 3.1: Bereich des Faktors $f_{S,QM}$ für die KA Ahorntal mit ca. 2.600 Einwohnern (Mittel, Ausbau)

4 Anforderungen

Gemäß aktuellem Bescheid vom Mai 2006 sind im Ablauf der Kläranlage Ahorntal die in Tabelle 4.1 zusammengefassten Überwachungswerte einzuhalten. Zukünftig erhöhen sich die Anforderungen an die Reinigungsleistung der Kläranlage.

Tabelle 4.1: Aktuelle Überwachungswerte für den Ablauf der KA Ahorntal

Parameter	Einheit	Überwachungswerte gem. Bescheid 05/2006
CSB	mg/l	35
BSB ₅	mg/l	20
NH ₄ -N *	mg/l	5,0
N _{anorg} *	mg/l	5,0
P _{ges}	mg/l	3,0

* vom 01. Mai bis 31. Oktober

Für die Einordnung der Kläranlage in die Größenklasse ist gem. DWA-A 198 (Gelbdruck, 02/2022) bzw. LfU-Merkblatt Nr. 4.4.22 (LfU, 2018) der 85%-Wert der BSB₅-Fracht im Zulauf der Kläranlage bei Trockenwetter ohne interne Rückflüsse zu verwenden. Mit der aktuellen Belastung (vgl. Tabelle 2.4) und der berücksichtigten Reserve ist die KA Ahorntal auch zukünftig der Größenklasse 2 zuzuordnen.

Die KA Ahorntal leitet das gereinigte Abwasser in den Ailsbach ein. Das Gewässer weist gemäß WWA Hof einen mittleren Niedrigwasserabfluss MNQ von 29 l/s auf. Für die angenommene zukünftige Ausbaugröße von 4.600 EW₆₀ ergibt sich der mittlere Trockenwetterabfluss $Q_{T,aM}$ der Kläranlage gemäß Tabelle 3.1 zu 612 m³/d bzw. 7,1 l/s. Der für die Anforderungen maßgebende Faktor $MNQ/Q_{T,aM}$ ergibt sich somit zu 5,1.

Gemäß Tabelle 1 des LfU-Merkblattes Nr. 4.4/22 kann somit für die KA Ahorntal die Anforderungsstufe 3 gelten und nach Tabelle 2 ergeben sich mit der Größenklasse 2 die in Tabelle 4.2 aufgeführten Überwachungswerte. Zudem wird nach Tabelle 4 des Merkblattes für den Parameter Phosphor im Ablauf der Anlage ein Überwachungswert von 2 mg/l gefordert.

Da das gereinigte Abwasser in ein Gewässer mit einer schützenswerten Bachmuschelpopulation eingeleitet wird, ist für die KA Ahorntal von besonders erhöhten Anforderungen für den Parameter Stickstoff auszugehen. Die geforderten, zukünftigen Überwachungswerte sowie die für die folgende Bemessung der Belebung angesetzten Ablaufkonzentrationen sind in Tabelle 4.2 aufgeführt.

Tabelle 4.2: Zukünftig beantragte Überwachungswerte für den Ablauf der KA Ahorntal

Parameter	Einheit	Anforderungen gemäß Merkblatt 4.4/22 **	Beantragte zukünftige Ablaufwerte	Annahmen für die Bemessung der Belebung	
				85%-Wert	Mittel
CSB	mg/l	90	35	30 ***	25 ***
BSB ₅	mg/l	20	20	-	-
NH ₄ -N *	mg/l	Nitri, E	5,0	0,0	0,0
N _{anorg} *	mg/l	E	5,0	NO ₃ : 4,0	NO ₃ : 4,0
P _{ges}	mg/l	2,0	2,0	1,5	1,0

* vom 01. Mai bis 31. Oktober; E=Überwachungswert entsprechend Erklärung bzw. Antrag des Einleiters

** GK 2, Anforderungsstufe 3

*** unterhalb der Vorgaben/Ansätze gem. DWA-A 131 für inerten CSB

5 Verfahrenstechnische Berechnungen

Die folgenden Berechnungen werden jeweils für die Nenn-Ausbaugröße von 4.600 EW₆₀ sowie den zukünftigen Mischwasserzufluss durchgeführt. Die Nachweise für die aktuelle Belastung wurden analog geführt. Die resultierenden Ergebnisse für die jeweils relevanten Lastfälle werden tabellarisch angegeben.

5.1 Zulaufpumpwerk

Bemessungszufluss KA:	50 l/s bzw. 180 m ³ /h
Anteil Pumpwerk Kläranlage:	40 l/s bzw. 144 m ³ /h

vorhanden:

2 Tauchmotorpumpen, Fa. KSB, Typ KRTF 10-254/74UEG-S

Max. Förderleistung pro Pumpe:	27,8 l/s
Förderhöhe:	9,88 m
Nennleistung:	7,5 kW

Die vorhandenen Pumpen sind prinzipiell ausreichend dimensioniert. Sie müssten in der Fördermenge ggf. geringfügig angepasst werden.

5.2 Mechanische Reinigung

Bemessungszuflüsse zur mechanischen Abwasserreinigung:

Maximaler Regenwetterzufluss Q_M = 50 l/s bzw. 180 m³/h

Ist-Belastung:

Mittlerer Trockenwetterzufluss	$Q_{Td,aM}$	=	548 m ³ /d
Mittlerer Tageszufluss	$Q_{d,aM}$	=	978 m ³ /d

Ausbaugröße (Q_F unverändert):

Mittlerer Trockenwetterzufluss	$Q_{Td,aM}$	=	612 m ³ /d
Mittlerer Tageszufluss	$Q_{d,aM}$	=	1.086 m ³ /d

Ausbaugröße ($Q_F = 25\%$):

Mittlerer Trockenwetterzufluss	$Q_{Td,aM}$	=	503 m ³ /d
Mittlerer Tageszufluss	$Q_{d,aM}$	=	977 m ³ /d

Die mechanische Reinigung erfolgt mithilfe einer Rechen-Sandfang-Kompaktanlage.

Die Grob- und Feinststoffe werden mit einem Doppelrost-Feinrechen (Fa. Schreiber, Typ DFR 40/6) mit einer Spaltweite von 6 mm aus dem Abwasserstrom entnommen. Das

abgetrennte Rechengut wird über eine in die Kompaktanlage integrierte Rechengutwaschpresse aufbereitet und abgesackt in den Müllgroßbehälter abgeworfen.

Im belüfteten Sandfang erfolgt die Abscheidung der mineralischen Abwasserinhaltsstoffe durch Sedimentation. Der abgetrennte Sand wird zum Sandklassierer gefördert und anschließend in einen mobilen Behälter (Fassungsvermögen ca. 100 l) abgeworfen.

Für die Sandfangbelüftung steht 1 Gebläse (Fa. Becker, Typ Rotationsverdichter DT 4.25k) mit einer maximalen Luftmenge von 24 m³/h zur Verfügung.

Kapazität:

Die Rechen-Sandfang-Kompaktanlage ist laut Herstellerangaben für einen Durchsatz von 50 l/s ausgelegt. Auf einen detaillierten hydraulischen Nachweis für den unveränderten zukünftigen Bemessungszufluss von 50 l/s wird an dieser Stelle verzichtet.

Rechengutanfall:

vorhanden: Spaltweite: 6 mm

Für die Ermittlung des Rechengutanfalls wird ein spezifischer Anfall von 12 l/(E·a) und die Einwohner im Einzugsgebiet in Ansatz gebracht. Der industrielle und gewerbliche Anteil kann vernachlässigt werden.

$$\begin{aligned}\text{Rechengutanfall (IST)} &= 2.200 \text{ EW} \times 0,012 \text{ m}^3/(\text{E} \cdot \text{a}) \\ &= 26 \text{ m}^3/\text{a} \text{ bzw. rd. } 0,07 \text{ m}^3/\text{d}.\end{aligned}$$

Durch die Rechengutwaschpresse erfolgt eine Reduzierung des Rechengutanfalls. Bei Annahme einer Volumenreduzierung von ca. 50 % errechnet sich der Restrechengutanfall zu 13 m³/a bzw. 0,04 m³/d.

Rechengutcontainer:

Das entwässerte Rechengut wird in einen Container abgeworfen.

vorhanden: 1 Müllgroßcontainer, 1,1 m³

$$\text{Wechselbetrieb: } 1,1 \text{ m}^3 / 0,04 \text{ m}^3/\text{d} = \text{rd. } 28 \text{ d}$$

Dieses deckt sich mit den Aufzeichnungen im Betriebstagebuch der Kläranlage.

Für die zukünftige Belastung ist von einem zusätzlichen Rechengutanfall von im Mittel ca. 4 m³/a bzw. 2 m³/a komprimiert auszugehen. Das Wechselintervall wird hierdurch kaum beeinflusst und liegt auch zukünftig bei ca. 25 Tagen.

Sandanfall:

Im IMHOFF-Taschenbuch der Stadtentwässerung werden für den mittleren Sandanfall 2 bis 5 l/(E·a) angegeben. Andere Quellen gehen von einem mittleren Sandanfall von 60 l

je 1.000 m³ Abwasser aus; im Verlauf von Regenereignissen können bis zu 200 l pro 1.000 m³ Abwasser erreicht werden.

Ausgehend von einem kommunalen Anschlusswert von aktuell rd. 2.200 E und einem spezifischen Sandanfall von 3 l/(E·a) beträgt der Sandanfall:

$$\begin{aligned}\text{Sandanfall (IST)} &= 2.200 \text{ EW} \times 0,003 \text{ m}^3/(\text{E} \cdot \text{a}) \\ &= 6,6 \text{ m}^3/\text{a} \text{ bzw. rd. } 0,018 \text{ m}^3/\text{d}.\end{aligned}$$

Sandcontainer:

gewählt: 1 mobiler Behälter, ca. 100 l

$$\text{Wechselbetrieb: } 0,1 \text{ m}^3 / 0,018 \text{ m}^3/\text{d} = \text{rd. } 6 \text{ Tage}$$

Dieses deckt sich mit den Aufzeichnungen im Betriebstagebuch der Kläranlage.

Für die zukünftige Belastung ist von einem zusätzlichen Sandanfall von im Mittel ca. 1 m³/a auszugehen. Das Wechselintervall wird hierdurch kaum beeinflusst und liegt auch zukünftig bei ca. 6 Tagen.

5.3 Biologische Reinigung

Die Bemessungen/Nachrechnungen der Belebungsanlage erfolgen anhand des DWA-Arbeitsblattes A 131 vom Juni 2016.

