



AUFTRAGGEBER : GEMEINDE RUDERSBERG  
KREIS : REMS-MURR-KREIS  
PROJEKT-NR. : RD22012

# ERLÄUTERUNGEN

## - GENEHMIGUNGSPLANUNG -

### BERATUNG HYDRAULIK VORKLÄRBECKEN

Anerkannt: Rudersberg, den

Aufgestellt: Abtsgmünd, den 03.03.2023



---

INHALTSVERZEICHNIS

**ERLÄUTERUNGEN**

<b>1.0 ALLGEMEINES</b> .....	<b>3</b>
1.1 BESCHREIBUNG.....	3
1.2 VERANLASSUNG.....	3
<b>2.0 PLANUNGSGRUNDLAGEN</b> .....	<b>4</b>
<b>3.0 BESTAND</b> .....	<b>4</b>
<b>4.0 PLANUNG</b> .....	<b>5</b>
4.1 PRÄMISSE.....	5
4.2 DEFINITIONEN UND FESTLEGUNGEN.....	5
4.2.1 VOLUMENSTRÖME.....	5
4.2.2 FESTLEGUNG VOLUMENSTROMVERHÄLTNISSE.....	5
4.2.2.1 NACHKLÄRBECKEN.....	5
4.2.2.2 BELEBUNGSBECKEN.....	7
4.2.2.3 SCHLUSSFOLGERUNG UND FESTLEGUNG.....	8
4.3 UMBAUTEN RECHENGEBÄUDE.....	9
4.4 UMBAUTEN SAND – UND FETTFANG.....	9
4.5 UMBAUTEN VORKLÄRBECKEN.....	9
4.6 NEUES WASSERMENGENVERTEILBAUWERK.....	10
4.6.1 FUNKTIONSBESCHREIBUNG.....	10
4.6.2 BAUWERKSBESCHREIBUNG.....	10
4.6.3 ABGETREPPT E ÜBERFALLSCHWELLE.....	11
4.7 UMBAUTEN KOMBINATIONSBECKEN 1.....	12
4.7.1 ZULEITUNG.....	12
4.7.2 ZULEITUNGSSCHACHT.....	12
4.8 UMBAUTEN KOMBINATIONSBECKEN 2.....	13
4.8.1 NACHKLÄRBECKEN.....	13
4.8.2 ÜBERLAUFSCHWELLE NITRIFIKATION ZU NACHKLÄRBECKEN.....	13
4.8.3 ÜBERLAUFSCHWELLE DENITRIFIKATION ZU NITRIFIKATION.....	13
4.8.4 ZULEITUNG.....	13
4.9 UMBAUTEN RÜCKLAUFSCHLAMPUMPWERK.....	14
4.9.1 ALLGEMEIN.....	14
4.9.2 RÜCKLAUFSCHLAMM VOLUMENSTROMMESSUNG.....	14

## 1.0 ALLGEMEINES

### 1.1 BESCHREIBUNG

Die Gemeinde Rudersberg hat im Jahr 1978 die Kläranlage Mittleres Wieslaufthal errichtet. In den Jahren 1999 und 2018 fanden größere Sanierungen und Erweiterungen statt.

Derzeit weist die Kläranlage eine Ausbaugröße von 21.000 EW auf. Seit der letzten Erweiterung erfüllt die Kläranlage die Reinigungsziele des Kohlenstoffabbaus (C), Nitrifikation (N), Denitrifikation (DV), chemischer Phosphorelimination (PC) und der anaeroben Stabilisierung (FB).

### 1.2 VERANLASSUNG

Die letzte Erweiterung der Kläranlage umfasste unter anderem die Erhöhung des Mischwasserzulaufvolumenstroms auf  $Q_m = 190$  l/s und eine Verfahrensumstellung von der aeroben auf die anaerobe Stabilisierung.

Im Zuge dieser Verfahrensumstellung wurde der Bau eines Vorklärbeckens nötig, um energiereichen Primärschlamm abscheiden zu können. Das Vorklärbecken wurde hydraulisch gesehen zwischen Ablauf des Langsandfangs und des alten Wasserverteilbauwerks angeordnet.

Im Zuge der Einbindung des Vorklärbeckens wurden die Überlaufschwelle des alten Wassermengenverteilbauwerks entfernt sowie weitere Module an dieses Verteilbauwerk angebaut. Durch diesen Umbau konnte das alte Wassermengenverteilbauwerk die Funktion, Wasser definiert auf beide Becken zu verteilen, nicht mehr erfüllen. Um eine Wassermengenverteilung auf beide Kombinationsbecken dennoch erreichen zu können, wurde vermutlich die Ablaufschwelle des Nachklärbeckens des großen Kombinationsbeckens (Kombinationsbecken 2) um rd. 0,12 m erhöht, wodurch sich diese Überfallschwelle ca. auf der Ebene der Ablaufschwelle des kleinen Kombinationsbeckens (Kombinationsbecken 1) befindet.

Unglücklicherweise hat sich in der betrieblichen Praxis herausgestellt, dass höchstens ein Zulaufvolumenstrom von  $Q = 100$  bis  $110$  l/s beeinträchtigungsfrei über die neu errichtete Vorklärung geführt werden kann. Sobald die durch das Hebewerk geförderten Wassermengen o.g. Grenze übersteigen, kommt es zu massiven Rückstauwirkungen. Dies äußert sich dadurch, dass es zu einem Rückstau vom bestehenden Wasserverteilbauwerk in das Ablaufgerinne des Vorklärbeckens kommt. Dieser Rückstau sorgt für ein Überstauen der Ablaufschwelle des Vorklärbeckens. Der Überstau der Ablaufschwelle, einhergehend mit erhöhtem Wasserspiegel im Vorklärbecken, sorgt für hydraulische Probleme des vor dem Vorklärbeckens gelagerten Systems. Es kommt zum Überstau des Sand- und Fettfangs, was sich in flächiger Überflutung des Betriebsgeländes der Kläranlage äußert. Zudem steigt der Wasserspiegel vor dem Zulaufhebewerk so weit an, dass es zu einem Rücksturz von bereits gehobenem Wasser über den Übersturzpunkt hinweg kommt.

Da die Kläranlage die in der wasserrechtlichen Erlaubnis vorgegebene Mischwassermenge von  $Q_m = 190$  l/s nicht behandeln kann, werden derzeit 80 bis 90 l/s Mischwasser unzulässigerweise ohne Behandlung in den Vorfluter abgeschlagen.

