



Markt Hohenwart

**Wasserrechtsantrag für die
Mischwasserentlastung
im Ortsteil Deimhausen**

vom 14.02.2025

Vorhabensträger: Markt Hohenwart

Marktplatz 1

86558 Hohenwart

Tel.: 08443 / 69-0

Landkreis: Pfaffenhofen a. d. Ilm

Entwurfsverfasser: Wipfler PLAN Planungsgesellschaft mbH

Hohenwarter Straße 124

85276 Pfaffenhofen

Tel.: 08441/5046-0; Fax: 490204

INHALTSVERZEICHNIS

1 Erläuterung

- 1.1 Bauwerksverzeichnis
- 1.2 Zusammenstellung der Einleitung

2 Berechnungen und Nachweise

- 2.1 Hydrotechnik

3 Übersichts- und Lagepläne

- 3.1 GP ÜK 01 Übersichtskarte M = 1 : 25.000
- 3.2 GP ÜL 01 Übersichtslageplan mit EZG Deimhausen M = 1 : 5000
- 3.3 GP ÜL 02 Übersichtslageplan Druckleitung M = 1 : 5000
- 3.4 GP LP02a Lageplan mit EZG und Ablaufgraben M = 1 : 2000
- 3.5 GP RRB01a Regenrückhaltebecken M = 1 : 250;100;50

4 Bauwerkspläne

- 4.1 GP EB 01 Detail Entlastungsbauwerk mit Pumpwerk M = 1 : 50
- 4.2 GP EB 02 Stauraum Regenüberlaufbecken M = 1 : 500; 1000/100
- 4.3 GP KO 01 Detail Umbau Kanal am best. Entlastungsbauwerk M = 1 : 50
- 4.4 GP KS 01 Detail Übergabeschacht ER360M M = 1 : 25

5 Baugrunduntersuchung (nur digital)

- 5.1 Geotechnischer Bericht Kläranlage und Stauraumkanal, November 2017
- 5.2 Geotechnischer Bericht Abwasserüberleitung, Oktober-Dezember 2018

ERLÄUTERUNG

INHALTSVERZEICHNIS

1	Vorhabensträger.....	1
2	Veranlassung und Projekthistorie	1
3	Bestehende Verhältnisse.....	2
3.1	Allgemeines.....	2
3.2	Baugrundverhältnisse.....	2
3.3	Gemeindestruktur.....	2
3.4	Einzugsgebiet.....	3
3.5	Angeschlossene Außengebiete	3
3.6	Bestehende Abwasseranlagen	3
3.6.1	Allgemeines.....	3
3.6.2	Ist-Zustand der Kläranlage und Anforderungen	3
3.6.3	Abwasseranfall- und Zusammensetzung.....	4
3.7	Gewässerverhältnisse und Anforderungsstufe.....	4
3.8	Niederschlagsverhältnisse.....	5
3.9	Wasserversorgung	5
3.10	Weitere Angaben.....	5
4	Art und Umfang des Vorhabens.....	5
4.1	Kurzbeschreibung des Gesamtvorhabens	5
4.2	Prognoseannahmen und Berechnungsgrundlagen	7
4.3	Mischwasserbehandlung	8
4.4	Entlastungsbauwerk	9
4.4.1	Pendelrechen und Abschlagsmessung am Entlastungsbauwerk	9
4.5	Ertüchtigung der Oxidationsteiche als Regenrückhaltung	10
5	Nachweis Vorfluter	11
6	Auswirkungen des Vorhabens	11
7	Rechtsverhältnisse	12

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Prognoseannahmen	7
-----------------------------------	---

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 3-1: Deimhauser Graben nach Regenereignis	4
Abbildung 4-1: Übersicht zum Verlauf der Druckleitung (rot) auf der Kläranlage Hohenwart	6
Abbildung 4-2: Tauchwand mit Pendelrechen	10
Abbildung 4-3: Überfallbeiwerte für frontal angeströmte, feste Wehre in Abhängigkeit der Wehrform (nach Schröder 1994)	10

QUELLENVERZEICHNIS

ATV-A 128 Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen, April 1992

DWA-A 166 Bauwerke der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung – Konstruktive Gestaltung und Ausrüstung, November 2013

DWA-M 176 Hinweise zur konstruktiven Gestaltung und Ausrüstung von Bauwerken der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung, November 2013

DWA-M 177 Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen – Erläuterungen und Beispiele, Juni 2001

DWA-A 198 Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen, April 2003

LfU Bayern Merkblatt Nr. 4.4/22; Anforderungen an Einleitungen von häuslichem und kommunalem Abwasser sowie an Einleitungen aus Kanalisationen; März 2023

Betriebstagebuch Kläranlage Deimhausen, 2020-2022

WipflerPLAN Studie zur Abwasserbeseitigung Deimhausen (Projektnummer: 2011.100): 2015

WipflerPLAN Entwurfsplanung Abwasserüberleitung von Deimhausen nach Hohenwart vom 30.08.2018

1 Vorhabensträger

Vorhabensträger ist der

Markt Hohenwart
Marktplatz 1
86558 Hohenwart
Tel. 08443 / 69-0
Fax. 08443 / 69-69

vertreten durch den Ersten Bürgermeister Jürgen Haindl.

2 Veranlassung und Projekthistorie

Mit Bescheid vom 12.12.1995 wurde dem Markt Hohenwart die beschränkte Erlaubnis zur Benutzung des Deimhauser Grabens durch Einleiten gesammelter Abwässer aus der Kläranlage Deimhausen (Fl. Nr. 455, Gemarkung Deimhausen) und zur Entlastung von Mischwasser aus dem Regenüberlauf (Fl. Nr. 454, Gemarkung Deimhausen) erteilt. Der Bescheid wurde 2018 verlängert, er endete am 31.12.2021. Der Bescheid zur Einleitung von Abwasser aus der Kläranlage Deimhausen in den Deimhauser Graben endet am 31.12.2025.

Die Abwasserbeseitigung im Ortsteil Deimhausen war 2015 bis 2018 Gegenstand zweier Studien. Untersucht wurden Ertüchtigungsvarianten der Teichkläranlage Deimhausen, eine Abwasserüberleitung von Deimhausen nach Freinhausen und die Abwasserüberleitung von Deimhausen nach Hohenwart. Letztere Alternative wurde durch den Marktgemeinderat favorisiert. Die WipflerPLAN Planungsgesellschaft ist mit der Planung der Maßnahme beauftragt. Dem vorliegenden Antrag liegt die Entwurfsplanung zur Abwasserüberleitung von Deimhausen zur Kläranlage Hohenwart zugrunde, im Zuge derer auch die Mischwasserbehandlung im Ortsteil Deimhausen ertüchtigt wird.

3 Bestehende Verhältnisse

3.1 Allgemeines

Deimhausen ist ein ländlich geprägter Ortsteil der Marktgemeinde Hohenwart, er liegt ca. 3 km nördlich von Hohenwart im Landkreis Pfaffenhofen a. d. Ilm

3.2 Baugrundverhältnisse

Von der Firma Crystal Geotechnik wurde im November 2017 eine Bodenerkundung auf dem Kläranlagengelände Deimhausen durchgeführt, um Aufschluss über die Untergrund- sowie Grundwasserverhältnisse und mögliche Altlasten wie auch Erkenntnisse bzgl. des gewählten Einbringungsverfahrens des Stauraumkanals sowie der Druckleitung zu erhalten. Weiter wurde im Dezember 2018 ein zusätzliches Bodengutachten entlang der geplanten Trasse für die Abwasserdruckleitung durch die Firma EFUTECH GmbH angefertigt.