5.3.1 Nachklärung

5.3.1.1 Bemessungsgrundlagen

Vorhanden ist ein horizontal durchströmtes Nachklärbecken mit einem Durchmesser von 16 m und Saugräumeinrichtungen. Die Tiefe h_{ges} des bestehenden Beckens beträgt 4,77 m, Abbildung 5.1. Der Ablauf der Nachklärung erfolgt über ein getauchtes Edelstahlschlitzrohr DN 250 und eine Ablaufleitung DN 300. Die vorhandene Nachklärung wird auch für die zukünftige Nenn-Ausbaugröße von 4.600 EW₆₀ unverändert beibehalten.

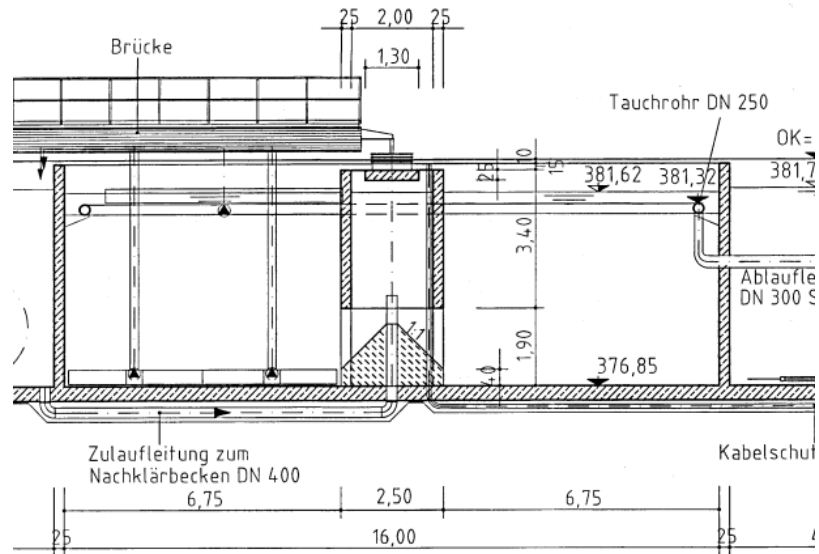


Abbildung 5.1: Bestehendes Nachklärbecken

Der Schlammindex wies in den vergangenen Jahren Werte im Bereich zwischen 100 und bis zu 180 ml/g auf, Abbildung 2.11. Durch die zukünftig kontinuierliche und bedarfsorientierte Fällmittel-Dosierung sowie der beabsichtigten, bedarfsorientierten Zugabe eines polymerhaltigen Spezialproduktes ist von einer Verringerung der Schlammindizes auszugehen. Für die weiteren Betrachtungen und Nachweise wird daher ein Schlammindex von 140 ml/g angesetzt.

Die Bemessung der Nachklärung erfolgt für einen maximalen Mischwasserzufluss von $Q_M = 50$ l/s.

Darüber hinaus werden folgende Parameter und Annahmen für die Berechnungen zu Grunde gelegt, Tabelle 5.1:

Tabelle 5.1: Annahmen für die Bemessung der vorhandenen Nachklärung nach DWA-A 131

Parameter	Bezeichnung	Einheit	vorhandenes NKB
Maximaler Mischwasserzufluss	Q_M	l/s	50
Schlammindex	ISV	ml/g	140
Eindickzeit	t_E	h	2,5
Rücklaufverhältnis	RV	-	0,75
TS_{RS}/TS_{BS}	TS_{RS}/TS_{BS}	-	0,75
Annahmen für die Einlaufgestaltung			
Dichte des belebten Schlammes	ρ_0	kg/m ³	1.001
Dichte Umgebungsfluid	ρ	kg/m ³	1.000
dynamische Viskosität des belebten Schlammes	μ	Ns/m ²	0,0013
Annahmen für die Schlammräumung			
Anzahl Räumearme	a	-	1
Räumfaktor	f_{SR}	-	1,5
Räumgeschwindigkeit	v_{SR}	m/h	90
Räumschildhöhe	h_{SR}	m	0,35

5.3.1.2 Bemessung Nachklärbecken

Trockensubstanzgehalt des Rücklaufschlammes

Für den Trockensubstanzgehalt des Rücklaufschlammes TS_{RS} bei Saugräumern gilt:

$$\begin{aligned} TS_{RS} &= 0,75 \cdot TS_{BS} \\ &= 0,75 \cdot 9,7 \text{ g/l} = 7,3 \text{ g/l} \end{aligned}$$

Mit:

erreichbarer Trockensubstanzgehalt im Bodenschlamm TS_{BS} :

$$\begin{aligned} TS_{BS} &= \frac{1.000}{ISV} \cdot \sqrt[3]{t_E} \\ &= \frac{1.000}{140 \text{ ml/g}} \cdot \sqrt[3]{2,5 \text{ h}} = 9,7 \text{ g/l} \end{aligned}$$

Schlamm-trockensubstanzgehalt im Zulauf der Nachklärung

Bei dem vorhandenen Nachklärbecken handelt es sich um ein überwiegend horizontal durchströmtes Nachklärbecken. Für das Rücklaufverhältnis wird daher ein Wert von 0,75 angesetzt.

$$RV = 0,75$$

Damit ergibt sich der zulässige Feststoffgehalt im Zulauf zur Nachklärung bzw. in der Belebung zu:

$$\begin{aligned} TS_{BB} &= \frac{RV \cdot TS_{RS}}{1 + RV} \\ &= \frac{0,75 \cdot 7,3 \text{ g/l}}{1 + 0,75} = 3,12 \text{ g/l} \end{aligned}$$

gewählt: **$TS_{BB} = 3,0 \text{ g/l}$**

Mit dem gewählten TS_{BB} von 3,0 g/l ergibt sich der Trockensubstanzgehalt des Rücklaufschlammes zu:

$$\begin{aligned} TS_{RS} &= \frac{(1 + RV) \cdot TS_{BB}}{RV} \\ &= \frac{(1 + 0,75) \cdot 3,0 \text{ g/l}}{0,75} = 7,0 \text{ g/l} \end{aligned}$$

Maximal zulässige Flächenbeschickung und Schlammvolumenbeschickung

Max. zulässige Schlammvolumenbeschickung für horizontal durchströmte Becken:

$$q_{SV} = 500 \text{ l/(m}^2 \cdot \text{h)}$$

Max. zulässige Oberflächenbeschickung für horizontal durchströmte Becken:

$$q_A = 1,6 \text{ m/h}$$

Erforderliche Beckenoberfläche bzw. Beckendurchmesser

$$\begin{aligned} A_{NB} &= \frac{Q_M}{q_A} = \frac{Q_M}{\frac{q_{SV}}{TS_{AB} \cdot ISV}} = \\ &= \frac{180 \text{ m}^3/\text{h}}{\frac{500 \text{ l}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})}{3,0 \text{ g/l} \cdot 140 \text{ ml/g}}} = 151 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$D_{NB} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{NB}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 151 \text{ m}^2}{\pi}} = 13,87 \text{ m}$$

<u>vorhanden:</u>	Durchmesser	D_{NB} = 16,00 m
	Einlaufbauwerk	d_a = 2,50 m
	Oberfläche	A_{NB} = 196 m²

Anhand des vorhandenen Durchmessers des Nachklärbeckens von 16,00 m berechnet sich die vorhandene Oberflächen- und Schlammvolumenbeschickung zu:

$$\begin{aligned} q_A &= \frac{Q_M}{A_{NB}} = \\ &= \frac{180 \text{ m}^3/\text{h}}{196 \text{ m}^2} = 0,92 \text{ m/h} < q_{A,\text{zulässig}} = 1,6 \text{ m/h} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{SV} &= q_A \cdot TS_{BB} \cdot ISV \\ &= 0,92 \cdot 3,0 \text{ g/l} \cdot 140 \text{ ml/g} = 386 \text{ l}/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) < q_{SV,\text{zulässig}} = 500 \text{ l}/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \end{aligned}$$

Erforderliche Beckentiefe

$$h_{\text{ges}} = h_1 + h_{23} + h_4 \geq 3,00 \text{ m}$$

<u>vorhanden:</u>	h_{ges} = 4,77 m
-------------------	---------------------------------

Übergangs- und Pufferzone h₂₃:

$$h_{23} = q_A \cdot (1 + RV) \cdot \left[\frac{500}{1.000 - VSV} + \frac{VSV}{1.100} \right]$$

$$= 0,92 \text{ m/h} \cdot (1 + 0,75) \cdot \left[\frac{500}{1.000 - 420 \text{ ml/l}} + \frac{420 \text{ ml/l}}{1.100} \right] = 2,00 \text{ m}$$

Eindick- und Räumzone h_4 :

$$h_4 = \frac{TS_{AB} \cdot q_A \cdot (1 + RV) \cdot t_E}{TS_{BS}}$$

$$= \frac{3,0 \text{ g/l} \cdot 0,92 \text{ m/h} \cdot (1 + 0,75) \cdot 2,5 \text{ h}}{9,7 \text{ g/l}} = 1,24 \text{ m}$$

Klarwasserszone h_1 :

$$h_1 = h_{\text{ges}} - h_{23} - h_4$$

$$= 4,77 \text{ m} - 2,00 \text{ m} - 1,24 \text{ m} = 1,53 \text{ m} \quad \geq h_{1,\text{min}} = 0,50 \text{ m}$$

Rücklaufschlammvolumenstrom

$$Q_{RS} = RV \cdot Q_M$$

$$= 0,75 \cdot 180 \text{ m}^3/\text{h} = 135 \text{ m}^3/\text{h}$$

5.3.1.3 Einlaufgestaltung

Die Einlaufgestaltung hat einen wesentlichen Einfluss auf die Durchströmung und die Leistungsfähigkeit der Nachklärung.