Folgende Ziele sollen mit der vorliegenden Planung erreicht werden:

- Möglichkeit schaffen  $Q_m$  beeinträchtigungsfrei mit der Anlage behandeln zu können
- Erreichen der Gleichbelastung beider Rechenstraßen
- Definierte Wassermengenverteilung auf beide Kombinationsbecken
- Einstellen stationärer Verhältnisse in den Kombinationsbecken durch Messung des Rücklaufschlammvolumenstroms
- Erhöhung der Gasausbeute des Faulturms

---

## 2.0 PLANUNGSGRUNDLAGEN

- Betriebserfahrungen, Gespräche mit den Betriebsleitern
- Abstimmungen mit dem Landratsamt Rems-Murr
- Betriebstagebücher seit der Verfahrensumstellung
- Bestandspläne Kläranlage
- Vor-Ort-Besichtigungen Ingenieurbüro Matthias Strobel
- Vermessung IB Rebmann

## 3.0 BESTAND

Die Kläranlage besteht aus folgenden Anlagenteilen:

- Zulaufhebewerk
- Rechengebäude mit zwei Rechenstraßen
- Belüfteter Sand und Fettfang
- Vorklärbecken
- Wasserverteilungsbauwerk
- Kombinationsbecken 1 ( $V_{DN} = \text{rd. } 515 \text{ m}^3$ ;  $V_N = \text{rd. } 1.205 \text{ m}^3$ ,  $V_{NKB} = \text{rd. } 614 \text{ m}^3$ )
- Kombinationsbecken 2 ( $V_{DN} = \text{rd. } 1.232 \text{ m}^3$ ;  $V_N = \text{rd. } 2.911 \text{ m}^3$ ,  $V_{NKB} = \text{rd. } 3.177 \text{ m}^3$ )
- Rücklaufschlamm- und Kreislaufwasserhebewerk
- Phosphatfällmittelstation
- Voreindicker ( $V = \text{rd. } 270 \text{ m}^3$ )
- Schlammumpwerk
- Faulturm
- Nacheindicker ( $V_N = \text{rd. } 200 \text{ m}^3$ )
- Schlammmentwässerung
- Gasbehälter
- Gasfackel
- Technikgebäude
- Betriebsgebäude
- Maschinenhalle (ehemals solare Klärschlamm-trocknung)
- Vorflutsicherungspumpwerk
- Trafogebäude

## 4.0 PLANUNG

### 4.1 PRÄMISSE

Aufgrund der massiven hydraulischen Überforderung des Wassertransportsystems auf der Kläranlage Rudersberg, konnten die allgemein anerkannten Grundlagen der Dimensionierung von Rohrleitung in Bezug auf wirtschaftliche Fließgeschwindigkeiten und Empfehlungen der Fachausschüsse nicht angewendet werden. Nur durch die Schaffung großer Ableitungskapazitäten konnten die auftretenden hydraulischen Verluste auf ein akzeptables Maß reduziert werden.

## 4.2 DEFINITIONEN UND FESTLEGUNGEN

### 4.2.1 VOLUMENSTRÖME

Folgende Volumenströme sind gemäß der wasserrechtlichen Erlaubnis vom 01.03.2017 zu behandeln:

$Q_T =$	5.000	m <sup>3</sup> /d
	400	m <sup>3</sup> /h
	111	l/s
$Q_m =$	684	m <sup>3</sup> /h
	190	l/s

Der zurückzuführende Rücklaufschlamm wird gemäß DWA-A 131 mit 75 % des Zulaufes angesetzt, entsprechend einer maximalen Rückführung von  $Q_{RS} = 142,50$  l/s.

### 4.2.2 FESTLEGUNG VOLUMENSTROMVERHÄLTNISSE

Das bestehende erweiterte Wassermengenverteildauwerk ist nicht in der Lage Wassermengen definiert zu verteilen.

Zukünftig wird die Kläranlage über ein Wassermengenverteildauwerk verfügen, welches in der Lage ist, die Volumenströme sicher aufteilen zu können. Die Ermittlung der Volumenstromverhältnisse auf beide Becken wird nachfolgend, unter Zuhilfenahme der hydraulischen Leistungsfähigkeiten der Nachklärbecken sowie dem jeweils für die Biologie verfügbaren Wasservolumen, durchgeführt.

#### 4.2.2.1 NACHKLÄRBECKEN

Der Schlamm auf der Kläranlage Mittleres Wieslaufthal weist sehr gute Absetzeigenschaften auf. Der Schlammindex (ISV) liegt gemäß Betriebstagebuch im Bereich von rd. 70 mg/l. Da sich Absetzeigenschaften durch geänderte Randbedingungen (schleichende Änderung Zulaufzusammensetzung Kläranlage, Salz- und Tauwasserzulauf im Winter,...) schnell ändern können, wird für nachfolgende Berechnungen ein ISV von 120 mg/l angesetzt.

#### Kombinationsbecken 1 NKB:

Bei diesem Nachklärbecken handelt es sich um ein klassisches Rundbecken mit Schildräumer.

Parameter:

- Durchmesser Nachklärbecken:	$D_{NB} = 15,80$ m
- Durchmesser Mittelbauwerk:	$D_{MB} = \text{rd. } 3,00$ m
- Beckentiefe auf 2/3 des Fließweges:	$h_{ges} = \text{rd. } 3,15$ m
- Schlammindex	ISV = 120 l/kg
- Eindickzeit	$t_E = 2,0$ h
- Rücklaufschlammverhältnis	RV = 0,75
- Verhältnis $TS_{RS}/TS_{BS}$	0,70

Unter Verwendung des Programms BelebungsExpert Version 3.03 + lässt sich interaktiv ermitteln, dass ein maximaler anteiliger Mischwasserzufluss von rd. 164 m<sup>3</sup>/h (≅ rd. 45,56 l/s) mit diesem Becken behandelt werden kann.

Hieraus lässt sich ein maximal zulässiger Zustrom von:

164 m<sup>3</sup>/h (anteiliger Mischwasserzufluss) + 75 % x 164 m<sup>3</sup>/h (Rücklaufschlamm) = **287 m<sup>3</sup>/h** (≅ rd. 79,72 l/s) ermitteln.