Den Geotechnischen Berichten gehen nachfolgende Erkenntnisse aus der Untersuchung hervor.

Innerhalb des Kläranlagengeländes Deimhausen wurden künstliche Auffüllungen bis ca. 1,4 m unter Geländeoberkante angetroffen. Unterhalb der Auffüllung wurden schlecht tragfähige Decklagen aus locker gelagerten Sanden sowie weiche, teils organische Tone/Schluffe und Torfschichten bis 4,1 m unter Geländeoberkante erkundet. Unterhalb der Decklagen treten tertiäre Sedimente in Form von schwach schluffigen bis teils auch stark schluffigen Sanden in teils lockerer, meist mitteldichter bis dichter Lagerung auf.

Laut Bodengutachten vom November 2017 liegt das Grundwasser im Bereich der Kläranlagen und des geplanten Stauraumkanals gespannt vor und liegt auf ca. 3,7-1,75 m unter Geländeoberkante. Der ermittelte Grundwasserstand liegt etwa bei 392,8 -393,9 mNN.

3.3 Gemeindestruktur

Der Ort ist vollständig im Mischsystem erschlossen und hat 308 Einwohner. Im Ort sind fünf Milchviehbetriebe vorhanden.

Es ist mit einer Nachverdichtung durch Zubau in landwirtschaftlichen Betrieben zu rechnen. Der Siedlungsschwerpunkt der Marktgemeinde ist Hohenwart. In Deimhausen sollen laut dem Markt Hohenwart keine weiteren Baugebiete ausgewiesen werden.

3.4 Einzugsgebiet

Das Einzugsgebiet der Kläranlage Deimhausen umfasst die Entwässerung des Ortsnetzes im Mischsystem, sowie den Schmutzwasserzufluss des nördlich gelegenen Zieglerhof. Im Bestand ergibt sich eine Fläche von 20,77 ha im Mischsystem und eine Fläche von 0,18 ha im Trennsystem, die an die Kläranlage Deimhausen angeschlossen ist.

Aufgrund unterschiedlicher Befestigungsgrade wird das Einzugsgebiet in zwei Teileinzugsgebiete unterteilt. Das nördliche Einzugsgebiet umfasst eine Fläche von 10,36 ha mit einem Befestigungsgrad von 70,8 %, das südliche Einzugsgebiet weist bei einer kanalisierten Fläche von 10,39 ha einen Befestigungsgrad von 34,91 % auf. Die befestigte Fläche im Einzugsgebiet des Stauraumkanals in Deimhausen ergibt sich somit zu 10,95 ha.

3.5 Angeschlossene Außengebiete

Deimhausen befindet sich in einer Tallage. Als relevant für den Nachweis der Mischwasserentlastung werden nur die „ortsnahen“ Außengebiete berücksichtigt. Die Außeneinzugsgebiete, die über Regenrückhaltebecken in die Mischkanalisation einleiten, werden vernachlässigt. Ortsnahe Außengebiete von 44,84 ha, welche nicht durch ein Regenrückhaltebecken verfügen, werden mit einem abflusswirksamen Anteil von 5%, entsprechend 2,24 ha, berücksichtigt. Diese sind im beiliegenden Lageplan in der Anlage 3.2 dargestellt.

3.6 Bestehende Abwasseranlagen

3.6.1 Allgemeines

Das Ortsnetz in Deimhausen wird im Mischsystem entwässert. Ein Hauptsammelkanal DN 1000 durchzieht den gesamten Ort Deimhausen entlang der Talstraße. Er mündet in einen Regenüberlauf, ca. 170 m oberhalb der Teichkläranlage. Der RÜ entlastet in den Deimhauser Graben. Beim Anspringen der Schwelle ist der Rückstau in den Hauptsammler auf ca. 17 m³ beschränkt. Nach dem Regenüberlauf wird das Mischwasser über eine 179,28 m lange Rohrdrossel mit DN 400 der Kläranlage zugeführt.

3.6.2 Ist-Zustand der Kläranlage und Anforderungen

Die bestehende Kläranlage Deimhausen verfügt über ein Absetzbecken (430 m³) und zwei Oxidationsteiche (2645m² und 2388 m²). Die Gesamtteichfläche beträgt 5033 m². Aufgrund der Einleitung in den Deimhauser Graben gilt nach LfU-Merkblatt 4.4/22 für die Größenklasse 1 Anforderungsstufe 3. Da die Einleitwerte

der Kläranlage in der vorhandenen Bauform die Anforderungen nicht einhalten können, ist geplant die Kläranlage aufzulassen und das Abwasser der angeschlossenen Ortsteile stattdessen zur Kläranlage Hohenwart abzuleiten.

3.6.3 Abwasseranfall- und Zusammensetzung

Die KA Deimhausen verfügt über keine kontinuierliche Durchflussmessung. Dem Schmutzwasserzufluss wird daher eine einwohnerspezifische Schmutzwassermenge von 115 l/E/d zugrunde gelegt. Der Schmutzwasserabfluss ergibt sich bei 308 Einwohnern zu 35,4 m³/d. Ein auf der Kläranlage Deimhausen im Zeitraum vom 07.02.2014 bis 20.02.2014 durchgeführtes Messprogramm ergab einen Trockenwetterzufluss von 60,0 m³/d, bei einem minimalen Nachtabfluss von 25,4 m³/d (entspricht Fremdwasser). Es folgt:

Schmutzwasserabfluss	$Q_{S,d,aM}$	35,4	m³/d
Fremdwasserabfluss	$Q_{F,d,aM}$	25,4	m³/d
Trockenwetterabfluss	$Q_{T,d,aM}$	60,8	m³/d
Fremdwasseranteil	FWA	42	%

3.7 Gewässerverhältnisse und Anforderungsstufe

Vorfluter der bestehenden Teichkläranlage und des Regenüberlaufs, sowie des geplanten Stauraumkanals ist der Deimhauser Graben. Der Deimhauser Graben führt bei Trockenwetter selbst kein Wasser, er ist somit nach Absprache mit dem zuständigen Wasserwirtschaftsamt als Trockengraben einzustufen.



Abbildung 3-1: Deimhauser Graben nach Regenereignis

Er mündet nach ca. 1.300 m in den Kaltentalgraben (Gewässer III. Ordnung) und im weiteren Gewässerverlauf in die Paar.

Die Anforderung an die Mischwassereinleitung richtet sich nach dem Schutzbedürfnis des betroffenen Gewässers an der Einleitstelle. Es steht kein aufnahmefähiges Fließgewässer zur Verfügung. Es werden daher unabhängig von der Anforderungsstufe der Kläranlage Hohenwart **weitergehende Anforderungen an die Mischwasserentlastung in den Deimhauser Graben gestellt.**

3.8 Niederschlagsverhältnisse

Der Jahresniederschlag wurde aus den Daten 1961 – 2012 des Deutschen Wetterdienstes für die Messstation Scheyern (ID 4441) zu 799 mm entnommen.