Erforderliches Volumen Einlaufbauwerk

Mit einer Mindestdurchflusszeit gemäß DWA-A 131 von 60 s ergibt sich das erforderliche Volumen des Einlaufbauwerks zu:

$$V_{E,\text{min}} = Q_M \cdot t_A$$

$$= 50 \text{ l/s} \cdot 1,75 \cdot 60 \text{ s} = 5 \text{ m}^3$$

vorhanden:

Abmessungen Einlaufbauwerk

Durchmesser Einlaufbauwerk:	d_i	= 2,00 m,	d_a	= 2,50 m
Einlauftiefe:	h_e	= 3,62 m		
Schlitzhöhe:	h	= 1,50 m		
Zulaufdüker:			DN 400	

Volumen Einlaufbauwerk

$$V_E = \frac{d_{i,\text{Einlaufbauwerk}}^2 \cdot 3,14}{4} \cdot h_e$$

$$= \frac{(2,0 \text{ m})^2 \cdot 3,14}{4} \cdot 3,62 \text{ m} = 11,4 \text{ m}^3 \quad \approx \quad V_{E,\text{min}} = 6 \text{ m}^3$$

Einlaufschlitze

gewählt: Horizontale Strömungsgeschwindigkeit: $u = 5 \text{ cm/s}$

Erforderliche Fläche Einlaufschlitze:

$$A_{\text{Schlitz, erf.}} = \frac{Q_M \cdot (1 + RV)}{u}$$

$$= \frac{180 \text{ m}^3/\text{h} \cdot (1 + 0,75)}{0,05 \text{ m/s}} = 1,75 \text{ m}^2$$

Erforderliche Länge Einlaufschlitze

$$L_{\text{Schlitz, erf.}} = \frac{A_{\text{Schlitz}}}{h}$$

$$= \frac{1,75 \text{ m}^2}{1,50 \text{ m}} = 1,16 \text{ m} \quad < \quad U_{\text{Einlaufbauwerk}} = 2,0 \text{ m} \cdot \pi = 6,28 \text{ m}$$

Der Anteil der Einlaufschlitze am Umfang des Einlaufbauwerks muss mindestens 18% betragen.

vorhanden: Mittelbauwerk mit 4 Stützen $0,25 \times 0,25 \text{ m}$

$$L_{\text{Schlitz}} = 6,28 - 4 \cdot 0,25 = 5,28 \text{ m} \quad > \quad L_{\text{Schlitz, erf.}} = 1,16 \text{ m}$$

$$A_{\text{Schlitz}} = L_{\text{Schlitz}} \cdot h$$

$$= 5,28 \text{ m} \cdot 1,50 \text{ m} = 7,92 \text{ m}^2 \quad > \quad A_{\text{Schlitz, erf.}} = 1,75 \text{ m}^2$$

Horizontale Strömungsgeschwindigkeit

$$u = \frac{Q_M \cdot (1 + RV)}{A_{\text{Schlitz}}}$$

$$= \frac{180 \text{ m}^3/\text{h} \cdot (1 + 0,75)}{7,92 \text{ m}^2} = 1,1 \text{ cm/s}$$

Densimetrische Froudezahl F_D

Für eine optimale Einlaufgestaltung erreicht die Summe aus eingeleiteter kinetischer und potenzieller Energie im Eintritt vom Einlaufbauwerk in das Nachklärbecken ein Minimum. Dieser Zustand ist dadurch gekennzeichnet, dass die densimetrische Froudezahl F_D den Wert 1 annimmt. Für die Bemessung wird gemäß DWA-A 131 empfohlen, F_D tendenziell geringfügig kleiner als 1 anzusetzen.

$$F_D = \frac{u}{\sqrt{\frac{\rho_0 - \rho}{\rho} \cdot g \cdot h}}$$

$$= \frac{0,011 \text{ m/s}}{\sqrt{\frac{1.001 \text{ kg/m}^3 - 1.000 \text{ kg/m}^3}{1.000 \text{ kg/m}^3} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,50 \text{ m}}} = 0,09 < 1,0$$

Eintrittsgeschwindigkeit ins Einlaufbauwerk

$$v_E = \frac{Q_M \cdot (1 + RV)}{A_{ZD}} = \frac{Q_M \cdot (1 + RV)}{\pi \cdot \frac{d_{ZD}^2}{4}}$$

$$= \frac{180 \text{ m}^3/\text{h} \cdot (1 + 0,75)}{\pi \cdot \frac{(0,400 \text{ m})^2}{4}} = 0,70 \text{ m/s}$$

G-Wert

Für eine gute Flockenbildung in der Einlaufkammer soll der sogenannte G-Wert bei Mischwasserzulauf zwischen 40 und 80 s^{-1} liegen.

$$G = \sqrt{\frac{P_E}{\mu \cdot V_E}}$$

$$= \sqrt{\frac{22 \text{ Nm/s}}{0,0013 \text{ Ns/m}^2 \cdot 11,4 \text{ m}^3}} = 39 \text{ s}^{-1}$$

Mit:

Ins Einlaufbauwerk eingetragene Leistung

$$P_E = 0,5 \cdot \rho_0 \cdot v_E^2 \cdot Q_M \cdot (1 + RV)$$

$$= 0,5 \cdot 1.001 \text{ kg/m}^3 \cdot (0,70 \text{ m/s})^2 \cdot 180 \text{ m}^3/\text{h} \cdot (1 + 0,75) = 22 \text{ Nm/s}$$

Für das vorhandene Einlaufbauwerk ergibt sich mit einer densimetrischen Froudezahl F_D von 0,1 ein deutlich geringerer Wert als empfohlen. Der G-Wert liegt mit 39 s^{-1} an der unteren Grenze des für eine gute Flockenbildung in der Einlaufkammer günstigen Bereichs von 40 und 80 s^{-1} .

5.3.1.4 Auslegung der Schlammräumung

gewählt:

Räumgeschwindigkeit: 90 m/h

Räumschildhöhe: 0,35 m

Räumintervall

$$t_{SR} = \frac{D_{NB} \cdot \pi}{v_{SR}}$$

$$= \frac{16,0 \text{ m} \cdot \pi}{90 \text{ m/h}} = 0,6 \text{ h}$$

Erforderlicher Räumvolumenstrom

Es gilt folgende Feststoff- und Mengenbilanz:

$$Q_{RS} \cdot TS_{RS} = Q_{SR} \cdot TS_{BS} + Q_K \cdot TS_{BB} = Q_{SR} \cdot TS_{BS} + (Q_{RS} - Q_{SR}) \cdot TS_{BB}$$

Der erforderliche Räumvolumenstrom ergibt sich somit zu:

$$Q_{SR,erforderlich} = Q_{RS} \cdot \frac{TS_{RS} - TS_{BB}}{TS_{BS} - TS_{BB}}$$

$$= 135 \text{ m}^3/\text{h} \cdot \frac{7,0 - 3,0}{9,7 - 3,0} = 81 \text{ m}^3/\text{h}$$

Vorhandener Räumvolumenstrom

$$Q_{SR,vorh.} = \frac{h_{SR} \cdot a \cdot v_{SR} \cdot D_{NB}}{4 \cdot f_{SR}}$$

$$= \frac{0,35 \cdot 1 \cdot 90 \cdot 16,0}{4 \cdot 1,5} = 84 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{SR,erforderlich} = 81 \text{ m}^3/\text{h}$$

Die Feststoffbilanz ist erfüllt.

5.3.1.5 Zusammenfassung der Ergebnisse

Das vorhandene Nachklärbecken erlaubt für die Mischwassermenge von 50 l/s bei einem Schlamminde von 140 ml/g einen TS-Gehalt in der Belebung von 3,0 g/l. Dieser wird für die folgende Bemessung der Belebung angesetzt.

Bei einem längerfristig geringeren Schlamminde von unter 120 ml/g kann der Trockenstoffgehalt in der Belebung auf bis zu 3,5 g/l erhöht werden.

Die Ergebnisse der Bemessung bzw. Nachrechnung der Nachklärung nach DWA-Arbeitsblatt A 131 sind in Tabelle 5.2 zusammengestellt.

Tabelle 5.2: Ergebnisse der Bemessung der vorhandenen Nachklärung nach DWA-A 131

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Wert
Räumerart		-	Saugräumer
Schlammindex, Eindickzeit, Rücklaufverhältnis			
Mischwasserzufluss	Q_M	l/s	50
Schlammindex	ISV	ml/g	140
Eindickzeit	t_E	h	2,5
TS Bodenschlamm	TS_{BS}	kg/m ³	9,7
Verhältnis TS_{RS}/TS_{BS}	-	-	0,75
TS Rücklaufschlamm	TS_{RS}	kg/m ³	7,3
Rücklaufverhältnis	RV	-	0,75
Zulässiger TS im Ablauf Belebungsbecken	TS_{AB}	kg/m ³	3,12
gewählter TS im Ablauf Belebungsbecken	TS_{AB}	kg/m ³	3,0
TS Rücklaufschlamm bei gewähltem TS_{AB}	TS_{RS}	kg/m ³	7,0
Beckenoberfläche und Abmessungen			
Zulässige Schlammvolumenbeschickung	q_{SV}	l/(m ² ·h)	500
Zulässige Oberflächenbeschickung	q_A	m/h	1,6
Erforderliche Beckenoberfläche	A_{NB}	m ²	151
Erforderlicher Beckendurchmesser	d_{NB}	m	13,87
Gewählter Durchmesser	d_{NB}	m	16,00
äußerer Durchmesser Einlaufbauwerk, gewählt	$d_{a, Einlaufbauwerk}$	m	2,50
Vorhandene Beckenoberfläche	A_{NB}	m	196
Vorhandene Oberflächenbeschickung	q_A	m/h	0,92
Vorhandene Schlammvolumenbeschickung	q_{SV}	l/(m ² ·h)	386
Beckentiefe			
gewählte Beckentiefe auf 2/3 des Radius	h_{ges}	m	4,77
Klarwasser- und Rückströmzone	h_1	m	1,53
Übergangs- und Pufferzone	h_{23}	m	2,00
Eindick- und Räumzone	h_4	m	1,24
Einlaufgestaltung			
Tiefe Einlauf unter WSP, gewählt	h_e	m	3,62
innerer Durchmesser Einlaufbauwerk, gewählt	$d_{i, Einlaufbauwerk}$	m	2,00
Durchmesser Einlaufdüker, gewählt	DN_{ZD}	m	0,40
Horizontale Strömungsgeschwindigkeit	u	m/s	0,011
Densimetrische Froudezahl	F_D	-	0,09
G-Wert	G	1/s	39
Schlammräumung			
Räumschildhöhe, gewählt	h_{SR}	m	0,35
Räumgeschwindigkeit, gewählt	v_{SR}	m/h	90 ¹⁾
Räumintervall	t_{SR}	h	0,6
vorh. Räumvolumenstrom	Q_{SR}	m ³ /h	84
erf. Räumvolumenstrom	Q_{SR}	m ³ /h	81

1): gewählt

Die Gestaltung des vorhandenen Einlaufbauwerks entspricht nicht den Empfehlungen des aktuellen DWA-Arbeitsblattes A 131. Solange die Funktionalität des Einlaufes und ein damit einhergehender prozessstabiler Betrieb des Nachklärbeckens gegeben ist, besteht jedoch keine Notwendigkeit, das Einlaufbauwerk baulich zu verändern.

5.3.2 Belebungsbecken

5.3.2.1 Übersicht der zu betrachtenden Lastfälle

Die Auslegung des Belebungsbeckens erfolgt anhand des DWA-Arbeitsblattes A 131 vom Juni 2016 auf Basis der Nenn-Ausbaugrößen von 4.000 EW_{60} bzw. 4.600 EW_{60} .

Aufgrund des Verhältnisses der Belastung an allen Tagen im Vergleich zur Belastung bei Trockenwetter ergeben sich gemäß Kapitel 3 CSB-Bemessungslasten für die Belebung für die beiden Ausbaustufen von 4.900 EW_{120} bzw. 5.500 EW_{120} .

Vorhanden ist ein Belebungsbecken zur intermittierenden Denitrifikation mit einem Volumen von 1.530 m^3 . Dieses Volumen bleibt für die derzeitige Nenn-Ausbaugröße von 4.000 EW_{60} unverändert.