Nachklärung, allgemeines

Allgemeine Vorgaben		
Beckenart <b>Rundbecken</b>	Räumertyp <b>Schildräumer</b>	(Anteiliger) Zufluss Qm Gewählt: <b>164</b> m <sup>3</sup> /h
Schlammeindickung		
Gewerblicher Einfluss <input checked="" type="radio"/> günstig <input type="radio"/> ungünstig	Schlammindex ISV Richtwert: 100, 150 l/kg Gewählt: <b>120</b> l/kg	Eindickzeit t <sub>E</sub> Richtwert: 2,0 h Gewählt: <b>2</b> h
Rücklaufschlamm		
Rücklaufverhältnis RV Höchstwert: 0,75 Gewählt: <b>0,75</b>	Verhältnis TS <sub>RS</sub> /TS <sub>BS</sub> Richtwert: 0,7 Gewählt: <b>0,7</b>	Schlamm Trockensubstanz TS <sub>AB</sub> Höchstwert: 3,15 kg/m <sup>3</sup> Gewählt: <b>3,15</b> kg/m <sup>3</sup>
Schlamm Trockensubstanz an der Beckensohle: TS <sub>BS</sub> = 10,50 kg/m <sup>2</sup> Schlamm Trockensubstanz im Rücklaufschlamm: TS <sub>RS</sub> = 7,35 kg/m <sup>2</sup>		

Rundbecken			
Anzahl Becken a Gewählt: <b>1</b>	Durchmesser des Einlaufbauwerks d <sub>MB</sub> Gewählt: <b>3</b> m	Beckendurchmesser d <sub>KB</sub> Erforderlich: 12,92 m Gewählt: <b>15,8</b> m	Beckentiefe auf 2/3 des Fließwegs h <sub>ges</sub> Erforderlich: 3,15 m Gewählt: <b>3,15</b> m
<p>Mit der gewählten Beckenoberfläche A<sub>NB</sub> = 189 m<sup>2</sup> ergibt sich eine Oberflächenbeschickung q<sub>A</sub> = 0,87 m/h und eine Schlammvolumenbeschickung q<sub>SV</sub> = 328 l/(m<sup>2</sup>·h)</p> <p><b>Die zulässige Schlammvolumenbeschickung von q<sub>SV</sub> = 500 l/(m<sup>2</sup>·h) wird eingehalten.</b></p> <p><b>Die zulässige Oberflächenbeschickung von q<sub>A</sub> = 1,60 m/h wird eingehalten.</b></p> <p>Die gewählte Beckengeometrie lässt höhere Werte für die Oberflächen- und/oder Schlammvolumenbeschickung zu.</p> <p>Eine Korrektur der Eingabewerte ist möglich, führt aber zu einer größeren Beckentiefe.</p>			

Das Nachklärbecken des Kombinationsbeckens 1 ist demnach in der Lage 23,98 % (≅ 45,56 l/s / 190 l/s) des maximalen Mischwasserzuflusses der Kläranlage behandeln zu können.

### Kombinationsbecken 2 NKB:

Bei diesem Nachklärbecken handelt es sich ebenfalls um ein klassisches Rundbecken mit Schildräumer. Bei den letzten an diesem Becken vorgenommenen Umbaumaßnahmen wurde die Ablaufschwelle um rd. 0,12 m erhöht.

Parameter:

- Durchmesser Nachklärbecken: D<sub>NB</sub> = 28,50 m
- Durchmesser Mittelbauwerk: D<sub>MB</sub> = 3,00 m
- Beckentiefe auf 2/3 des Fließwegs: h<sub>ges</sub> = rd. 4,87 m
- Schlammindex ISV = 120 l/kg
- Eindickzeit t<sub>E</sub> = 2,0 h
- Rücklaufschlammverhältnis RV = 0,75
- Verhältnis TS<sub>RS</sub>/TS<sub>BS</sub> = 0,70

Unter Verwendung des Programms BelebungsExpert Version 3.03 + lässt sich interaktiv ermitteln, dass ein maximaler anteiliger Mischwasserzufluss von rd. 842 m<sup>3</sup>/h (≅ rd. 233,89 l/s) behandelt werden kann, bevor die zulässige Schlammvolumenbeschickung überschritten wird.

Nachklärung, allgemeines

Allgemeine Vorgaben		
Beckenart <b>Rundbecken</b>	Räumertyp <b>Schildräumer</b>	(Anteiliger) Zufluss Qm Gewählt: <b>842</b> m <sup>3</sup> /h
Schlammeindickung		
Gewerblicher Einfluss <input checked="" type="radio"/> günstig <input type="radio"/> ungünstig	Schlammindex ISV Richtwert: 100, 150 l/kg Gewählt: <b>120</b> l/kg	Eindickzeit t <sub>E</sub> Richtwert: 2,0 h Gewählt: <b>2</b> h
Rücklaufschlamm		
Rücklaufverhältnis RV Höchstwert: 0,75 Gewählt: <b>0,75</b>	Verhältnis TS <sub>RS</sub> /TS <sub>BS</sub> Richtwert: 0,7 Gewählt: <b>0,7</b>	Schlamm Trockensubstanz TS <sub>AB</sub> Höchstwert: 3,15 kg/m <sup>3</sup> Gewählt: <b>3,15</b> kg/m <sup>3</sup>
Schlamm Trockensubstanz an der Beckensohle: TS <sub>BS</sub> = 10,50 kg/m <sup>2</sup> Schlamm Trockensubstanz im Rücklaufschlamm: TS <sub>RS</sub> = 7,35 kg/m <sup>2</sup>		

Nachklärung - Beckengeometrie

Rundbecken			
Anzahl Becken a Gewählt: <b>1</b>	Durchmesser des Einlaufbauwerks d <sub>MB</sub> Gewählt: <b>3</b> m	Beckendurchmesser d <sub>KB</sub> Erforderlich: 28,63 m Gewählt: <b>28,5</b> m	Beckentiefe auf 2/3 des Fließwegs h <sub>ges</sub> Erforderlich: 4,98 m Gewählt: <b>4,87</b> m
<p>Mit der gewählten Beckenoberfläche A<sub>NB</sub> = 631 m<sup>2</sup> ergibt sich eine Oberflächenbeschickung q<sub>A</sub> = 1,33 m/h und eine Schlammvolumenbeschickung q<sub>SV</sub> = 505 l/(m<sup>2</sup>·h)</p> <p><b>Die zulässige Oberflächenbeschickung von q<sub>A</sub> = 1,60 m/h wird eingehalten.</b></p>			

Hieraus lässt sich ein maximal zulässiger Zufluss von:  
 $842 \text{ m}^3/\text{h}$  (anteiliger Mischwasserzufluss) +  $75 \% \times 842 \text{ m}^3/\text{h}$  (Rücklaufschlamm)  
 =  **$1.473,50 \text{ m}^3/\text{h}$**  ( $\approx$  rd. 409,31 l/s) ermitteln.