3.9 Wasserversorgung

Die Trinkwasserversorgung in Deimhausen wird über den Wasserzweckverband der Paartalgruppe sichergestellt. Ein Anschluss für das geplante Entlastungsbauwerk wird laut Angaben des Markt Hohenwart hergestellt.

3.10 Weitere Angaben

Auskünfte zu den Sparten wurden zur Planung der Abwasserdruckleitung angefragt. Im Bereich des geplanten Stauraumkanals befindet sich eine Gasleitung, die für den Bau umverlegt werden muss. Die Baumaßnahme zur Herstellung des Stauraumkanals kann somit lediglich im Sommer durchgeführt werden. Das von Deimhausen zur Kläranlage Hohenwart geförderte Abwasser wird direkt vor dem Rechen und nach der Mischwasserbehandlung Hohenwarts eingeleitet. Die Planung und wasserrechtliche Genehmigung obliegen einem eigenen Verfahren.

4 Art und Umfang des Vorhabens

4.1 Kurzbeschreibung des Gesamtvorhabens

Die Teichkläranlage Deimhausen (400 EW) wird aufgelassen und das Abwasser zur Kläranlage Hohenwart (4.950 EW) übergeleitet. Der vorhandene Regenüberlauf oberhalb der Kläranlage Deimhausen entfällt in seiner Funktion. Die Mischwasserbehandlung erfolgt zukünftig in einem neu zu errichtenden Stauraumkanal mit unten liegender Entlastung auf dem Gelände der aufzulassenden Kläranlage

Deimhausen. Die aufgelassenen Oxidationsteiche werden als Regenrückhalte-
 raum nach der Mischwasserentlastung ertüchtigt.

Die Pumpstation Deimhausen wird auf dem Gelände der zukünftig aufgelassenen
 Kläranlage Deimhausen errichtet. Mittels nass aufgestellter Pumpen wird das Ab-
 wasser mit einer Drosselung von 7 l/s nach Hohenwart gepumpt. Die Druckleitung
 läuft über 2.920 m weitgehend auf öffentlichem Grund. Die Druckleitung soll hier-
 bei direkt in den Zulauf zur Kläranlage Hohenwart eingeleitet werden, somit wer-
 den die Mischwasserentlastungsanlagen in Hohenwart nicht beaufschlagt.

Den genauen Verlauf der Druckleitung auf der Kläranlage zeigt nachfolgende Ab-
 bildung. Aktuell ist die zukünftige Ausgestaltung der Kläranlage Hohenwart in Pla-
 nung. Je nach Ausgestaltung der Umbauten an der Kläranlage muss die Drucklei-
 tung aus Deimhausen auf dem Kläranlagengelände nochmals versetzt werden.
 Übergangsweise, bis zur Fertigstellung der Umbauten an der Kläranlage Hohen-
 wart, wird die Druckleitung aus Deimhausen am Schacht ER360M eingeleitet. Die
 genaue Ausgestaltung hierzu ist in Anlage 4.4 enthalten.

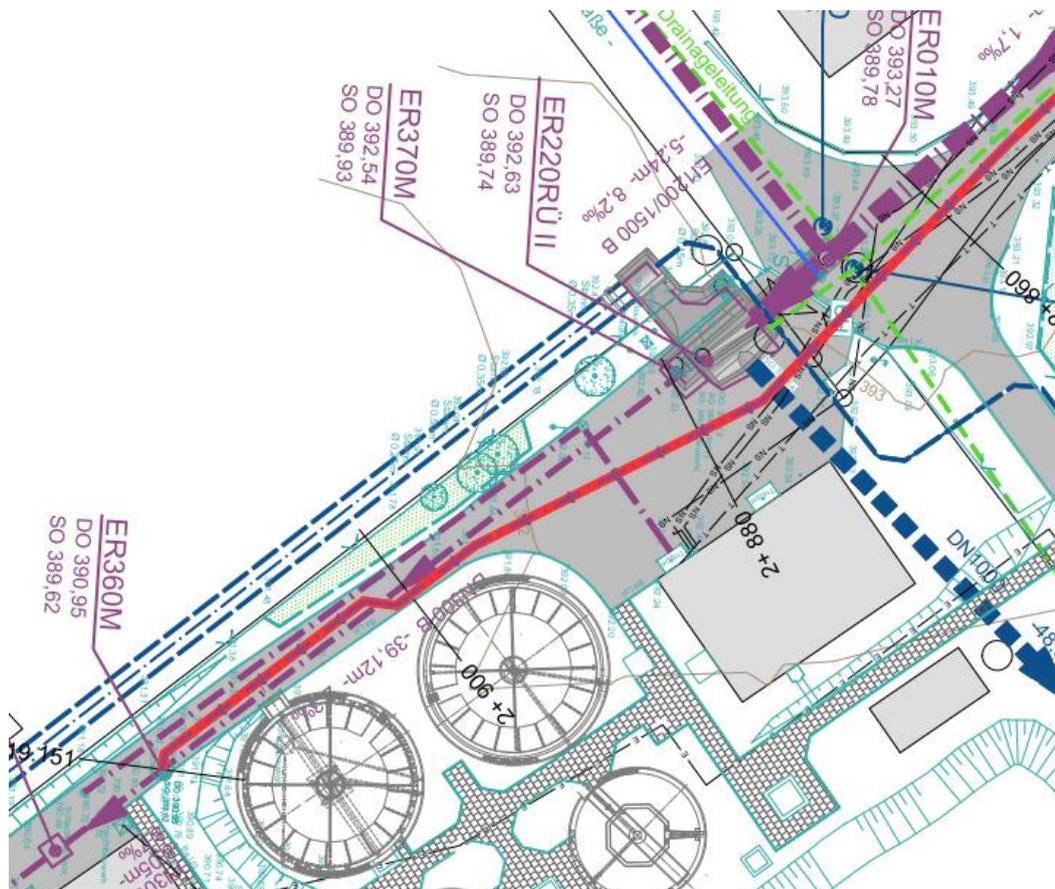


Abbildung 4-1: Übersicht zum Verlauf der Druckleitung (rot) auf der Kläranlage Hohenwart

4.2 Prognoseannahmen und Berechnungsgrundlagen

In Deimhausen stehen 15 Bauplätze leer (ca. 60 EZ). Die Einwohneranzahl wird somit ca. auf 368 steigen, dies entspricht einem Zuwachs von ca. 20 %. Die Ausweisung neuer Baugebiete ist laut dem Markt Hohenwart nicht geplant.

Für die Pumpstation wird ein Drosselabfluss (= Mischwasserabfluss) von 7,0 l/s angesetzt. Dieser bewusst hoch abgestimmte Wert gewährleistet eine ausreichende Spülgeschwindigkeit in der Abwasserdruckleitung und verringert das erforderliche Volumen zur Mischwasserbehandlung.

Das kanalisierte Einzugsgebiet umfasst 20,77 ha, die befestigte Fläche im Ortsteil beträgt 13,2 ha.

Der Jahresniederschlag wurde aus den Daten 1961 – 2012 des Deutschen Wetterdienstes für die Messstation Scheyern (ID 4441) zu 799 mm entnommen.

Die CSB-Konzentration von 651 mg/l entstammt dem Messprogramm 2014. Die Fließstrecke im Freispiegel umfasst ca. 943 m und weist dadurch eine Fließdauer von ca. 15 Minuten auf.