Für die Nenn-Ausbaugröße 4.600 EW_{60} wird im Bedarfsfalle ein zusätzliches Becken errichtet, so dass sich ein Gesamtbeckenvolumen von 2.500 m^3 ergibt.

Die Bemessung/Nachrechnung der Belebung erfolgt somit für folgende Lastfälle:

- Nenngröße 4.000 EW_{60} (entsprechend der Ist-Belastung) mit vorhandenem Beckenvolumen ($V_{BB} = 1.530 \text{ m}^3$)
- Nenngröße 4.600 EW_{60} mit erweiterter Belebung ($V_{BB} = 2.500 \text{ m}^3$)

Neben den maßgebenden Belastungen gem. Tabelle 3.1 werden nach Tabelle 5.3 folgende Parameter und Annahmen für die Berechnungen zur Bemessung der Belebung zu Grunde gelegt:

Tabelle 5.3: Annahmen für die Bemessung der Belebung gemäß DWA-A 131

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Mittel	85%-Wert
Temperatur	T _{BB}	°C	12,5	10 / 7 / 20
TS Belebung	TS _{BB}	g/l	3,0	3,0
Erforderlicher Prozessfaktor	PF	-	-	2,0
CSB im Ablauf	S _{CSB,AN}	mg/l	25 **	30 **
N _{org} im Ablauf	S _{orgN,AN}	mg/l	2,0	2,0
NH ₄ im Ablauf	S _{NH4,AN}	mg/l	0,0	0,0
NO ₃ im Ablauf	S _{NO3,AN}	mg/l	4,0	4,0
P _{ges} im Ablauf	C _{P,AN}	mg/l	1,0	1,5
Inerter Anteil am partikulären CSB	f _A	-	0,3	0,3
Anteil der anorganischen Feststoffe	f _B	-	0,3	0,3
Anteil des leicht abbaubaren CSB	f _{CSB}	-	0,2	0,2
Anteil gelöster CSB	f _{CSB,gelöst}	-	0,35 *	0,35 *
Stoßfaktor N-Fracht	f _N	-	2,0	2,0
Stoßfaktor CSB-Fracht	f _C	-	1,15	1,15
Faktor für P-Anteil in BM	f _{P,BM}	-	0,005	0,005
Faktor für Bio-P	f _{BioP}	-	0	0
Fällmittel	-	-	Aluminium	Aluminium
Beta-Wert	-	mol/mol	2,2	2,2
N-Anteil in BM	f _{orgN,BM}	-	0,07	0,07
N an inerten partikulären Fraktionen	f _{orgN,inert}	-	0,03	0,03
Ertragskoeffizient	Y	g/g	0,67	0,67
Zerfallskoeffizient	b	1/d	0,17	0,17

* Annahme gemäß DWA-A 131; ** außerhalb der der Vorgaben/Ansätze gem. DWA-A 131

5.3.2.2 Bemessung für Ausbaugröße 4.000 EW₁₂₀

5.3.2.2.1 Fraktionierung des chemischen Sauerstoffbedarfs

Gemäß DWA-Arbeitsblatts A 131 erfolgt eine Fraktionierung des CSB im Zulauf in eine gelöste und eine partikuläre Fraktion, wobei sich diese wiederum aus je einem abbaubaren und einem inerten Anteil zusammensetzen:

$$\begin{aligned}
 C_{\text{CSB,ZB}} &= S_{\text{CSB,ZB}} + X_{\text{CSB,ZB}} \\
 &= S_{\text{CSB,abb,ZB}} + S_{\text{CSB,inert,ZB}} + X_{\text{CSB,abb,ZB}} + X_{\text{CSB,inert,ZB}}
 \end{aligned}$$

Der abbaubare CSB im Zulauf ergibt sich aus dem gesamten CSB im Zulauf sowie den beiden inerten Fraktionen, aufgeteilt in gelösten und partikulären CSB.

$$\begin{aligned}
 \text{Gelöster CSB:} \quad S_{\text{CSB,ZB}} &= f_{\text{CSB,gelöst}} \cdot C_{\text{CSB,ZB}} \\
 &= 0,35 \cdot 985 \text{ mg/l} = 345 \text{ mg/l}
 \end{aligned}$$

$$\text{Gelöst inerter CSB:} \quad S_{\text{CSB,inert,ZB}} = S_{\text{CSB,AN}} = 0,03 \cdot C_{\text{CSB,ZB}} = 30 \text{ mg/l}$$

$$\begin{aligned} \text{Partikulärer CSB: } X_{\text{CSB,ZB}} &= C_{\text{CBS,ZB}} - S_{\text{CSB,ZB}} \\ &= 985 \text{ mg/l} - 345 \text{ mg/l} = 640 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Partikulär inerter CSB: } X_{\text{CSB, inert,ZB}} &= f_A \cdot X_{\text{CSB,ZB}} \\ &= 0,30 \cdot 640 \text{ mg/l} = 192 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Abbaubarer CSB: } C_{\text{CSB, abb,ZB}} &= C_{\text{CSB,ZB}} - S_{\text{CSB, inert,ZB}} - X_{\text{CSB, inert,ZB}} \\ &= 985 \text{ mg/l} - 30 \text{ mg/l} - 192 \text{ mg/l} = 763 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

Die für die Denitrifikation und biologische Phosphorelimination relevante leicht abbaubare CSB-Fraktion ergibt sich zu:

$$\begin{aligned} C_{\text{CSB, la,ZB}} &= f_{\text{CSB}} \cdot C_{\text{CSB, abb,ZB}} \\ &= 0,2 \cdot 763 \text{ mg/l} = 153 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

5.3.2.2 Ermittlung des erforderlichen Belebungsbeckenvolumens

Erforderliches Schlammalter

$$\begin{aligned} \text{Aerobes Schlammalter: } t_{\text{TS, aerob, Bem}} &= \text{PF} \cdot 3,4 \cdot 1,103^{(15-T)} \\ &= 2,0 \cdot 3,4 \cdot 1,103^{(15-10)} = 11,1 \text{ d} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gesamtschlammalter: } t_{\text{TS, Bem}} &= t_{\text{TS, aerob, Bem}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{v_D}{v_{\text{BB}}}} \\ &= 11,1 \text{ d} \cdot \frac{1}{1 - 0,28} = 15,4 \text{ d} \end{aligned}$$

Schlammproduktion aus dem CSB-Abbau

Der als CSB gemessene, produzierte Schlamm setzt sich aus dem inerten partikulären Zulauf-CSB, der gebildeten Biomasse und den vom endogenen Zerfall der Biomasse verbliebenen inerten Feststoffen zusammen:

$$X_{\text{CSB, ÜS}} = X_{\text{CSB, inert,ZB}} + X_{\text{CSB, BM}} + X_{\text{CSB, inert, BM}}$$

Aus der Bildung und dem endogenen Zerfall des Schlammes ergibt sich der CSB der Biomasse zu:

$$\begin{aligned} X_{\text{CSB, BM}} &= (C_{\text{CSB, abb,ZB}} \cdot Y) \cdot \frac{1}{1 + b \cdot t_{\text{TS}} \cdot 1,072^{(T-15)}} \\ &= (763 \text{ mg/l} \cdot 0,67) \cdot \frac{1}{1 + 0,17 \cdot 15,4 \text{ d} \cdot 1,072^{(10-15)}} = 179 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

Nach dem endogenen Zerfall verbleibenden 20% der zerfallenen Biomasse als inerter Anteil des CSB in der Biomasse.

$$\begin{aligned} X_{\text{CSB, inert, BM}} &= 0,2 \cdot X_{\text{CSB, BM}} \cdot t_{\text{TS}} \cdot b \cdot 1,072^{(T-15)} \\ &= 0,2 \cdot 179 \text{ mg/l} \cdot 15,4 \text{ d} \cdot 0,17 \cdot 1,072^{(10-15)} = 66 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

CSB-Konzentration des Überschussschlamm:

$$\begin{aligned} X_{\text{CSB, ÜS}} &= X_{\text{CSB, inert, ZB}} + X_{\text{CSB, BM}} + X_{\text{CSB, inert, BM}} \\ &= 192 \text{ mg/l} + 179 \text{ mg/l} + 66 \text{ mg/l} = 437 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

Tägliche Schlammproduktion aus CSB-Abbau:

$$\begin{aligned} \ddot{U}_{\text{d, C}} &= Q_{\text{d, Konz}} \cdot \frac{\frac{X_{\text{CSB, inert, ZB}}}{1,33} + \frac{X_{\text{CSB, BM}} + X_{\text{CSB, inert, BM}}}{0,92 \cdot 1,42} + X_{\text{anorg TS, ZB}}}{1000} \\ &= Q_{\text{d, Konz}} \cdot \frac{\frac{X_{\text{CSB, inert, ZB}}}{1,33} + \frac{X_{\text{CSB, BM}} + X_{\text{CSB, inert, BM}}}{0,92 \cdot 1,42} + f_{\text{B}} \cdot X_{\text{TS, ZB}}}{1000} \\ &= 600 \text{ m}^3/\text{d} \cdot \frac{\frac{192 \text{ mg/l}}{1,33} + \frac{179 \text{ mg/l} + 66 \text{ mg/l}}{0,92 \cdot 1,42} + 0,3 \cdot 498 \text{ mg/l}}{1000} = 289 \text{ kg/d} \end{aligned}$$

Schlammproduktion aus Phosphorelimination

Die Schlammproduktion aus der Phosphorelimination setzt sich aus den Feststoffen der biologischen Phosphorelimination und der Simultanfällung zusammen.

Für die biologische Phosphorelimination wird mit 3 g TS pro g biologisch eliminiertem Phosphor gerechnet.