Dies zeigt, dass dieses Nachklärbecken massive hydraulische Reserven besitzt, die ausreichen würden, alleinig den maximalen Kläranlagenmischwasserzufluss von  $Q_m = 190 \text{ l/s}$  behandeln zu können. Für die Behandlung des anteilmäßigen Mischwasserzuflusses von  $Q = 190 \text{ l/s}$  ( $\approx 684 \text{ m}^3/\text{h}$ ) wäre gemäß DWA-A-131 lediglich eine 2/3 Fließweghöhe von 3,82 m erforderlich.

Nachklärung, allgemeines

Allgemeine Vorgaben		
Beckenart Rundbecken	Raumertyp Schildräumer	(Anteiliger) Zufluss $Q_m$ Gewählt: <b>684</b> $\text{m}^3/\text{h}$
Schlammabdeckung		
Gewerblicher Einfluss <input checked="" type="radio"/> günstig <input type="radio"/> ungünstig	Schlammindex ISV Richtwert: 100, 150 l/kg Gewählt: <b>120</b> l/kg	Enddickzeit $t_E$ Richtwert: 2,0 h Gewählt: <b>2</b> h
Rücklaufschlamm		
Rücklaufverhältnis RV Höchstwert: 0,75 Gewählt: <b>0,75</b>	Verhältnis $TS_{PS}/TS_{BS}$ Richtwert: 0,7 Gewählt: <b>0,7</b>	Schlammrockensubstanz $TS_{\Delta B}$ Höchstwert: 3,15 $\text{kg}/\text{m}^3$ Gewählt: <b>3,15</b> $\text{kg}/\text{m}^3$
Schlammrockensubstanz an der Beckensohle: $TS_{PS} = 10,50 \text{ kg}/\text{m}^3$ Schlammrockensubstanz im Rücklaufschlamm: $TS_{PS} = 7,35 \text{ kg}/\text{m}^3$		

Nachklärung - Beckengeometrie

Rundbecken			
Anzahl Becken a Gewählt: <b>1</b>	Durchmesser des Einlaufbauwerks $d_{IB}$ Gewählt: <b>3</b> m	Beckendurchmesser $d_{KB}$ Erforderlich: 25,83 m Gewählt: <b>28,5</b> m	Beckenlänge auf 2/3 des Fließwegs $l_{FS}$ Erforderlich: 3,82 m Gewählt: <b>3,87</b> m
Mit der gewählten Beckenoberfläche $A_{NB} = 631 \text{ m}^2$ ergibt sich eine Oberflächenbeschickung $q_A = 1,08 \text{ m}/\text{h}$ und eine Schlammvolumenbeschickung $q_{SV} = 410 \text{ l}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ . <b>Die zulässige Schlammvolumenbeschickung von <math>q_{SV} = 500 \text{ l}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})</math> wird eingehalten.</b> <b>Die zulässige Oberflächenbeschickung von <math>q_A = 1,60 \text{ m}/\text{h}</math> wird eingehalten.</b> Die gewählte Beckengeometrie lässt höhere Werte für die Oberflächen- und/oder Schlammvolumenbeschickung zu. Eine Korrektur der Eingabewerte ist möglich, führt aber zu einer größeren Beckentiefe.			

4.2.2.2 BELEBUNGSBECKEN

Gemäß dem Grundlagenbericht VN: P0857C / 121208 der SAG-Ingenieure wird für die anaerobe Verfahrensweise lediglich ein Belebungsbeckenvolumen auf der Kläranlage Mittleres Wieslaufal von  $3.014 \text{ m}^3$  benötigt.

Kombinationsbecken 1 BB:

Der Belebungsanteil des Kombinationsbeckens 1 enthält folgende Volumen:

$V_{DN} = \text{rd. } 515 \text{ m}^3$

$V_N = \text{rd. } 1.205 \text{ m}^3$

$V_{ges} = \text{rd. } 1.720 \text{ m}^3$

Kombinationsbecken 2 BB:

Der Belebungsanteil des Kombinationsbeckens 2 enthält, bezogen auf den Planungszustand, beschrieben unter Kapitel 4.5, nachfolgende Belebungsbeckenvolumen:

$V_{DN} = \text{rd. } 1.111 \text{ m}^3$

$V_N = \text{rd. } 2.571 \text{ m}^3$

$V_{ges} = \text{rd. } 3.682 \text{ m}^3$

Verhältnisse:

Die Kombinationsbecken weisen ein gemeinsames Nutzvolumen von rd.  $5.402 \text{ m}^3$  auf. Hieraus lassen sich folgende Verhältnisse ableiten:

$V_{BB I} / V_{ges} = \text{rd. } 0,32$

$V_{BB II} / V_{ges} = \text{rd. } 0,68$

#### 4.2.2.3 SCHLUSSFOLGERUNG UND FESTLEGUNG

Da sowohl das hydraulische als auch biologische Volumen des Kombinationsbeckens 2 in Verbindung mit der anaeroben Faulungsstufe, gemäß der Vorarbeit des Ingenieurbüros SAG Ingenieure, für die Behandlung des Abwassers ausreichend ist, sollen nachfolgend zwei Verfahrensweisen definiert werden. Hierbei ist festzuhalten, dass die Verfahrensweise 2 mittelfristig umgesetzt werden sollte, da hierdurch große betriebliche Vorteile erzielt werden können. Bei der kurzfristig umzusetzenden Verfahrensweise 1 werden sämtliche hydraulischen Engstellen bereits auf einen Betrieb des Kombinationsbeckens 2, bezogen auf die Verfahrensweise 2, ausgeführt.

##### Verfahrensweise 1:

Beide Kombinationsbecken sollen bei dieser Verfahrensweise genutzt werden.