Für die Bemessung des erforderlichen Mischwasserbehandlung werden die Abflüsse aus der Prognoseberechnung herangezogen. Diese werden nachfolgend aufgezeigt:

Prognoseannahmen:

Tabelle 1: Prognoseannahmen

Bezeichnung	Ergebnis	Rechengang
Prognostizierte Schmutzwasseranfall $Q_{S,aM}$	0,5 l/s	= $35,4 \text{ m}^3/\text{d} + (60 \text{ EZ} * 115 \text{ l}/(\text{E} * \text{d}) = 42,5 \text{ m}^3/\text{d}$
Fremdwasserzufluss $Q_{F,aM}$	0,29 l/s	bleibt gleich wie im Bestand
Trockenwetterzufluss $Q_{T,aM}$	0,8 l/s	= $Q_{S,aM} + Q_{F,aM}$ 0,5 l/s+ 0,29 l/s
Spitzenabfluss $Q_{T,max}$ mit	1,9 l/s	= $(24/10) * Q_{T,aM}$

$X_{\max} = 10 \text{ h/d}$		
-----------------------------	--	--

Der Mischwasserzufluss ergibt sich nach DWA-A 198 zu:

$$Q_m = f_{s,Q_m} \cdot Q_{S,aM} + Q_{F,aM} = 6 \dots 9 \cdot 0,5 \text{ l/s} + 0,29 \text{ l/s} = 3,3 \text{ l/s} \dots 4,8 \text{ l/s}$$

Der Mischwasserzufluss wird bewusst höher zu **7 l/s** gewählt.

Nachfolgend werden die Eingangsgrößen für die Nachweisführung nach DWA -A 128 aufgelistet:

Zusammenfassung der Eingangsgrößen:

Kanalisiertes EZG	$A_{E,k}$	20,77(MS) +0,18 (TS) ha	
Befestigte Fläche	$A_{E,b}$	10,96	ha
Zuschlag Außengebiete	$A_{E,b,AG}$	2,24	ha
Undurchlässige Fläche	$A_{u,128}$	13,2	ha
Mischwasserabfluss	Q_M	7,0	l/s
Niederschlagshöhe	h	799	mm
CSB-Konz. aus Messprog.	c_{CSB}	600	mg/l

4.3 Mischwasserbehandlung

Das erforderliche Volumen für die Mischwasserbehandlung, ermittelt nach dem vereinfachten Aufteilungsverfahren nach DWA-A 128, beträgt 191 m³. Das Volumen liegt ebenfalls über den Mindestvolumina nach LfU-Merkblatt 4.4/22, Nr. 4.4.2.2 (vgl. Hydrotechnik).

Aufgrund der Ausführung der Mischwasserbehandlung als Stauraumkanals mit untenliegender Entlastung muss das baulich bereitzustellende Mindestvolumen mit 1,5 multipliziert werden. Es beträgt somit 286, 5 m³ (=191m³+1,5).

Nachfolgend wird das für die Mischwasserbehandlung bereit gestellte Volumen aufgezeigt. Die genaue Ermittlung ist in der Hydrotechnik enthalten.

Physisches Mischwasservolumen V_{MW}	312,8 m ³
Erforderliches Volumen, nach DWA-A 128	286,5 m ³ (bedingt durch den SKU)

Das anrechenbare Volumen übersteigt das erforderliche Volumen um ca. 10%.

Der Nachweis kann somit geführt werden.

4.4 Entlastungsbauwerk

Das Entlastungsbauwerk wird mit einem 5,5 m langen Streichwehr mit Tauchwand und Pendelrechen ausgestattet. Die Vollfülleistung des Hauptsammlers DN 1000 in Deimhausen beträgt 1.618 l/s. Der maximale Entlastungsabfluss ergibt sich aus der Vollfülleistung abzüglich $Q_M = 7$ l/s zu $Q_{\ddot{u}} = 1.611$ l/s. Die genaue Ermittlung nachfolgender Kennzahlen ist in der Anlage 2 Hydrotechnik enthalten.

Entlastungsabfluss	$Q_{\ddot{u}}$	1.611	l/s
Überfallhöhe bedingt durch Pendel	$h_{\ddot{u},m}$	0,30	m
Spezifische Schwellenbelastung		293	<700 l/(s·m)
Horizontale Fließgeschwindigkeit	v_h	0,3	$\leq 0,3$ m/s
Abstand d. Tauchwand – Schwelle		1,00	>0,30 m
Leistung des Abschlagskanals	Q_{max}	2234	>1.611 l/s
Rechnerische Entleerungsdauer	$t_{e,vorh}$	14	≤ 15 h
Mindestmischverhältnis		69,5	> 15 -

Die erforderlichen Nachweise für das geplante Entlastungsbauwerk können ebenfalls geführt werden.

4.4.1 Pendelrechen und Abschlagsmessung am Entlastungsbauwerk

Zum Rückhalt von groben Schwimmstoffen soll ein Pendelrechen mit Tauchwand vor der Schwelle platziert werden. Der Pendelrechen funktioniert rein mechanisch. Sollte der Rechen komplett verlegt sein, schwingen die Rechenstäbe durch den Druck des Wassers auf und der Überlauf wird kurzzeitig freigegeben.

Der Pendelrechen wird mit folgenden Maßen ausgestaltet:

- Abstand Schwelle zur Tauchwand: 1m
- Länge des Schwingrechens: 5,5 m
- Stababstand: 20 mm

Zum (zumindest teilweisen) Rückhalt von Schwimmstoffen ist die Tauchwand vorgesehen.

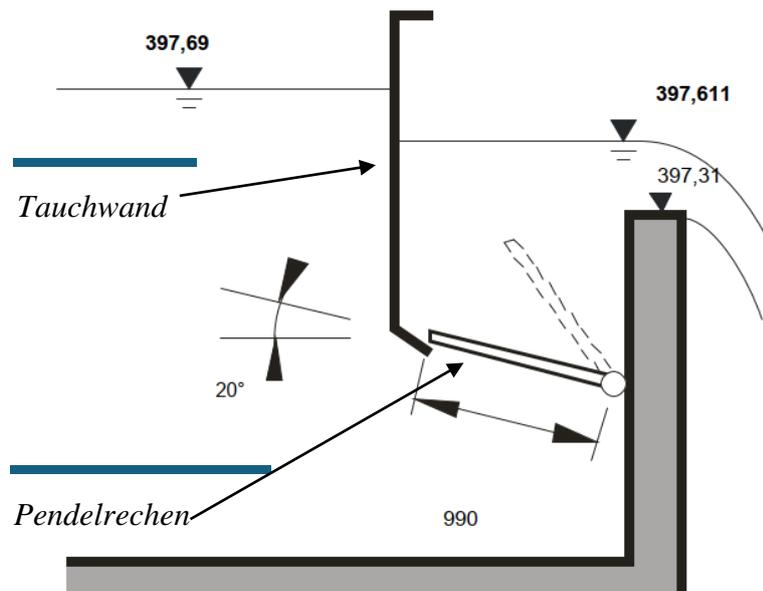


Abbildung 4-2: Tauchwand mit Pendelrechen

Zur Erfassung der abgeschlagenen Mischwassers soll Messeinrichtung am Überlauf vorgesehen werden. Hierzu soll eine Radarsonde zwischen Tauchwand und Schwelle installiert werden. Aufgrund der geplanten Wehrform wird ein Überfallbeiwert von $\mu = 0,5$ gewählt.