Mit einem Fällmittelbedarf von 2,2 mol/mol $X_{\text{P, Fäll}}$ und einer Schlammproduktion von 4,0 kg TS/kg Al ergibt sich ein Feststoffanfall aus der Simultanfällung mit Aluminium von 7,7 g TS pro g gefällttem Phosphor.

$$\begin{aligned} \ddot{U}_{\text{d, P}} &= Q_{\text{d, Konz}} \cdot \frac{(3 \cdot X_{\text{P, BioP}} + 7,7 \cdot X_{\text{P, Fäll, Al}})}{1000} \\ &= 600 \text{ m}^3/\text{d} \cdot \frac{(3 \cdot 0,0 \text{ mg/l} + 7,7 \cdot 4,1 \text{ mg/l})}{1000} = 19 \text{ kg/d} \end{aligned}$$

Mit:

Anteil des bei der biologischen Phosphorelimination gebundenen Phosphors:

$$\begin{aligned} X_{\text{P, BioP}} &= f_{\text{BioP}} \cdot C_{\text{CSB, ZB}} \\ &= 0,000 \cdot 985 \text{ mg/l} = 0,0 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

In Biomasse inkorporierter Phosphor:

$$\begin{aligned} X_{P,BM} &= f_{P,BM} \cdot C_{CSB,ZB} \\ &= 0,005 \cdot 985 \text{ mg/l} = 4,9 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

Durch Fällung eliminiertes Phosphor:

$$\begin{aligned} X_{P,Fäll} &= C_{P,ZB} - C_{P,AN} - X_{P,BM} - X_{P,BioP} \\ &= 10,5 \text{ mg/l} - 1,5 \text{ mg/l} - 4,9 \text{ mg/l} - 0,0 \text{ mg/l} = 4,1 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

Fällmittelbedarf

Die täglich erforderliche Fällmitteldosierung liegt bei:

$$\begin{aligned} \text{Fällmittel} &= \frac{X_{P,Fäll} \cdot Q_{d,Konz}}{1000} \cdot 1,9 \text{ kg Al/kg P} \\ &= \frac{4,1 \text{ mg/l} \cdot 600 \text{ m}^3/\text{d}}{1000} \cdot 1,9 \text{ kg Al/kg P} = 4,7 \text{ kg/d} \end{aligned}$$

Tägliche Überschussschlammproduktion

Die tägliche Überschussschlammmenge ergibt sich aus der Schlammproduktion aus dem CSB-Abbau und der Schlammproduktion aus der P-Elimination zu:

$$\begin{aligned} \ddot{U}S_d &= \ddot{U}S_{d,C} + \ddot{U}S_{d,P} \\ &= 289 \text{ kg/d} + 19 \text{ kg/d} = 308 \text{ kg/d} \end{aligned}$$

Erforderliches Belebungsbeckenvolumen

$$\begin{aligned} V_{BB,erforderlich} &= \frac{t_{TS} \cdot \ddot{U}S_d}{TS_{BB}} \\ &= \frac{15,4 \text{ d} \cdot 308 \text{ kg/d}}{3,0 \text{ g/l}} = 1.581 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Für die weiteren Betrachtungen wird mit dem vorhandenen Belebungsbeckenvolumen von **1.530 m³** gerechnet.

5.3.2.2.3 Nachweis für Beckenvolumen von 1.530 m³

Mit einem gewählten Beckenvolumen von 1.530 m³, einem Denitrifikationsanteil von 28% und einem TS-Gehalt in der Belebung von 3,0 g/l ergeben sich mit den zuvor angegebenen Formeln die in Tabelle 5.4 aufgeführten Ergebnisse.

Tabelle 5.4: Ergebnisse für Beckenvolumen von 1.530 m³

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Ergebnisse mit gewähltem V _{BB}
Volumen Belebungsbecken	V _{BB}	m ³	1.530
Denitrifikationsanteil	V _D /V _{BB}	%	28
Schlammalter	t _{TS}	d	14,9
aerobes Schlammalter	t _{TS,aerob}	d	10,7
CSB in Biomasse	X _{CSB,BM}	mg/l	184
inertler Anteil des CSB in Biomasse	X _{CSB,inert,BM}	mg/l	65
CSB-Konzentration des Überschussschlamm	X _{CSB,ÜS}	mg/l	442
Schlammproduktion aus CSB-Abbau	ÜS _{d,C}	kg/d	291
in Biomasse inkorporierter Phosphor	X _{P,BM}	mg/l	4,9
bei der BioP biologisch gebundener Phosphor	X _{P,BioP}	mg/l	0,0
zu fällendes Phosphat	X _{P,Fäll}	mg/l	4,1
Schlammproduktion aus P-Elimination	ÜS _{d,P}	kg/d	19
Fällmittelbedarf	-	kg Al/d	4,7
Überschussschlammfall	ÜS _d	kg/d	310

5.3.2.2.4 Nachweis der Denitrifikation

Berechnung der zu denitrifizierenden Nitratkonzentration

Die zu denitrifizierende Nitratkonzentration ergibt sich aus der Stickstoffbilanz zu:

$$\begin{aligned}
 S_{\text{NO}_3,\text{D}} &= C_{\text{N,ZB}} - S_{\text{orgN,AN}} - S_{\text{NH}_4,\text{AN}} - S_{\text{NO}_3,\text{AN}} - X_{\text{orgN,BM}} - X_{\text{orgN,inert}} \\
 &= 65,0 \text{ mg/l} - 2,0 \text{ mg/l} - 0 \text{ mg/l} - 4,0 \text{ mg/l} - 12,9 \text{ mg/l} - 7,7 \text{ mg/l} = 38,4 \text{ mg/l}
 \end{aligned}$$

Mit:

in Biomasse inkorporierter Stickstoff:

$$\begin{aligned}
 X_{\text{orgN,BM}} &= f_{\text{orgN,BM}} \cdot X_{\text{CSB,BM}} \\
 &= 0,07 \cdot 184 \text{ mg/l} = 12,9 \text{ mg/l}
 \end{aligned}$$

an inerte partikuläre Stoffe gebundener organischer Stickstoff:

$$\begin{aligned}
 X_{\text{orgN,inert}} &= f_{\text{orgN,inert}} \cdot (X_{\text{CSB,inert,BM}} + X_{\text{CSB,inert,ZB}}) \\
 &= 0,03 \cdot (65 \text{ mg/l} + 192 \text{ mg/l}) = 7,7 \text{ mg/l}
 \end{aligned}$$

Sauerstoffbedarf für den Kohlenstoffabbau

Gesamter Sauerstoffverbrauch:

$$\begin{aligned}
 \text{OV}_C &= C_{\text{CSB,abb,ZB}} - X_{\text{CSB,BM}} - X_{\text{CSB,inert,BM}} \\
 &= 763 \text{ mg/l} - 184 \text{ mg/l} - 65 \text{ mg/l} = 514 \text{ mg/l}
 \end{aligned}$$

Sauerstoffbedarfsäquivalent in der Denitrifikation:

$$\begin{aligned} \text{OV}_{C,D} &= 0,75 \cdot \left[\text{OV}_{C,la,int} + (\text{OV}_C - \text{OV}_{C,la,int}) \cdot \left(\frac{V_D}{V_{BB}} \right) \right] \\ &= 0,75 \cdot (0 \text{ mg/l} + (514 \text{ mg/l} - 0 \text{ mg/l}) \cdot 0,28) = 108 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

Vergleich von Sauerstoff-Verbrauch und Sauerstoff-Dargebot

Der Nachweis einer ausreichenden Reduzierung der Nitratkonzentration wird über den Vergleich von Sauerstoffzehrung zu Sauerstoffangebot aus Nitrat geführt. Dieser Wert soll für die Bemessung bei 1 liegen, sonst ist der Denitrifikationsanteil entsprechend zu verändern.

$$\begin{aligned} x &= \frac{\text{OV}_{C,D}}{2,86 \cdot S_{\text{NO}_3,D}} \\ &= \frac{108 \text{ mg/l}}{2,86 \cdot 38,4 \text{ mg/l}} = 0,983 \approx 1,0 \end{aligned}$$

Mit einem Wert von 1,0 bei einem Denitrifikationsanteil von 28% ist für die Belegung mit einem Beckenvolumen von 1.530 m³ eine ausreichende Denitrifikation gewährleistet.

gewählt: $V_D/V_{BB} = 28\%$ (intermittierend) und $V_{BB} = 1.530 \text{ m}^3$

Aerobes Schlammalter

$$\begin{aligned} t_{\text{TS,aerob}} &= t_{\text{TS}} \cdot \left(1 - \frac{V_D}{V_{BB}} \right) \\ &= 14,9 \text{ d} \cdot (1 - 0,28) = 10,7 \text{ d} \end{aligned}$$

Vorhandener Prozessfaktor

$$\begin{aligned} \text{PF} &= \frac{t_{\text{TS,aerob}}}{3,4 \cdot 1,103^{(15-T_{\text{Bem}})}} \\ &= \frac{10,7 \text{ d}}{3,4 \cdot 1,103^{(15-10)}} = 1,95 \quad \approx \quad \text{PF}_{\text{erforderlich}} = 2,0 \end{aligned}$$

5.3.2.2.5 Nachweis der Säurekapazität im Ablauf

$$\begin{aligned} S_{\text{KS,AB}} &= S_{\text{KS,ZB}} - [0,07 \cdot (S_{\text{NH}_4,\text{ZB}} - S_{\text{NH}_4,\text{AN}} + S_{\text{NO}_3,\text{AN}} - S_{\text{NO}_3,\text{ZB}}) + 0,11 \cdot S_{\text{AI}} - 0,03 \cdot \\ &X_{\text{P,Fäll}}] \\ &= 7,0 - [0,07 \cdot (43 - 0 + 4,0 - 0) + 0,11 \cdot 7,8 - 0,03 \cdot 4,1] = 3,0 \text{ mmol/l} \end{aligned}$$

5.3.2.2.6 Nachweis der Nitrifikation bei tiefen Temperaturen ($T_{\min} = 7^{\circ}\text{C}$)

Minimaler Denitrifikationsanteil für $T_{\min} = 7^{\circ}\text{C}$ und Bemessungsschlammalter:

$$\begin{aligned}\frac{V_D}{V_{BB}} &= 1 - \frac{PF \cdot 3,4 \cdot 1,103^{(15-T_{\min})}}{t_{TS,Bem}} \\ &= 1 - \frac{1,95 \cdot 3,4 \cdot 1,103^{(15-7)}}{14,9 \text{ d}} = 3\%\end{aligned}$$

Mit: gewählt $V_D/V_{BB} = 28\%$

$$\begin{aligned}PF &= \frac{t_{TS,Bem} \cdot \left(1 - \frac{V_D}{V_{BB}}\right)}{3,4 \cdot 1,103^{(15-T_{\min})}} \\ &= \frac{14,9 \text{ d} \cdot (1 - 0,28)}{3,4 \cdot 1,103^{(15-7)}} = 1,44 > PF_{\min,erforderlich} = 1,2\end{aligned}$$

Mit einem Denitrifikationsanteil von 28% kann eine ausreichende Nitrifikation bei 7°C sichergestellt werden.

5.3.2.2.7 Ermittlung des erforderlichen Sauerstoffbedarfs bei T_{\max}

Grundlage für die Ermittlung des Sauerstoffbedarfs ist die maximale Temperatur in der Belebung. Diese lag in den vergangenen Jahren bei bis zu rd. 20°C (vgl. Abbildung 2.12).