Das Kombinationsbecken 1 beinhaltet rd. 32 % des gesamten auf der Kläranlage verfügbaren biologischen Volumens, ist aber lediglich in der Lage rd. 23,98 % des maximalen Mischwasserzuflusses zu behandeln. Um das Potential der Becken möglichst vollständig ausnutzen zu können, wird für diese Verfahrensweise, bezogen auf einen Mischwasserzufluss von  $Q_m = 190$  l/s, definiert:

Zuleitung Kombinationsbecken 1:            45,5 l/s    ( $\cong$  rd. 23,95 %)

Zuleitung Kombinationsbecken 2:            144,5 l/s    ( $\cong$  rd. 76,05 %)

##### Verfahrensweise 2:

Bei dieser Verfahrensweise wird das Kombinationsbecken 1 außer Betrieb gesetzt und die Abwasserreinigung nur vom Kombinationsbecken 2 in Verbindung mit der anaeroben Faulungsstufe durchgeführt.

Zuleitung Kombinationsbecken 2:            190 l/s    ( $\cong$  100 %)

### 4.3 UMBAUTEN RECHENGEBÄUDE

Im Zuge der letzten Erweiterung der Kläranlage wurde eine zweite Rechenstraße nachgerüstet. Beide Rechen entsprechen dem Typ: Fa. Huber Ro2 1000/4. Die zweite Rechenstraße wird durch eine Ausleitung aus dem Gerinne im 45° Winkel beschickt. Die Einleitung in das Hauptgerinne erfolgt wiederum in einem Zusammenführungswinkel von 45°.

Durch die deutlichen Strömungsrichtungsänderungen ist nicht davon auszugehen, dass beide Rechen mit einer ähnlich großen Wassermenge beaufschlagt werden. Im Zuge der Umsetzung der Optimierung der Kläranlage Rudersberg soll vor der Ausleitung zur zweiten Rechenstraße ein strömungsteilendes Blech mit einer Höhe von 0,4 m an der Sohle des Rechengerinnes angeordnet werden. Dies entspricht rd. der halben Höhe des Rechengerinnes. Hierdurch wird sichergestellt, dass bei Betriebsproblemen sämtliches Wasser dem Umlaufgerinne zugeführt werden kann. Das strömungsteilende Blech soll im 45°-Winkel bis zur Mitte des Hauptgerinnes geführt werden. Anschließend ist dieses Blech im 30°-Winkel parallel zu den Außenkanten des Gerinnes bis zur Sohle abzuwinkeln. Hierdurch soll verhindert werden, dass sich faserige Stoffe am Leitblech ansammeln.

Die Ausleitung aus der zweiten Rechenstraße soll künftig ebenfalls mittels eines Strömunglenkers realisiert werden, um Energieverluste aufgrund des Zusammenpralls der Strömungen reduzieren zu können.

### 4.4 UMBAUTEN SAND – UND FETTFANG

Die Abführungsleitung des Sand- und Fettfangs ist derzeit als PE DA 500 x 45,4 Leitung bis zum Übergang auf eine VA DA 508 x 4,0 am Beginn des Vorklärbeckentechnikgebäudes ausgeführt. Aufgrund der für den Abtransport notwendigen hohen Fließgeschwindigkeit in der PE DA 500 Leitung entstehen hohe hydraulische Verluste. Um diese Verluste reduzieren zu können, muss die PE DA 500 Leitung durch eine VA DA 508 x 4,0 Leitung ersetzt werden. Aufgrund der dann signifikanten Reduzierung des Einflusses der Wandung ( $d_{i,VA DA 508} = 500 \text{ mm} \rightarrow d_{i,PE DA 500} = 409,2 \text{ mm}$ ) wird die mittlere Fließgeschwindigkeit in der Leitung bei Zufluss von  $Q_m$  reduziert. Hierdurch werden die Verluste der hydraulischen Engstelle verringert. Die im Erdreich verlegte Edelstahlleitung ist gegen Korrosion zu schützen. Aufgrund ähnlicher Außendurchmesser kann auch zukünftig die bestehende Durchführung zum Sand- und Fettfang verwendet werden.

Die Bypassleitung (Umgehung VKB) ist als DN 500 Leitung ausgeführt. Um den vorgesehen Anschluss der Bypassleitung auf die PE DA 710 Leitung ermöglichen zu können, soll das kurze Rohrsegment durch eine PE DA 630 Leitung ersetzt werden.

### 4.5 UMBAUTEN VORKLÄRBECKEN

Im laufenden Betrieb der Kläranlage konnte bei Mischwasserzufluss beobachtet werden, dass das Ablaufgerinne des Vorklärbeckens einem deutlichen Überstau ausgesetzt war. Hydraulische Berechnungen der dahinterliegenden bestehenden PE DA 500 Abführungsleitung ergaben, dass diese aufgrund hoher innerer Fließgeschwindigkeiten sowie dem ungünstigen Leitungsverlauf, der den Bestandsbauwerke geschuldet ist, hohe strömungstechnische Verluste hervorruft.

Die sinnvollste Möglichkeit, um diese Verluste zu reduzieren, liegt in der Verlegung einer zweiten Ableitungsstrecke.

Die zweite Ableitungsstrecke soll als PE DA 630x57,2 Leitung ausgeführt werden. Um diese Leitung strömungsoptimiert im bestehenden Ablaufgerinne einbinden zu können, ist es nötig, den Profilbeton aus dem Ablaufgerinne partiell herauszubrechen. Die PE DA 630 Leitung soll unter der bestehenden PE DA 500 Leitung aus dem Ablaufgerinne herausgeführt werden. Die Eintrittsöffnung soll sohlbündig ausgeführt werden.

Um dem Betriebspersonal zukünftig eine gezielte Einzelspülmöglichkeit der beiden Leitungen bieten zu können, ist vorgesehen, über den Ausleitungsöffnungen einen Steckschieber anzubringen. Dieser Steckschieber ist so auszuführen, dass er im Einsatzfall lediglich eine der beiden Öffnungen verschließt.

Die PE DA 630 Leitung soll zwischen Sandfang und Rechengebäude verlegt werden. Die Verlegung durch diese Engstelle wird voraussichtlich zu baulichen Herausforderungen führen, was u.U. dazu führen kann, dass kleine Teile der bestehenden Bausubstanz abgebrochen/angepasst werden müssen. Die PE DA 630 Leitung wird anschließend direkt im neuen Wassermengenverteiler münden. Auf einen Absperrschieber kann bei dieser Leitung verzichtet werden.

Die bestehende PE DA 500 Leitung soll auch zukünftig verwendet werden. Hierfür ist es notwendig, dass diese Leitung auf Höhe des bestehenden Wassermengenverteilers auf eine Leitung PE DA 710 x 64,5 aufgeweitet wird und zum neuen Wassermengenverteiler geführt wird.