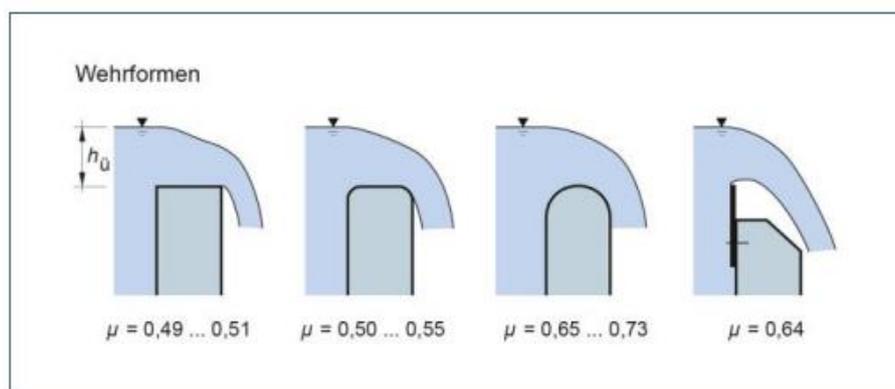


Abbildung 4-3: Überfallbeiwerte für frontal angeströmte, feste Wehre in Abhängigkeit der Wehrform (nach Schröder 1994)

4.5 Ertüchtigung der Oxidationsteiche als Regenrückhaltung

Zum Schutz des schwachen Vorfluters vor hydraulischen Stößen werden die Oxidationsteiche der Kläranlage Deimhausen als Regenrückhalteraum ertüchtigt. Hierfür werden die beiden Becken mittels Abtragung des Zwischendamms zu ei-

dem Becken umgewandelt. Das Becken durchzieht eine Trockenwetterrinne mit 1 % Längsgefälle. Weiter wird das Becken mit einem seitlichen Gefälle von 1 % ausgeführt, um ein schnelles Abführen des abgeschlagenen Mischwassers zu ermöglichen. Das Gelände des östlichen Beckenrands muss auf 395,5 m NN aufgefüllt werden, um ein ausreichendes Volumen herstellen zu können. Das Becken soll über einen 20 cm dicken Oberboden mit Rasenansaat verfügen, darunter ist eine 30 cm dicke Lehmschicht zur Abdichtung gegen den Austausch mit dem hoch anstehenden Grundwasser vorgesehen.

Der Einlauf in das Becken ist mit Wasserbausteinen zu sichern, ebenso wie der Auslauf in den Vorfluter. Die Drosselung in den Vorfluter ist durch eine Rohrdrossel DN 200 mit einem Gefälle von 2,6 % und einer Länge von 26,9 m auf 61 l/s ausgelegt. Eine Dammscharte mit einer Breite von 6 m und einer Schwellenhöhe von 395,0 m NN dient als Notüberlauf. Der Notüberlauf wird auf den maximalen Entlastungsabfluss aus der vorgeschalteten Regenentlastungsanlage abzüglich des maximalen Drosselabflusses aus dem RRB ausgelegt. Er ergibt sich zu 1.526 l/s.

Insgesamt kann ein Volumen von rund 2.700 m³ als Rückhalteraum ertüchtigt werden. Auf Grundlage des vereinfachten Verfahrens DWA-A 117 ist das Volumen ausreichend, um ein einjähriges Regenereignis zurückzuhalten. Die entsprechenden Nachweise dazu sind in der Hydrotechnik enthalten.

5 Nachweis Vorfluter

Als Vorfluter für die Einleitung aus den Rückhaltebecken dient der Deimhauser Graben. Es handelt sich um einen Trockengraben, der nicht ständig Wasser führt. Für die Nachweisführung muss die hydraulische Leistungsfähigkeit des Vorfluters gegeben sein. Der Grabenquerschnitt ist hydraulisch ausreichend, um den maximalen Drosselabfluss (0,078 m³/s) aus dem RRB bei Mittelwasserabfluss im Deimhauser Graben aufzunehmen. Weiter kann auch der Schleppspannungsnachweis geführt werden. Dieser ist ebenfalls in der Hydrotechnik genau beschrieben.

6 Auswirkungen des Vorhabens

Die Maßnahmen erfüllen die wasserrechtlichen Auflagen, welche mit der Verlängerung der wasserrechtlichen Erlaubnis verhängt wurden. Durch die grundlegende

Neugestaltung der Mischwasserentlastung im Ortsteil Deimhausen wird der Deimhauser Graben vor Kanalspülgut und hydraulischen Stößen geschützt.

7 **Rechtsverhältnisse**

Der Markt Hohenwart, vertreten durch den 1. Bürgermeister Herrn Jürgen Haindl, beantragt auf Basis der vorliegenden Unterlagen eine gehobene Erlaubnis nach § 15 WHG für das Einleiten von entlastetem Mischwasser aus dem Ortsteil Deimhausen in den Deimhauser Graben.

Der Entwurfsverfasser.
Pfaffenhofen, den 14.02.2025

Der Antragsteller
Hohenwart, den _____

WipflerPLAN
Planungsgesellschaft mbH

Dipl.-Ing. Klaus Parth
M.Sc. Vanessa Diepold

Markt Hohenwart

1. Bürgermeister
Herr Jürgen Haindl

8 Bauablauf

Die Pumpstation wird außerhalb des bestehenden Absetzteiches platziert, damit während der Bauzeit der Weiterbetrieb der Kläranlage nicht beeinflusst oder behindert wird. Um den Zulauf des Abwassers zur Kläranlage weiter sicherstellen zu können, wird eine provisorische Haltung DN 400 am Schacht UT150 M bis zum Einlauf in den Absetzteich verlegt. Im Anschluss daran wird die Druckleitung, sowie die Pumpstation inklusive Entlastungsbauwerk gebaut. Mit dem Bau des Stauraumkanals DN 1400 wird von Süden her begonnen. Kurz vor dem Zusammenschluss des neuen Stauraumkanals mit der bestehenden Mischwasserkanalisation am Schacht M0100SK, muss der Ablauf DN 1000 bis Fertigstellung des Zusammenschlusses verschlossen werden. Gleichzeitig wird eine Umgehungsleitung DN 400 zur Abführung des Mischwasserzuflusses aus Deimhausen errichtet.

Es wird eine Haltung DN 600 vom bestehenden Mischwasserkanal bis zum Zulaufbereich des bestehenden Regenüberlaufs (UT040R) errichtet. Die Sohle der provisorischen Haltung (DN 600) wird auf 398,50 geplant, somit steht ein Kanalspeichervolumen von 124 m³ zur Verfügung. Die provisorische Haltung DN 600 ist mit einem Gefälle von 12 % geplant. Die Vollfüllungsleistung beträgt hierbei 2129 l/s und übersteigt den maximalen Entlastungsabfluss von $Q_{E,max} = Q_{voll,Zulauf} = 1611$ l/s. Nach der Fertigstellung des Stauraumkanals kann die Pumpstation inbetrieb genommen werden. Das Provisorium am aufgelassenen Regenüberlauf kann zurückgebaut werden. Der Ablauf am Entlastungsbauwerk muss mittels einer Blase verschlossen werden, damit der Umbau des Regenrückhaltbeckens stattfinden kann. Das anfallende Trockenwetter kann über die Pumpstation der Kläranlage zugeführt werden. Für den Regenwetterfall wird am Schacht M0101SK eine provisorische Haltung DN 600 vorgesehen. Diese ist mit einer Sohlhöhe von 397,30 m NHN und einem Gefälle von 10% geplant. Die Sohlhöhe des Ableitungskanals DN 600 entspricht somit der Schwellenhöhe am Überlaufbauwerk.