Der zur Ermittlung des Sauerstoffbedarfs erforderliche Sauerstoffverbrauch OV_C sowie der Anteil des zu denitrifizierenden Stickstoffs $S_{NO_3,D}$ ergeben sich bei dieser Temperatur und einem erforderlichen Denitrifikationsanteil von bis zu 50% zu:

$$S_{NO_3,D,20^{\circ}\text{C}} = 44 \text{ mg/l}$$

$$OV_{C,20^{\circ}\text{C}} = 583 \text{ mg/l}$$

Der Sauerstoffbedarf setzt sich aus dem Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffelimination abzüglich des Anteils, der durch die Denitrifikation gedeckt wird und dem Sauerstoffverbrauch für die Nitrifikation zusammen:

$$OV_d = (OV_{d,C} - OV_{d,D}) + OV_{d,N}$$

Mit:

Täglicher Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoff-Elimination:

$$\begin{aligned}OV_{d,C} &= Q_{d,Konz} \cdot \frac{OV_C}{1000} \\ &= 600 \text{ m}^3/\text{d} \cdot \frac{583 \text{ mg/l}}{1000} = 350 \text{ kg/d}\end{aligned}$$

Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoff-Elimination, der durch die Denitrifikation gedeckt wird:

$$\begin{aligned} \text{OV}_{d,D} &= Q_{d,\text{Konz}} \cdot 2,86 \cdot \frac{S_{\text{NO}_3,D}}{1000} \\ &= 600 \text{ m}^3/\text{d} \cdot 2,86 \cdot \frac{44 \text{ mg/l}}{1000} = 76 \text{ kg/d} \end{aligned}$$

Täglicher Sauerstoffverbrauch für die Nitrifikation:

$$\begin{aligned} \text{OV}_{d,N} &= Q_{d,\text{Konz}} \cdot 4,3 \cdot \frac{S_{\text{NO}_3,D} - S_{\text{NO}_3,ZB} + S_{\text{NO}_3,AN}}{1000} \\ &= 600 \text{ m}^3 \cdot 4,3 \cdot \frac{44 \text{ mg/l} - 0 \text{ mg/l} + 4,0 \text{ mg/l}}{1000} = 124 \text{ kg/d} \end{aligned}$$

Maximaler stündlicher Sauerstoffverbrauch

$$\text{OV}_{h,\text{max}} = \frac{f_C \cdot (\text{OV}_{d,C,\text{max}} - \text{OV}_{d,D,\text{max}}) + f_N \cdot \text{OV}_{d,N,\text{max}}}{24 \text{ h/d}} \cdot \frac{1}{1 - \left(\frac{V_D}{V_{BB}}\right)}$$

Mit getrennten Stoßfaktoren:

Lastfall 1: $f_C = 1,15$ und $f_N = 1,0$

$$\text{OV}_{h,\text{max}} = \frac{1,15 \cdot (350 \text{ kg/d} - 76 \text{ kg/d}) + 1,0 \cdot 124 \text{ kg/d}}{24 \text{ h/d}} \cdot \frac{1}{1 - 0,50} = 37 \text{ kg/h}$$

Lastfall 2: $f_C = 1,0$ und $f_N = 2,0$

$$\text{OV}_{h,\text{max}} = \frac{1,0 \cdot (350 \text{ kg/d} - 76 \text{ kg/d}) + 2,0 \cdot 124 \text{ kg/d}}{24 \text{ h/d}} \cdot \frac{1}{1 - 0,50} = 44 \text{ kg/h}$$

Maßgebend ist hier der Stoßfaktor für N. Der maximale Sauerstoffverbrauch ergibt sich somit zu $\text{OV}_{h,\text{max}} = 44 \text{ kg/h}$.

5.3.2.2.8 Ermittlung mittlerer und minimaler Sauerstoffverbrauch bei $T_{\text{Bemessung}}$

Bei der Bemessungstemperatur von 10°C ergeben sich mit den zuvor aufgeführten Formeln und einem Denitrifikationsanteil von 28% folgende Sauerstoffverbräuche:

$$\text{OV}_{d,C,10^\circ\text{C}} = 308 \text{ kg/d}$$

$$\text{OV}_{d,D,10^\circ\text{C}} = 66 \text{ kg/d}$$

$$\text{OV}_{d,N,10^\circ\text{C}} = 109 \text{ kg/d}$$

Mittlerer stündlicher Sauerstoffverbrauch

$$\begin{aligned} \text{OV}_{h,aM} &= \frac{(\text{OV}_{d,C,aM} - \text{OV}_{d,D,aM}) + \text{OV}_{d,N,aM}}{24 \text{ h/d}} \cdot \frac{1}{1 - \left(\frac{V_D}{V_{BB}}\right)} \\ &= \frac{(308 \text{ kg/d} - 66 \text{ kg/d}) + 109 \text{ kg/d}}{24 \text{ h/d}} \cdot \frac{1}{1 - 0,28} = 20 \text{ kg/h} \end{aligned}$$

Minimaler stündlicher Sauerstoffverbrauch

$$\begin{aligned} \text{OV}_{h,\min} &= \frac{\text{OV}_{d,C}}{\left(\frac{3,92}{t_{TS} \cdot 1,072^{(T-15)}} + 1,66\right) \cdot 24 \text{ h/d}} \cdot \frac{1}{1 - \left(\frac{V_D}{V_{BB}}\right)} \\ &= \frac{308 \text{ kg/d}}{\left(\frac{3,92}{14,9 \cdot 1,072^{(10-15)}} + 1,66\right) \cdot 24 \text{ h/d}} \cdot \frac{1}{1 - 0,28} = 9 \text{ kg/h} \end{aligned}$$

5.3.2.2.9 Ergebnisse der Bemessung

Für die mittlere Belastung wurde analog vorgegangen. Die relevanten Ergebnisse der betrachteten Lastfälle sind in Tabelle 5.5 zusammengefasst.

Tabelle 5.5: Ergebnisse der Bemessung der Belebung gemäß DWA-A 131 für das vorhandene Belebungsbeckenvolumen

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Ausbaugröße 4.000 EW ₆₀ (Ist-Belastung)	
			50%-Wert	85%-Wert
TS Belebung	TS _{BB}	g/l	3,0	3,0
Volumen Belebung	V _{BB}	m ³	1.530	1.530
Denitrifikationsanteil	V _D /V _{BB}	%	45	28
Prozessfaktor	PF	-	3,43	1,95
Temperatur	T _{BB}	°C	12,5	10,0
Schlammalter	t _{TS}	d	27,1	14,9
aerobes Schlammalter	t _{TS,aerob}	d	14,9	10,7
N _{org} im Ablauf	S _{orgN,AN}	mg/l	2,0	2,0
NH ₄ im Ablauf	S _{NH4,AN}	mg/l	0,0	0,0
NO ₃ im Ablauf	S _{NO3,AN}	mg/l	4,0	4,0
P _{ges} im Ablauf	C _{Pges,AN}	mg/l	1,0	1,5
Säurekapazität im Ablauf *	S _{KS,AN}	mmol/l	4,1	3,0
FM-Bedarf		kg Al/d	3,2	4,7
Überschussschlamm	ÜS _d	kg/d	169	310
mittlerer Sauerstoffverbrauch	OV _{h,aM}	kg/h	18	20
min. Sauerstoffverbrauch	OV _{h,min}	kg/h	8	9
Nachweis Nitrifikation (T_{min} = 7°C)				
Denitrifikationsanteil	V _D /V _{BB}	%	45	28
Prozessfaktor	PF	-	1,91	1,38
NO ₃ im Ablauf (T _{min})	S _{NO3,AN}	mg/l	4,0	4,0
Maximaler O₂-Bedarf (T_{max} = 20°C)				
Denitrifikationsanteil	V _D /V _{BB}	%	n.b.	50
NO ₃ im Ablauf (T _{max})	S _{NO3,AN}	mg/l	n.b.	4,0
max. Sauerstoffverbrauch (20°C)	OV _{h,max}	kg/h	n.b.	44

* mit Säurekapazität im Zulauf 7 mmol/l (Annahme)

Mit dem vorhandenen Beckenvolumen von 1.530 m³ und einem Feststoffgehalt von 3,0 g/l kann eine Belastung von bis zu 4.900 EW₁₂₀ entsprechend der aktuellen Belastung nach dem Stand der Technik gem. DWA-A 131 nachgewiesen werden, Tabelle 5.5.

Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass der Überschussschlamm mit einem mittleren Schlammalter von rd. 27 Tagen grenzwertig stabilisiert sein wird.

5.3.2.3 Bemessung für Ausbaugröße 4.600 EW₁₂₀

Bei der Bemessung der erweiterten Belebung für die optionale Nenn-Ausbaugröße von 4.600 EW₆₀ wurde analog vorgegangen. Die relevanten Ergebnisse der betrachteten Lastfälle sind in Tabelle 5.6 zusammengefasst.

Tabelle 5.6: Ergebnisse der Bemessung der erweiterten Belebung gemäß DWA-A 131 für die Nenn-Ausbaugröße 4.600 EW₆₀

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Ausbaugröße 4.600 EW ₆₀ (Q _F ≈ 40%)		Ausbaugröße 4.600 EW ₆₀ (Q _F = 25%)	
			50%-Wert	85%-Wert	50%-Wert	85%-Wert
TS Belebung	TS _{BB}	g/l	3,0	3,0	3,0	3,0
Volumen Belebung	V _{BB}	m ³	2.500	2.500	2.500	2.500
Denitrifikationsanteil	V _D /V _{BB}	%	45	31	45	32
Prozessfaktor	PF	-	5,05	2,80	5,01	2,74
Temperatur	T _{BB}	°C	12,5	10	12,5	10
Schlammalter	t _{TS}	d	39,9	22,5	39,6	22,4
aerobes Schlammalter	t _{TS,aerob}	d	21,9	15,5	21,8	15,2
N _{org} im Ablauf	S _{orgN,AN}	mg/l	2,0	2,0	2,0	2,0
NH ₄ im Ablauf	S _{NH₄,AN}	mg/l	0,0	0,0	0,0	0,0
NO ₃ im Ablauf	S _{NO₃,AN}	mg/l	4,0	4,0	4,0	4,0
P _{ges} im Ablauf	C _{Pges,AN}	mg/l	1,0	1,5	1,0	1,5
Säurekapazität im Ablauf *	S _{KS,AN}	mmol/l	3,9	2,7	3,4	1,9
FM-Bedarf		kg Al/d	3,9	5,9	4,1	6,2
Überschussschlamm	ÜS _d	kg/d	188	333	189	335
mittlerer Sauerstoffverbrauch	OV _{h,aM}	kg/h	22	26	22	26
min. Sauerstoffverbrauch	OV _{h,min}	kg/h	10	12	10	12
Nachweis Nitrifikation (T_{min} = 7°C)						
Denitrifikationsanteil	V _D /V _{BB}	%	45	31	45	32
Prozessfaktor	PF	-	2,84	2,03	2,81	1,98
NO ₃ im Ablauf (T _{min})	S _{NO₃,AN}	mg/l	4,0	4,0	4,0	4,0
Maximaler O₂-Bedarf (T_{max} = 20°C)						
Denitrifikationsanteil	V _D /V _{BB}	%	n.b.	50	n.b.	50
NO ₃ im Ablauf (T _{max})	S _{NO₃,AN}	mg/l	n.b.	4,0	n.b.	4,0
max. Sauerstoffverbrauch (20°C)	OV _{h,max}	kg/h	n.b.	52	n.b.	52