Um das Vorklärbecken zukünftig umfahren zu können, ist es nötig, die bestehende Ausleitung DN 500 des Sand- und Fettfangs durch eine Ausleitung der Dimension PE DA 630 zu ersetzen. Die Ausleitung der Umfahrung soll eine Absperrmöglichkeit im Ableitungsschacht des Sand- und Fettfangs erhalten.

## 4.6 NEUES WASSERMENGENVERTEILBAUWERK

### 4.6.1 FUNKTIONSBESCHREIBUNG

Das neu zu errichtende Wassermengenverteilerbauwerk soll folgende Funktionen erfüllen:

- Definierte Wassermengenverteilung auf beide Kombinationsbecken:  
Mittels Steckschiebern sollen die Aufteilungsverhältnisse für Verfahrensweise 1, definiert in Kapitel 4.2.2.3, erreicht werden. Es soll ein variables System vorgesehen werden, welches es dem Betriebspersonal im Nachgang ermöglicht, die Verhältnisse mit begrenztem Aufwand ändern zu können. Alle Steckschieber sollen durch das Betriebspersonal problemlos vollständig herausgezogen werden können.
- Wasserzuleitung alleinig auf Kombinationsbecken 2:  
Das Kombinationsbecken 2 ist im Zusammenspiel mit der anaeroben Faulung in der Lage eine ausreichende Abwasserbehandlung zu gewährleisten. Daher soll die Kläranlage bei der zukünftigen Umsetzung der Verfahrensweise 2 die Möglichkeit erhalten, das Kombinationsbecken 1 außer Betrieb setzen zu können. Das Kombinationsbecken 1 wird auch in Zukunft benötigt, u.a. bei Wartung oder Reparatur des Kombinationsbeckens 2. Durch die Außerbetriebsetzung des Kombinationsbeckens 1 werden mehrere positive Effekte generiert, wie u.a. die Erhöhung der Gasproduktion des Faulturms und die Reduktion von Belüftungskosten (Energie- und Verschleißkosten).  
Auf beiden Abläufen zu den Kombinationsbecken sollen Verschlussorgane vorgesehen werden.
- Phosphateliminationsstelle:  
Zukünftig soll Fällmittel über dem Wassermengenverteilerbauwerk dem Wasservolumenstrom zugegeben werden können.

### 4.6.2 BAUWERKSBESCHREIBUNG

Der äußere Ring des Wassermengenverteilerbauwerks soll in Form eines Fertigbetonschachtes mit einem Innendurchmesser von 3,50 m ausgeführt werden. Im Inneren des Fertigbetonschachtes soll ein GFK-Schacht eingebracht werden.

In den GFK-Schacht sollen folgende drei Zuleitungen münden:

- Ableitung VKB neu PE DA 630
- Ableitung VKB-Bestand + Bypass PE DA 630
- Zuleitung Rücklaufschlamm PE DA 630

Über dem GFK-Schacht soll folgende Leitung Ihren Auslauf besitzen:

- Phosphatfällmitteldosierleitung

Die Einleitungen der drei großen Volumenstromleitungen erfolgen sohnah. Um für eine ausreichende Vermischung der Ströme sorgen zu können, ist zentrisch eine Strömungsrotationseinrichtung vorzusehen.

Der homogenisierte Strom aus vorgereinigtem Abwasser und Rücklaufschlamm wird anschließend durch das kontinuierlich zufließende Wasser in die Höhe verdrängt. An der Oberkante des GFK-Schachtes ist eine Edelstahlüberfallschwelle anzuordnen. Die Edelstahlüberfallschwelle ist vorzusehen, um eine ggf. über Jahre einsetzende ungleichmäßige Setzung des Bauwerks mittels einfacher Anpassungen der Verschraubung der Überfallschwelle ausgleichen zu können. Zudem bietet sich durch das Vorsehen einer Edelstahlüberfallschwelle die Option, die im Kapitel 4.6.3 beschriebene „abgetreppte Überfallschwelle“ einzusetzen.

Das über die Überfallschwelle verdrängte Wasservolumen gelangt in Ableitungsring des Wassermengenverteilerbauwerks. Mittels Steckschiebern kann in diesem Ableitungsring definiert werden, welche Wasseranteile welchem Becken zuzufießen haben.

Folgende Ableitungen sind auszuführen:

- Kombinationsbecken 1: PE DA 630
- Kombinationsbecken 2: PE DA 710

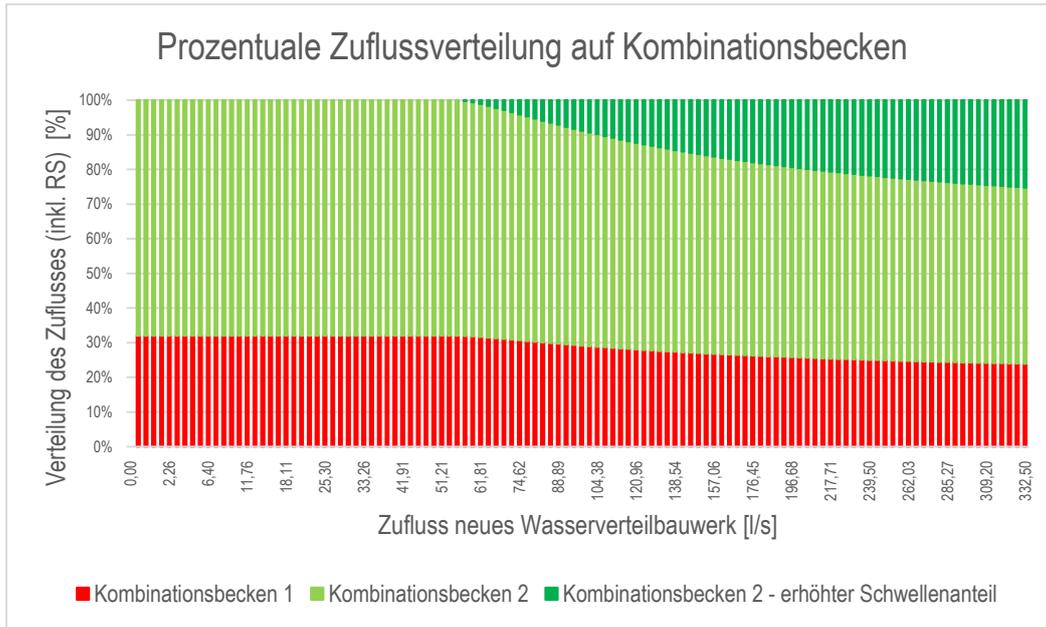
#### 4.6.3 ABGETREPPTTE ÜBERFALLSCHWELLE