Die Vollfüllungsleistung beträgt hierbei 1.943 l/s und übersteigt den maximalen Entlastungsabfluss von $Q_{E,max} = Q_{voll,Zulauf} = 1.611$ l/s.

Das bauzeitliche Provisorium wird nach Fertigstellung des RRB zurückgebaut.

1.1 BAUWERKSVERZEICHNIS

Entlastungsanlage Deimhausen (inklusive Detailangaben)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Lfd. Nr.	Bez.	Anlagennummer DABay	Art der Entlastungsanlage	Entwässerungssystem	Name Gewässer	Gewässerkennzahl	Gewässerordnung	Einzugsgebiet A_{EO} (km ²)	Örtlichkeit/Lage (Bauwerk)	Mittl. Niedrigwasserabfluss MNQ (m ³ /s)	Mittelwasserabfluss MQ (m ³ /s)	1-jährl. Hochwasserabfluss HQ1 (m ³ /s)	Wasserkörper (WRRL)	Gemarkung (Einleitung)	Flur-Nr. (Einleitung)	UTM Zone 32 Ostwert (Einleitug)	UTM Zone 32 Nordwert (Einleitug)	A_u ($A_{u,direkt}$) (ha)	Art der Drossel	Drosselabfluss gem. Planung (l/s)
1	SKU Deimhausen		SKU	Misch-/Trennsystem	Deimhauser Graben		3	4	aufgelassene Kläranlage					Deimhausen	454	677143821	5.387.242.241	13,2	Pumpwerk	7

1	2	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	37	38
Lfd. Nr.	Bez.	max. mögliche Entlastung oder Drosselabfluss RRB / RTB $Q_{entl.}$ (l/s)	Messeinrichtung	Grobstoffrückhalt	Volumen Becken (m ³)	anrechenbares Kanalvolumen (m ³)	Gesamt-Volumen (m ³)	Spez. Speichervolumen des Beckens (m ³ /ha)	Q_{TaM} ($Q_{TaM,direkt}$) (l/s)	Regenabflusspende q_r (l/s·ha)	Kritischer Abfluss Q_{krit} (l/s)	Fremdwasserabfluss Q_f (l/s)	Zulässige Entlastungsrate (%)	Ab dem Zeitpunkt	Hydraulische Einheit (VwVBayAbwAG 2.2.1)
1	SKU Deimhausen	78	ja	ja	289,7	23,1	312,8	23,7	0,8	0,23	396,8	0,29	60,7		Hydraulische Einheit 1

Zusammenstellung der Einleitungen aus der Kanalisation in die Gewässer von Regenüberlaufbauwerken											
Entwässerungsbereich			Konstruktions- und Bemessungsmerkmale der Regenrückhaltebauwerke					Entlastungs- kanal	Einleitungs- stelle	Gewässer	
lfd. Nr. der Einleitungs- stelle	Bezeichnung	Lage, Einzugsgebiet (ha), Zum Abfluss beitragende Fläche A_{red} (ha)	Zulauf DN (mm) Gefälle J_s Q_{voll} (l/s)	Schwellenhöhe (m ü. NHN), Schwellenlänge (m), Überfallbeiwert, UK_{Decke} , max. Überfallhöhe	Weiterführender Schmutzwasser- kanal (Drossel) DN, Gefälle J_s , Drossellänge	Trocken- wetter- abfluss (l/s)	Q_{krit} (l/s)	DN (mm), Gefälle J_s , Q_{voll} (l/s)	Gemarkung, Flur.Nr. Gewässer, Flur.Nr. Bauwerk, UTM-Koordinaten Einleitungsstelle	Name	
1	SKU Deimhausen	Deimhausen $A_E = 20,93$ ha, $A_U = 13,20$ ha	DN 1000 4,73 ‰ 1618 l/s	397,31 m ü. NHN 5,5m 0,5 397,94 m ü. NHN 0,63 m	Abwasserdruckleitung, DA 110 x 10 2929 m 7 l/s	0,8 l/s	396,8 l/s	DN 1000 9 ‰ 2234 l/s	Deimhausen Flur.Nr. 454 Flur.Nr. 455 677142 5387244	Deimhauser Graben	

HYDROTECHNISCHE BERECHNUNGEN

INHALTSVERZEICHNIS

1	Ermittlung der Anforderungsstufe an die Mischwasserentlastung	3
2	Hinweise zum Umfang der vorliegenden Unterlagen	3
3	Bemessungsgrundlagen Abwasserüberleitung Deimhausen	3
3.1	Einzugsgebiet SKU Deimhausen und Einwohner	3
3.2	Abwassermengen und Fremdwasseranfall	4
3.3	CSB-Konzentration.....	5
3.4	Betriebliche Rauheit	5
3.5	Ermittlung der Neigungsgruppen	5
4	Ergebnisse der Berechnung nach ATV-A 128, Anhang 3	7
5	Einzelnachweis Entlastungsbauwerk SKU Deimhausen.....	10
5.1	Volumenermittlung.....	10
5.2	Ermittlung der spezifischen Schwellenbelastung nach DWA 166.....	13
6	Nachweis der Regenentlastungsanlage: Einzelnachweis	14
6.1	Zusammenstellung der Anlagendaten	18
6.2	Einzelnachweise des Stauraumkanals Deimhausen.....	19
7	Nachweisführungen zum Regenrückhaltebecken	21
7.1	KOSTRA-Daten.....	21
7.2	Bestimmung des Drosselabflusses in den Deimhauser Graben	22
8	Dimensionierung Druckleitung und Pumpstation Deimhausen.....	25
8.1	Abwasserdruckleitung	25
8.2	Ermittlung der Förderleistung der Pumpen	25
8.3	Bestimmung der Förderhöhe der Pumpen Deimhausen	26
8.4	Wahl der Pumpen Deimhausen	28
8.5	Bemessung des Pumpensumpfes Deimhausen	30
8.6	Prüfung der Befüllungsdauer des SKU Deimhausen bei Trockenwetterabfluss	31
9	Druckluftspülung.....	31
10	Nachweis Vorfluter	32
10.1	Nachweis Deimhauser Graben	32
10.2	Schleppspannungsnachweis	37

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 3-1: Ermittlung der befestigten Fläche	4
Tabelle 3-2: Zusammenfassung Abwasserwerte PS Deimhausen	4
Tabelle 3-3: Ermittlung der Neigungsgruppen	6
Tabelle 4-1: Anwendungsbereich vereinfachtes Aufteilungsverfahren	7
Tabelle 6-1: Nachweisführung SKU	20
Tabelle 7-1: Nachweis nach dem DWA-A 117, Teil 1	23
Tabelle 8-1: Druckleitungsberechnung Deimhausen	26
Tabelle 10-1: Ermittlung der Schubspannung	37