* mit Säurekapazität im Zulauf 7 mmol/l (Annahme)

5.3.2.4 Auslegungen zu den Belüftungseinrichtungen

Der maximale und der minimale Sauerstoffverbrauch für den Betrieb mit 2 Belebungsbecken ergeben sich aus Tabelle 5.6 insgesamt zu:

$$OV_{\max} = 52 \text{ kg/h}$$

$$OV_{\min} = 10 \text{ kg/h}$$

Das Abwasser wird zukünftig entsprechend der anteiligen Volumina der beiden Belebungsbecken über ein neu zu errichtendes Verteilerbauwerk aufgeteilt. Für die beiden Becken ergeben sich der maximal und der minimal erforderliche Sauerstoffverbrauch somit zu anteilig:

$$OV_{\max}: \quad \text{BB 1: } 31 \text{ kg/h} \quad \text{und} \quad \text{BB 2: } 21 \text{ kg/h}$$

$$OV_{\min}: \quad \text{BB 1: } 6 \text{ kg/h} \quad \text{und} \quad \text{BB 2: } 4 \text{ kg/h}$$

Die Auslegung der Belüftungseinrichtungen erfolgt für den zukünftigen Betrieb der Anlage mit 2 Belebungsbecken sowie als Sonderlastfall für den derzeitigen Betriebszustand nur mit dem vorhandenen Belebungsbecken und der aktuellen Belastung.

Für den derzeitigen Betrieb mit einem Becken errechnet sich der Sauerstoffverbrauch nach Tabelle 5.5 zu:

$$OV_{\max} = 44 \text{ kg/h}$$

$$OV_{\min} = 8 \text{ kg/h}$$

Erforderlicher Sauerstoffeintrag

$$\alpha \text{SOTR} = OV_h \cdot \frac{C_{S,O_2}}{C_{S,O_2} - C_{O_2, \text{BB}}}$$

Mit

$$C_{S,O_2}(20^\circ\text{C}) = 9,1 \text{ mg/l}$$

$$C_{S,O_2}(12,5^\circ\text{C}) = 10,6 \text{ mg/l}$$

$$\text{Sauerstoff-Zielkonzentration: } 1,5 \text{ mg/l}$$

Tabelle 5.7: Erforderlicher Sauerstoffeintrag

	Einheit	vorhandene Belebung BB 1	erweiterte Belebung	
			BB 1	BB 2
Sauerstoffverbrauch				
OV_{max}	kg/h	44	31	21
OV_{min}	kg/h	8	6	4
OV_{mittel}	kg/h	18	13	9
Erf. Sauerstoffeintrag				
$\alpha SOTR_{max}$	kg/h	53	37	25
$\alpha SOTR_{min}$	kg/h	9	7	5
$\alpha SOTR_{mittel}$	kg/h	21	15	10

5.3.2.4.1 Belebungsbecken 1 (ohne Erweiterung Belebung)

Größe des Belebungsvolumens: Ringbecken, $V = 1.530 \text{ m}^3$
 $d_a = 26,0 \text{ m}$, $d_i = 16,5 \text{ m}$, $T = 4,85 \text{ m}$

gewählt:

α -Wert: 0,65
 Eintragstiefe: 4,80 m
 Leitfabrikat Belüfterelemente: Plattenbelüfter (2 $\text{m}^2/\text{Stück}$)
 maximale Beaufschlagung: 24 $\text{Nm}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$
 spez. Sauerstoffausnutzung SSOTR:
 bei max. Beaufschlagung: 19 $\text{g O}_2/(\text{Nm}^3 \cdot \text{m})$
 bei mittlerer Beaufschlagung: 23 $\text{g O}_2/(\text{Nm}^3 \cdot \text{m})$

Auslegung:

Erforderlicher Sauerstoffeintrag gem. Tabelle 5.7:

$$\alpha SOTR_{max} = 53 \text{ kg/h}$$

$$\alpha SOTR_{min} = 9 \text{ kg/h}$$

$$\alpha SOTR_{mittel} = 21 \text{ kg/h}$$

Erforderliche Luftmenge:

$$\text{Max: } 53 / (0,65 \times 0,019 \times 4,80) = 894 \text{ Nm}^3/\text{h}$$

$$\text{Min: } 9 / (0,65 \times 0,023 \times 4,80) = 125 \text{ Nm}^3/\text{h}$$

$$\text{Mittel: } 21 / (0,65 \times 0,023 \times 4,80) = 292 \text{ Nm}^3/\text{h}$$

Ansaugvolumen:

Max:	894/0,9	=	993 m ³ /h
Min:	125/0,9	=	139 m ³ /h
Mittel:	292/0,9	=	324 m ³ /h

Erforderl. Anzahl Belüfterelemente: $894/24=$ 19 Stück (bzw. 38 m²)

gewählt:

Anzahl Belüfter:	20 Stück (bzw. 40 m ²)
Anzahl der Belüfter je Belüfterstrang:	4 Stück
Anzahl der Belüfterstränge:	5 Stück

Mindestbeaufschlagung Belüfter:

Mindestbeaufschlagung: $125/40 =$ 3,1 Nm³/(m²·h)

Luftgeschwindigkeiten in den Leitungen:

Transportleitung zu BB 1:	DN 150
Max. Luftgeschwindigkeit Sammelleitung:	15,5 m/s
Mittl. Luftgeschwindigkeit Sammelleitung:	5,1 m/s
Verteilerleitung zu den Falleleitungen:	2 x DN 100 + 1 x DN 125
Max. Luftgeschwindigkeit Verteilerleitungen:	7,0 m/s (DN 100) / 13,4 m/s (DN 125)
Mittl. Luftgeschwindigkeit Verteilerleitungen:	2,3 m/s (DN 100) / 4,4 m/s (DN 125)

Da die hohen Luftgeschwindigkeiten in der Transport- und Teilen der Ringleitung in der Regel kurzzeitig bei maximaler Belastung auftreten, können diese noch toleriert werden.

Auch bei ggf. notwendigen Spülvorgängen können kurzfristig höhere Luftgeschwindigkeiten in den Leitungen entstehen.

vorhanden/gewählt:

2 Drehkolbengebläse, Fabrikat Aerzener Maschinenfabrik GmbH, Typ GM 7 L

Maximale Förderleistung je Gebläse: 420 m³/h bei 420 mbar

Motorleistung: 11 kW mit FU-Regelung

Austausch durch:

2 Verdichter

Maximale Förderleistung 750 m³/h bei 600 mbar

Motorleistung: 18,5 kW mit FU-Regelung

Regelung der Gebläse über: Konzentrationen $O_2/NH_4-N/NO_3-N$

5.3.2.4.2 Belebungsbecken 1 (nach Erweiterung Belebung)

Abmessungen und Annahmen für Bemessung: s. Kapitel 5.3.2.4.1.

Auslegung:

Erforderlicher Sauerstoffeintrag gem. Tabelle 5.7:

$$\alpha SOTR_{\max} = 37 \text{ kg/h}$$

$$\alpha SOTR_{\min} = 7 \text{ kg/h}$$

$$\alpha SOTR_{\text{mittel}} = 15 \text{ kg/h}$$

Erforderliche Luftmenge:

$$\text{Max: } 37 / (0,65 \times 0,019 \times 4,80) = 624 \text{ Nm}^3/\text{h}$$

$$\text{Min: } 7 / (0,65 \times 0,023 \times 4,80) = 98 \text{ Nm}^3/\text{h}$$

$$\text{Mittel: } 15 / (0,65 \times 0,023 \times 4,80) = 209 \text{ Nm}^3/\text{h}$$

Ansaugvolumen:

$$\text{Max: } 624 / 0,9 = 693 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Min: } 98 / 0,9 = 109 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Mittel: } 209 / 0,9 = 232 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Erforderl. Anzahl Belüfterelemente: } 624 / 24 = 13 \text{ Stück (bzw. } 26 \text{ m}^2)$$

gewählt:

$$\text{Anzahl Belüfter: } 20 \text{ Stück (bzw. } 40 \text{ m}^2)$$

$$\text{Anzahl der Belüfter je Belüfterstrang: } 4 \text{ Stück}$$

$$\text{Anzahl der Belüfterstränge: } 5 \text{ Stück}$$

Mindestbeaufschlagung Belüfter:

$$\text{Mindestbeaufschlagung: } 98 / 40 = 2,5 \text{ Nm}^3 / (\text{m}^2 \cdot \text{h})$$

Luftgeschwindigkeiten in den Leitungen:

Transportleitung zu BB 1:	DN 200
Max. Luftgeschwindigkeit Sammelleitung:	6,2 m/s
Verteilerleitung zu den Falleleitungen:	2 x DN 100 + 1 x DN 125
Max. Luftgeschwindigkeit Verteilerleitungen:	5,0 m/s (DN 100) / 9,5 m/s (DN 125)

Bei ggf. notwendigen Spülvorgängen können kurzfristig höhere Luftgeschwindigkeiten in den Leitungen entstehen.

gewählt:

3 Verdichter

Maximale Förderleistung	750 m ³ /h bei 600 mbar
Motorleistung:	18,5 kW mit FU-Regelung
Regelung der Gebläse über:	Konzentrationen O ₂ /NH ₄ -N/NO ₃ -N

Jedem Belebungsbecken wird ein Verdichter fest zugeordnet, der dritte dient als Redundanz und ist zuschaltbar für beide Belebungsbecken.