Wie bereits in den Kapiteln 4.2.2.1 und 4.2.2.2 beschrieben, unterscheiden sich beide Kombinationsbecken hinsichtlich ihres Verhältnisses von Belebungsvolumen zu Nachklärbecken volumens. Dies kann aus der Kenngröße der spezifischen Volumenaustauschzeit, bezogen auf den jeweils anteilmäßigen maximalen Mischwasserzuflusses beider Becken, abgeleitet werden. Während bei Kombinationsbecken 1 ein Wert von rd. 2,29 [1/d] vorliegt, beträgt dieser bei Kombinationsbecken 2 rd. 3,39 [1/d]. Dies ist problematisch, da es hierdurch zu sich konstant unterscheidenden Milieubedingungen in beiden Becken kommen würde. Aus Gründen des vorbeugenden Umweltschutzes (siehe Kapitel 4.2.2.1) soll darauf verzichtet werden das Kombinationsbecken 1 mit zu großen Wassermengen zu beschicken. Um die Milieubedingungen dennoch angleichen zu können, ist es vorgesehen eine sogenannte „abgetreppte Überfallschwelle“ auf der Kläranlage Rudersberg zu errichten. Diese Schwelle soll an der Oberkante des GFK-Schachtes befestigt und ausgerichtet werden. Die Schwelle wird aus den Höhenstufen 0,00 m und 0,042 m bestehen. Sobald der entstehende Überstau, bezogen auf  $h = 0,00$  m, den Wert von 0,042 m übersteigt, wird ein weiteres Schwellenareal aktiv. Dieses weitere Schwellenareal führt Wasser ausschließlich zu Kombinationsbecken 2. Es wird sich bei maximalem Zufluss ein Überstau von rd. 0,115 m bezogen auf die Höhe  $h = 0,00$  m einstellen.

Durch diese abgetreppte Überfallschwelle wird eine Volumenstromaufteilung von 32 % zu 68 % auf beide Becken bis zu einem Wassermengenverteilerzulauf von rd. 54 l/s (Kläranlagenzulauf + Rücklaufschlamm) sichergestellt. Nach Überschreiten dieser Grenze ändern sich die Verteilungsverhältnisse. Bei maximalem Zufluss zum Wassermengenverteiler von 332,50 l/s liegt ein Verhältnis von rd. 23,95 zu 76,05 % vor, entsprechend Kapitel 4.2.2.3.

Diese Trockenwetteroptimierung wird zu homogeneren Verhältnissen in beiden Becken führen.

In nachfolgender Darstellung werden die sich ändernden Verhältnisse dargestellt. Dabei entsprechen die beiden grün hinterlegten Flächen dem Zufluss des Kombinationsbeckens 2. Die rot hinterlegte Fläche entspricht der anteilmäßigen Zuleitung zu Kombinationsbecken 1.



Diese abgetreppte Überfallschwelle soll als Edelstahlring ausgeführt werden. Sollten sich zukünftig die Randbedingungen auf der Kläranlage ändern, so kann dieser Edelstahlring um 180° gewendet werden. Durch die Wendung wird die einheitliche Unterseite des Edelstahlringes die neue Schwellenoberkante bilden. Die Wassermengenaufteilung wird in diesem Fall alleinig durch die Steckschieber definiert.

## 4.7 UMBAUTEN KOMBINATIONSBECKEN 1

### 4.7.1 ZULEITUNG

Der rd. 35 m lange Zuleitungskanal DN400 zum Kombinationsbecken 1 besteht seit der Errichtung der Kläranlage im Jahr 1978. Kanäle haben eine durchschnittliche funktionale Lebenszeitspanne von 50 Jahren. Für die Anbindung des Kombinationsbeckens 1 an das neu zu errichtende Wassermengenverteilmwerk wäre eine Neuverrohrung auf mindestens 50 % der Kanallänge nötig. Da dies in Anbetracht o.g. demnächst überschrittener Nutzungsdauer nicht sinnvoll ist, soll dieser Kanal im Zuge der Maßnahmen komplett ausgetauscht werden. Die neu zu verlegende Leitung soll als PE DA 630 x 57,2 ausgeführt werden.

### 4.7.2 ZULEITUNGSSCHACHT

Der bisherige Kanal mündet in den Zulaufschacht des Kombinationsbeckens 1. In der betrieblichen Praxis hat sich herausgestellt, dass sich auf der Sohle dieses Schachtes und dem nachgelagerten rechteckigen Zulaufdüker (250 mm x 500 mm) Schlammablagerungen bilden. Im Zuge des Austauschs des Zulaufkanals soll die Einlaufgeometrie des Zulaufschachtes optimiert werden, um die Ablagerungsbildung reduzieren zu können. Die Optimierung soll folgende Maßnahmen enthalten:

- Verlegung Auslass Rohrleitung bis auf Sohle des Zuleitungsschachtes (bisher liegt der Auslass ca. 0,5 m über dem Einlass des rechteckigen Zulaufdükers)
- Anpassungen Sohle des Zuleitungsschachtes mit Profilbeton

Ein Austausch des rechteckigen Zulaufdükers soll im Zuge dieser Maßnahmen nicht erfolgen, da es keine wirtschaftlich darstellbare alternative Option hierzu gibt.

## 4.8 UMBAUTEN KOMBINATIONSBECKEN 2

### 4.8.1 NACHKLÄRBECKEN

Am Nachklärbecken muss, um Verfahrensweise 1 erreichen zu können, das Überfallwehr von derzeit 263,14 m auf eine OK-Höhe von 262,82 m herabgesenkt werden. Hierdurch ergibt sich eine 2/3 Fließhöhe von rd. 4,56 m.

Für den empfohlenen nachfolgenden Ausbau der Kläranlage zu Verfahrensweise 2 wird es notwendig sein, eine neue getauchte Ablaufrinne im NKB nachzurüsten.

Der Wasserstand im Nachklärbecken würde mittels eines neu zu errichtenden Wehrschachtes definiert werden. Der Wasserstand bei dieser Ausbaustufe würde durch eine mittels E-Antrieb bewegte Schwelle auf einem Niveau von 262,41 m gehalten werden. Grundlage für diese Verfahrensweise 2 ist, dass für die vollständige Abwasserklärung des maximalen Kläranlagenzulaufes mittels Kombinationsbecken 2 lediglich eine 2/3 Fließhöhe von 3,82 m im Nachklärbecken benötigt wird.