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 3-1: CSB-Konzentration bei Trockenwetter, Auswertung 2020-2022	5
Abbildung 4-1: erforderliches Volumen der Mischwasserbehandlung nach DWA -A 128	9
Abbildung 6-1: sich einstellende Überfallhöhe bedingt durch Pendelrechen	19
Abbildung 7-1: Niederschlagshöhen nach KOSTRA-DWD 2020	21
Abbildung 7-2: Niederschlagsspenden nach KOSTRA-DWD 2020	21
Abbildung 7-3: Ermittlung maximaler Drosselabfluss	22
Abbildung 8-1: Kennlinien Pumpe und Druckleitung	29
Abbildung 8-2: Bemessung Pumpensumpf	30
Abbildung 10-1: Nachweisführung der hydraulischen Aufnahmefähigkeit des Deimhauser Grabens bei Drosselabfluss	34
Abbildung 10-2: Nachweisführung der hydraulischen Aufnahmefähigkeit des Deimhauser Grabens bei Anspringen des Notüberlaufs	36
Abbildung 10-3: Sohlbeschaffenheit Deimhauser Graben an der Einleitstelle	37

1 Ermittlung der Anforderungsstufe an die Mischwasserentlastung

Der Vorfluter für die Mischwasserbehandlung ist der Deimhauser Graben, bei dem es sich um einen Trockengraben handelt. Daraus ergeben sich weitergehende Anforderungen an die Mischwasserbehandlung in Deimhausen.

2 Hinweise zum Umfang der vorliegenden Unterlagen

Der Neubau der Kläranlage in Hohenwart befindet sich aktuell in Planung. Für die erforderlichen Nachweise wird auch das gepumpte Mischwasser aus Deimhausen berücksichtigt werden. Weiter ist es geplant das Mischwasser aus Deimhausen erst nach dem letzten Entlastungsbauwerk direkt auf die Kläranlage in Hohenwart einleiten zu lassen.

Die vorliegenden Antragsunterlagen umfassen somit lediglich die Antragsstellung für die Einleitung von Mischwasser aus dem Entlastungsbauwerk in den Deimhauser Graben.

3 Bemessungsgrundlagen Abwasserüberleitung Deimhausen

3.1 Einzugsgebiet SKU Deimhausen und Einwohner

Das Einzugsgebiet, welches über die Mischwasserbehandlung SKU Deimhausen entlastet, setzt sich folgendermaßen zusammen:

Es ist eine Fläche von 20,77 ha im Mischsystem und eine Fläche von 0,18 ha im Trennsystem an die Kläranlage Deimhausen angeschlossen. Das Einzugsgebiet der Mischwasserkanalisation kann wiederum in zwei Teileinzugsgebiete unterteilt werden-je nach Befestigungsgrad. Die genaue Einteilung dazu zeigt der Lageplan in Anlage 3. Nachfolgende Tabelle fasst die Ermittlung der undurchlässigen Fläche je Einzugsgebiet zusammen:

Tabelle 3-1: Ermittlung der befestigten Fläche

Bezeichnung	Kategorisierung	A _{E,k}	Befestigungsgrad Ref.-fläche	A _{E,b}
Zieglershof	Trennsystem	0,18	-	-
EZG Nord	Mischsystem	10,36	70,80 %	7,33
EZG Süd	Mischsystem	10,39	34,91 %	3,62
				10,95
Außengebiet				2,24
Gesamt				13,20

Ortsnahe Außengebiete von 44,84 ha, die nicht über ein Regenrückhaltebecken zurückgehalten werden, werden mit einem abflusswirksamen Anteil von 5 % angesetzt.

3.2 Abwassermengen und Fremdwasseranfall

Der Schmutzwasserzufluss ergibt sich aus der zukünftig zu erwartenden Einwohnerzahl (bedingt durch Nachverdichtung) von 368 EW für den Ortsteil Deimhausen sowie dem angesetzten spezifischen Abwasseranfall von $w_s=115 \text{ l}/(\text{E} \cdot \text{d})$.

Der unvermeidbare Regenabfluss aus dem vorhandenen Trenngebiet (Zieglershof) $Q_{R,Tr}$ wird dem Schmutzwasserabfluss $Q_{S,aM}$ gleichgesetzt.

Das Fremdwasser ergibt sich aus einem vom 07.02 2014 bis 20.02.2014 durchgeführten Messprogramm zu 25,4 m³/d.

Zur Errechnung des maximalen stündlichen Trockenwetterabflusses $Q_{T,h,max}$ wurde Spitzenabflussfaktor von $x_{Qmax} = 10 \text{ h/d}$ herangezogen.

Nachfolgende Tabelle zeigt eine Zusammenstellung der prognostizierten Abflussmengen für das Kanalsystem im Zulauf zur Pumpstation Deimhausen.

Tabelle 3-2: Zusammenfassung Abwasserwerte PS Deimhausen

Gesamtes Einzugsgebiet	Q _{S,aM} [l/s]	Q _{R,Tr} [l/s]	Q _{F,aM} [l/s]	Q _{T,aM} [l/s]	Q _{T,h,max} [l/s]
Deimhausen bis SKU	0,5	0,01	0,29	0,8	1,9

3.3 CSB-Konzentration

Nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick zur Auswertung der CSB-Konzentration im Kläranlagenzulauf bei Trockenwetter. Messungen ohne zugeordneten Wetterschlüssel wurden in der Auswertung nicht berücksichtigt.

Messtag, Datum	CSB Trockenwetter [mg/l]
22.01.2020	1111
27.04.2020	434
08.09.2020	1020
14.01.2021	520
01.03.2021	380
17.06.2021	490
18.10.2021	630
16.11.2021	1000
24.01.2022	570
18.02.2022	502
21.03.2022	480
15.06.2022	689
08.07.2022	235
03.08.2022	447
08.12.2022	472

Abbildung 3-1: CSB-Konzentration bei Trockenwetter, Auswertung 2020-2022

Die Auswertung ergibt einen Mittelwert von 598,7 mg/l. Dieser wird zu einem Wert von 600 mg/l aufgerundet.

Eine Sensitivitätsanalyse konnte zeigen, dass das geplante Volumen auch bei einer CSB-Konzentration von über 700 mg/l ausreichen würde.

3.4 Betriebliche Rauheit

Die betriebliche Rauheit für die Druckleitungsdimensionierung wurde mit $k_b = 0,25$ mm berücksichtigt.

3.5 Ermittlung der Neigungsgruppen

Nachfolgende Tabelle zeigt die Ermittlung der Neigungsgruppe für das Ortsnetz Deimhausen. Das Gefälle wurde anhand der Deckelhöhen der bestehenden Mischwasserhaltungen ermittelt. Die gewählten Farben stehen für die unterschiedlichen Stränge der Mischwasserkanalisation.

Der Strang TA160M- UT190 (blau hinterlegt) bildet den Hauptsammler durch den Ort von Nord nach Süd. Die Haltungen KB100 M- KB020M (in grün) bildet den östlichen Strang bis zum Hauptsammler. Die Haltungen HH070M – HH010M (orange)

bilden den westlichen Strang bis zum Hauptsammler. Es ergibt sich ein nach Länge gewichteter Mittelwert von 2,22 %, somit wird Neigungsgruppe 2 gewählt.