5.3.2.4.3 Belebungsbecken 2

Größe des Belebungsvolumens:	Rundbecken, V = 970 m ³ d = 16,0 m, T = 4,85 m
------------------------------	--

gewählt:

α-Wert:	0,65
Eintragstiefe:	4,80 m
Belüftungselemente:	Plattenbelüfter (2 m ² /Stück)
maximale Beaufschlagung:	24 Nm ³ /(m ² ·h)
spez. Sauerstoffausnutzung SSOTR:	
bei max. Beaufschlagung:	19 g O ₂ /(Nm ³ ·m)
bei mittlerer Beaufschlagung:	23 g O ₂ /(Nm ³ ·m)

Auslegung:

Erforderlicher Sauerstoffeintrag gem. Tabelle 5.7:

$$\alpha\text{SOTR}_{\text{max}} = 25 \text{ kg/h}$$

$$\alpha\text{SOTR}_{\text{min}} = 5 \text{ kg/h}$$

$$\alpha\text{SOTR}_{\text{mittel,IST}} = 10 \text{ kg/h}$$

Erforderliche Luftmenge:

Max:	$25/(0,65 \times 0,019 \times 4,80)$	=	417 Nm ³ /h
Min:	$5/(0,65 \times 0,023 \times 4,80)$	=	69 Nm ³ /h
Mittel:	$10/(0,65 \times 0,023 \times 4,80)$	=	138 Nm ³ /h

Ansaugvolumen:

Max:	417/0,9	=	463 m ³ /h
Min:	69/0,9	=	77 m ³ /h
Mittel:	138/0,9	=	153 m ³ /h
Erforderl. Anzahl Belüfterelemente: $417/24=$ 9 Stück (bzw. 18 m ²)			

gewählt:

Anzahl Belüfter:	12 Stück (bzw. 24 m ²)
Anzahl der Belüfter je Belüfterstrang:	4 Stück
Anzahl der Belüfterstränge:	3 Stück

Mindestbeaufschlagung Belüfter:

Mindestbeaufschlagung: $69/24$	=	2,9 Nm ³ /(m ² ·h)
--------------------------------	---	--

Luftgeschwindigkeiten in den Leitungen:

Transportleitung zu BB 2:	DN 200
Max. Luftgeschwindigkeit Sammelleitung:	4,1 m/s
Verteilerleitung zu den Falleleitungen:	DN 125 (2 Leitungen pro Becken)
Max. Luftgeschwindigkeit Verteilerleitung:	5,3 m/s

Bei ggf. notwendigen Spülvorgängen können kurzfristig höhere Luftgeschwindigkeiten in den Leitungen entstehen.

gewählt:

3 Verdichter	
Maximale Förderleistung	750 m ³ /h bei 600 mbar
Motorleistung:	18,5 kW mit FU-Regelung
Regelung der Gebläse über:	Konzentrationen O ₂ /NH ₄ -N/NO ₃ -N

Jedem Belebungsbecken wird ein Verdichter fest zugeordnet, der dritte dient als Reserveaggregat für beide Belebungsbecken.

5.3.2.5 Auslegung Rührwerke

Zur Sicherung einer ausreichenden Durchmischung der Belebungsbecken ist je ein aushebbares Tauchmotorrührwerk zu installieren.

spez. Energieeintrag Rührwerk: 1,7 W/m³

Erforderliche Rührwerksleistung:

BB 1: 1.530 m³ x 1,7 W/m³ = 2,6 kW

BB 2: 970 m³ x 1,7 W/m³ = 1,6 kW

gewählt/vorhanden:

BB 1: 1 Rührwerk, Fa. Flygt Typ SR 4410, BANANA

Leistung: 2,3 kW

BB 2: 1 Tauchmotorrührwerk

Nennleistung: 2,3 kW

5.3.3 Dosieranlage Fällmittel

Die Phosphatkonzentrationen werden zukünftig als additive Fällung über eine Natriumaluminatdosierung eingestellt. Die Dosierung erfolgt in den Ablauf des Sandfangs bzw. das neue Verteilerbauwerk bei Erweiterung der Anlage.

Maximaler Tagesbedarf (Ausbaugröße): 6,2 kg Al/d

Mittlerer Tagesbedarf (Ist-Belastung): 3,2 kg Al/d

Faktor für Stundenspitze: 1/5

Gewähltes Produkt: Natriumaluminat, 7%

Al-Konzentration des Produktes: 0,098 kg Al/l

Max. Dosiermenge: 6,2 kg/d / 0,098 kg/l = 63 l/d

Max. Dosierleistung: 63 l/d / 5 = 13 l/h

Mittlere Dosiermenge: 3,2 kg/d / 0,098g/l = 33 l/d

gewählt:

1 + 1 Dosierpumpen

Förderleistung: 0 - 25 l/h

Tankgröße: IBC, 1.000 l

Min. Wechselintervalle des IBC: 16 Tage

Mittlere Wechselintervalle des IBC: 30 Tage

5.3.4 Rücklaufschlammumpen

Rücklaufschlammengen:

Die Rücklaufschlammmenge ergibt sich bei einem RV von 0,75 insgesamt zu:

Max. RLS-Menge: $180 \text{ m}^3/\text{h} \times 0,75$	=	135 m^3/h
Mittl. RLS-Menge (IST): $978 \text{ m}^3/\text{d} / 24\text{h}/\text{d} \times 0,75$	=	31 m^3/h
Mittl. RLS-Menge (Ausbau): $1.086/24 \times 0,75$	=	34 m^3/h
Mittl. RLS-Menge (Ausbau, $Q_F=25\%$): $977/24 \times 0,75$	=	31 m^3/h

vorhanden:

2 Rücklaufschlammumpen, Fa. KSB, Typ Amarex F 80-210/024 UG

Max. Förderleistung:	90 m^3/h
Förderhöhe:	2,20 m
Nennleistung:	2,4 kW

Die vorhandenen Rücklaufschlammumpen sind für die maximale Rücklaufschlammmenge ausreichend. Sie sind jedoch nicht regelbar und sollen auch aus energetischer Sicht gegen regelbare, energieeffiziente Pumpen ausgetauscht werden.

Fließgeschwindigkeiten in der Rücklaufschlammleitung:

Rücklaufschlammleitung (DN 250):

RLS maximal:	135 m^3/h	max. Fließgeschwindigkeit: 0,76 m/s
RLS Mittel (IST):	31 m^3/h	mittl. Fließgeschwindigkeit: 0,18 m/s
RLS Mittel (Ausbau):	34 m^3/h	mittl. Fließgeschwindigkeit: 0,19 m/s

5.4 Schlammbehandlung

5.4.1 Überschussschlamm

ÜS-Anfall aus Bemessung gemäß Tabelle 5.5 bzw. Tabelle 5.6:

Mittlerer Überschussschlammfall (IST):	169 kg/d bzw. 7 kg/h
Max. Überschussschlammfall (Ausbau):	335 kg/d bzw. 14 kg/h

Der Überschussschlamm wird mithilfe der Überschussschlammpumpe direkt aus dem Belebungsbecken abgezogen und in einem Eindicker mit einem Volumen von 25 m^3 auf ca. 0,8% statisch voreingedickt.

Überschussschlammmenge:

Mittel:	169 kg/d / 3 g/l	=	56 m ³ /d bzw. 2,3 m ³ /h
Maximal:	335 kg/d / 3 g/l	=	112 m ³ /d bzw. 4,7 m ³ /h

vorhanden:

1 Tauchmotorpumpe, Fa. KSB, Typ Amarex F 80-210/024 UG

Max. Förderleistung:	56 m ³ /h
Förderhöhe:	3,80 m
Nennleistung:	2,4 kW

Die vorhandene Überschussschlammpumpe ist für die maximale Überschussschlammmenge ausreichend dimensioniert.

5.4.2 Schlammmentwässerung

Der voreingedickte Schlamm aus dem Eindicker (ca. 0,8 g/l) wird unter Zugabe von Flockungshilfsmitteln mittels Schneckenpresse auf einen TR Gehalt von ca. 21 % entwässert und in Containern gesammelt.

mittlere Schlammmenge (IST):	169 kg/d	bzw.	1.183 kg/Wo
	21 m ³ /d	bzw.	148 m ³ /Wo
mittlere Schlammmenge (Ausbau):	188 kg/d	bzw.	1.316 kg/Wo
	24 m ³ /d	bzw.	165 m ³ /Wo

vorhanden:

1 Schneckenpresse, Fa. Huber, Typ Q Press 280 mit 0,55 kW, 0 - 90 kg/h

gewählt:

Feststoffbeschickung:	30 kg/Bh
Hydraul. Beschickung: 30kg/h / 8g/kg	= 3,8 m ³ /Bh

mittlere Laufzeit:

IST:	1.183kg/Wo / 30kg/Bh	=	39 Bh/Wo
Ausbau:	1.316kg/Wo / 30kg/Bh	=	44 Bh/Wo

Beschickungspumpe:vorhanden:

1 Exzentrerschneckenpumpe mit FU-Regler, Fa. Seepex Typ BN 5-6L

Förderleistung: 0,5 - 5 m³/h

Nennleistung: 1,1 kW

Polymerdosierung:gewählt:

Spezifische Dosierung: 14 g/kg

Konzentration Gebrauchslösung: 0,1% (bzw. 1 g/l)

Mittlere Dosierung: 30kg/Bh x 14g/kg / 1g/l= 420 l/Bh bzw. 0,42 kg/Bh

vorhanden:

1 Stück Polymerdosierpumpe, Fa. Seepex, Typ BN 1-6L

Förderleistung: 300 – 2.200 l/h

Nennleistung: 1,1 kW

Mittlere Wochenmenge:

IST: 0,42 kg/Bh x 39 Bh/Wo = 16,4 kg/Wo

Ausbau: 0,42 kg/Bh x 44 Bh/Wo = 18,4 kg/Wo

vorhanden:

Anlieferung Fass (50% Wirksubstanz)

Wochenbedarf Stammlösung:

IST: 16,4 kg/Wo / 0,5 = 33 kg/Wo

Ausbau: 18,4 kg/Wo / 0,5 = 37 kg/Wo

Wechselintervall 100L-Fass: 2 - 3 Wochen

Container:

gewählt: 1 Container, 10 m³

TR nach Entwässerung: 21%

$$\text{Schlammmenge: } 20 \text{ kg/Bh} / 210 \text{ g/l} = 0,1 \text{ m}^3/\text{Bh}$$

$$\text{Speichervolumen: } 10 \text{ m}^3$$

$$\text{Speicherkapazität: } 10 \text{ m}^3 / 0,1 \text{ m}^3/\text{Bh} = 110 \text{ Betriebsstunden}$$

Bei einer Laufzeit der Entwässerung von 39 Bh/Wo (IST) bzw. bis zu 44 Bh/Wo (Ausbau) ist damit nach ca. 2,5 - 3 Wochen ein Austausch des Containers erforderlich.

5.4.3 Schlamm Speicher

Der Schlamm Speicher ist seit Inbetriebnahme der Schlamm entwässerung nicht mehr in Betrieb. Bei Bedarf könnte der Überschussschlamm dem vorhandenen dreigeteilten Schlamm Speicher zugeführt, hier zwischengespeichert und anschließend der Entwässerung zugeführt werden.

vorhanden: dreigeteilter Schlammstapelbehälter

$$\text{Volumen gesamt: } = 3 \times 200 \text{ m}^3 = 600 \text{ m}^3$$

$$\text{Mittlere Lagerdauer: } 600 \text{ m}^3 / 21 \text{ m}^3/\text{d} = 29 \text{ Tage}$$

$$\text{Min. Lagerdauer: } 600 \text{ m}^3 / 42 \text{ m}^3/\text{d} = 14 \text{ Tage}$$

Aufgestellt: Kemnath, den 31. 05. 2022

Ingenieurbüro ATM

Detlef Wedi

Braunschweig

und

INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR DAS BAUWESEN
JOSEF WOLF & SÖHNE GMBH

.....

Stefan Wolf