### 4.8.2 ÜBERLAUFSCHWELLE NITRIFIKATION ZU NACHKLÄRBECKEN

Die rechteckige Ablauföffnung des Nitrifikationsbeckens zum Nachklärbeckenvorschacht weist derzeit Abmessungen von rd. 1,10 m x 0,40 m (Länge x Höhe) auf. Im Zuge der Maßnahmen soll diese Öffnung mittels einer Betonsäge auf 1,10 m x 1,00 m vergrößert werden. Hierdurch wird sich die Sohlentiefe der Öffnung von rd. 262,67 m auf 262,07 m ändern.

Die Ablaufschwellekonstruktion soll erneuert werden, hierbei soll insbesondere die effektive Überfalllänge auf 6,00 m vergrößert werden. Derzeit liegt die Schwellenlänge bei rd. 3,40 m. Die Höhe der neuen Ablaufschwelle soll bei 262,85 m liegen (bereits optimiert für Verfahrensweise 2).

Überrechnungen der Kläranlage durch die SAG-Ingenieure haben ergeben, dass für die Abwasserreinigung in Verbindung mit der anaeroben Faulung lediglich ein Belebungsbeckenvolumen von 3.014 m<sup>3</sup> erforderlich ist. Das Belebungsbecken, umfassend Nitrifikation und Denitrifikation, des Kombinationsbeckens 2 beinhaltet im jetzigen Zustand mehr als 4.000 m<sup>3</sup> Nutzvolumen.

Auch nach Absenkung der Überfallschwelle wird den biologischen Prozessen ein Volumen von über 3.500 m<sup>3</sup> zur Verfügung stehen. Damit ist das neue Belebungsbecken sowohl für Verfahrensweise 1 als auch für Verfahrensweise 2 ausreichend.

### 4.8.3 ÜBERLAUFSCHWELLE DENITRIFIKATION ZU NITRIFIKATION

Die Bereiche „vorgeschaltete Denitrifikation“ und „nachgeschaltete Nitrifikation“ werden durch einen rd. 10,00 m langen Überfall voneinander getrennt. Der Überfall ist derzeit in Form einer rd. 1,16 m tiefen Aussparung am trennenden Betonring ausgeführt.

Um die hydraulischen Gewinne aus den vorangegangenen Kapiteln nutzbar machen zu können, ist es notwendig, diese Ablaufschwelle abzusenken.

Hierbei soll die Überströmkante zukünftig bei 262,95 m liegen (bereits optimiert für Verfahrensstufe 2).

### 4.8.4 ZULEITUNG

Derzeit wird das Kombinationsbecken 2 mittels einer DN 600 Leitung beschickt. Dieser Leitungsdurchmesser ist ausreichend für die Zuleitung von Q = 332,5 l/s. Die Bestandsleitung soll auf Höhe des bestehenden Wassermengenverteilmwerks gefasst werden und mittels Anschlusses einer PE DA 710 x 64,5 Leitung zum neuen Wassermengenverteilmwerk geführt werden.

## 4.9 UMBAUTEN RÜCKLAUFSCHLAMMPUMPWERK

### 4.9.1 ALLGEMEIN

Das derzeit auf der Kläranlage bestehende Rücklaufschlamm- und Rücklaufwasserpumpwerk wird mittels Hebeschnecken betrieben.

Die Kläranlage besitzt derzeit keine Möglichkeit, um den zurückgeführten Schlammvolumenstrom messen zu können. Für den ordnungsgemäßen Betrieb einer Kläranlage ist es aber unabdingbar, die Ströme genau messen zu können, daher soll im Zuge der Umbaumaßnahmen eine MID-Messung nachgerüstet werden.

Die Rücklaufschlammzulaufrohrdimension des Kombinationsbeckens 1 beträgt DN 200, die Zulaufdimension des Kombinationsbeckens 2 beträgt DN 300.

Im Zuge der Nachrüstung des Wassermengenverteilerbauwerks ist die Ablaufführung des gehobenen Rücklaufschlammes von 15 m Länge (derzeit DN 500) durchgängig als PE DA 630 x 57,2 Leitung neu zu verrohren. Eine Teilerneuerung von lediglich 8 m wäre nicht sinnvoll.

Das Rücklaufwasserhebwerk ist seit längerem außer Betrieb, da sich in der Praxis gezeigt hat, dass dieses für den ordnungsgemäßen Betrieb der Kläranlage nicht benötigt wird. Daher wird das Rücklaufwasserhebwerk, um Kosten einzusparen, in den nachfolgenden Betrachtungen nicht berücksichtigt. Sollte sich später zeigen, dass dieses reaktiviert werden muss, darf die zusätzliche Wassermenge nicht über das Verteilerbauwerk dem Kombinationsbecken 2 zugeführt werden (ggf. Kapazitätsprobleme). Es ist dann eine neue Abführungsleitung vom Auslass der Rücklaufwasserhebeschnecke direkt zum Denitrifikationsring zu führen. Die Anbindung an das Denitrifikationsbecken hat in Rotationsrichtung des Wassers hinter der Überfallschwelle zwischen vorgeschalteter Denitrifikation und Nitrifikation zu erfolgen. Da die Projektbeteiligten davon ausgehen, dass auch zukünftig kein Rücklaufwasser benötigt wird, soll auf diese Maßnahme vorläufig verzichtet werden und nur bei Bedarf umgesetzt werden.

### 4.9.2 RÜCKLAUFSCHLAMMVOLUMENSTROMMESSUNG

Es ist ein Rücklaufschlammvolumenstrommessschacht vorzusehen. Durch diesen Schacht soll die neue Rücklaufschlammleitung geführt werden. Auf dieser Leitung ist eine MID-Durchflussmessung vorzusehen. Um die erforderliche Größe dieses Schachtes begrenzen zu können, ist ein MID vorzusehen, dass keine Ein- bzw. Auslaufstrecke für die Durchflussmessung benötigt. Die Kellerentwässerungspumpe soll Flüssigkeiten in den Abwurfschacht des Hebewerkes befördern. Der Messschacht soll ausreichend groß dimensioniert werden, damit dort zukünftig zwei trocken aufgestellte Exzentrerschneckenpumpen (1+1) das Überschussschlammmanagement durchführen können.

Des Weiteren ist in diesem Schacht ein Tiefpunkt der Phosphatdosierleitungen samt Sensoren vorzusehen.