Tabelle 3-3: Ermittlung der Neigungsgruppen

Haltung	Schacht oben	Schacht unten	Deckelhöhe oben [m NN]	Deckelhöhe unten [m NN]	Länge [m]	Gefälle [%]
Name	Schacht oben	Schacht unten	Deckelhöhe oben [m NN]	Deckelhöhe unten [m NN]	Länge[m]	Gefälle[%]
TA160 M	TA160 M	TA150 M	405,79	405,49	41,33	0,73
TA150 M	TA150 M	TA140 M	405,49	404,64	53,14	1,60
TA140 M	TA140 M	TA130 M	404,64	403,86	50,90	1,53
TA130 M	TA130 M	TA120 M	403,86	403,57	39,09	0,74
TA120 M	TA120 M	TA110 M	403,57	403,47	21,21	0,47
TA110 M	TA110 M	TA100 M	403,47	403,11	47,22	0,76
TA100 M	TA100 M	TA090 M	403,11	403,08	35,04	0,09
TA090 M	TA090 M	TA080 M	403,08	402,86	49,35	0,45
TA080 M	TA080 M	TA070 M	402,86	402,73	11,02	1,18
TA070 M	TA070 M	TA060 M	402,73	402,45	43,28	0,65
TA060 M	TA060 M	TA050 M	402,45	402,4	39,07	0,13
TA050 M	TA050 M	TA040 M	402,4	402,38	41,16	-0,05
TA040 M	TA040 M	TA030 M	402,38	402,02	53,09	0,68
TA030 M	TA030 M	TA020 M	402,02	401,75	53,77	0,50
TA020 M	TA020 M	TA010 M	401,75	401,4	48,93	0,72
TA010 M	TA010 M	UT230M	401,4	401,02	51,20	0,74
UT230M	UT230M	UT220M	401,02	400,67	56,31	0,62
UT220M	UT220M	UT210M	400,67	400,25	49,38	0,85
UT210M	UT210M	UT205M	400,25	400,27	111,54	-0,02
UT205M	UT205M	UT200M	400,27	399,56	60,66	1,17
UT200M	UT200M	UT190M	399,56	398,67	46,72	1,90
UT190M	UT190M	UT182M	398,67	399,39	50,74	1,42
KB100 M	KB100 M	KB090 M	425,44	420	49,52	10,99
KB090 M	KB090 M	KB080 M	420	417,54	37,27	6,60
KB080 M	KB080 M	KB070 M	417,54	413,9	32,75	11,11
KB070 M	KB070 M	KB060 M	413,9	411,45	24,96	9,82
KB060 M	KB060 M	KB050 M	411,45	408,77	20,75	12,92
KB050 M	KB050 M	KB040 M	408,77	406,33	22,81	10,70
KB040 M	KB040 M	KB030 M	406,33	404,95	27,14	5,08
KB030 M	KB030 M	KB020 M	404,95	403,8	29,13	3,95
KB020 M	KB020 M	KB010 M	403,8	402,8	33,21	3,01
HH070 M	HH070 M	HH060 M	407,5	406,12	51,26	2,69
HH060 M	HH060 M	HH050 M	406,12	404,92	51,52	2,33
HH050 M	HH050 M	HH040 M	404,92	404,52	24,15	1,66
HH040 M	HH040 M	HH030 M	404,52	404,08	26,32	1,67
HH030 M	HH030 M	HH020 M	404,08	403,36	47,90	1,50
HH020 M	HH020 M	HH010M	403,36	402,85	49,37	1,03
Summe [m]					1582,21	
gewichteter Mittelwert [%]						2,22
Neigungsgruppe						NG 2

4 Ergebnisse der Berechnung nach ATV-A 128, Anhang 3

Die Anwendbarkeit des vereinfachten Verfahrens wird in Tabelle 4-1 nachgewiesen. Es zeigt sich das vereinfachte Verfahren kann angewandt werden, da alle erforderlichen Bedingungen eingehalten werden (Tabelle 4-1).

Tabelle 4-1: Anwendungsbereich vereinfachtes Aufteilungsverfahren

1	Die Regenabflussspende q_r der Kläranlage darf 2 l/(s*ha) nicht überschreiten	
	$q_r = Q_{r24} / A_u = 0,47 \text{ l/s*ha}$	
	mit:	
	$Q_{r24} = Q_m - Q_{z24} - Q_{r724} = 6,19 \text{ l/s}$	
	$Q_m = 7,00 \text{ l/s}$	
	$Q_{z24} = 0,8 \text{ l/s}$	
	$Q_{r724} = 0,01 \text{ l/s}$	
	$A_u = 13,2 \text{ ha}$	
	Kriterium	
	$q_r \leq 2 \text{ l/s*ha}$	eingehalten
2	Die Regenabflussspende q_r für das oberhalb liegende Gesamteinzugsgebiet eines Regenüberlaufbeckens darf nicht größer sein als die 1,2-fache Regenabflussspende der Kläranlage	
	Nachweis für SKU:	kein Regenabfluss
	$q_{r,RÜB} = Q_{r24} / A_u = 0,47 \text{ l/s*ha}$	Kap. 6.3.2
	mit:	
	$Q_{r24} = Q_m - Q_{z24} - Q_{r724} = 6,19 \text{ l/s}$	Kap. 6.2.5
	$Q_d = 7 \text{ l/s}$	
	$Q_{z24} = 0,8 \text{ l/s}$	aus SF-Mengenbilanz
	$Q_{r724} = 0,01 \text{ l/s}$	aus SF-Mengenbilanz
	$A_u = 13,2 \text{ ha}$	aus SF-Mengenbilanz
	Kriterium	
	$q_{r,KA} = 0,47 \text{ l/s*ha}$	siehe Kriterium 1
	$q_{r,RÜB} \leq 1,2 * q_{r,KA} \leq 0,56 \text{ l/s*ha}$	eingehalten

3 Es dürfen höchstens 5 Regenüberlaufbecken hintereinandergeschaltet werden, da darüber hinaus die Ungenauigkeit des vereinfachten Aufteilungsverfahrens zu groß wird

$$n_{RÜB,ges} = \quad = \quad 1 -$$

$$n_{RÜB,limit} = \quad = \quad 0 -$$

Kriterium

$$n_{RÜB,max} = \quad = \quad 5 - \quad \text{eingehalten}$$

4 Drosselabflüsse von Regenüberläufen müssen mindestens so groß sein, wie sie sich nach diesen Richtlinien ergeben

	RÜ vorhanden	x	keine RÜ vorhanden	
$Q_{d,RÜ}$	=		=	l/s
Q_{krit}	=	$Q_{24} + Q_{krit} + \Sigma Q_{d,i}$	=	0 l/s Kap. 6.2.7
mit:				
$Q_{24,direkt}$	=		=	l/s aus SF-Mengenbilanz
$Q_{krit,direkt}$	=	$r_{krit} \cdot A_{d,i}$	=	0 l/s Kap. 6.2.6
		$15 \cdot 120 / (t_i + 120)$		
r_{krit}	=	für $t_i \leq 120$ min 7,5	=	15 l/s*ha Kap. 9.1
		für $t_i > 120$ min		
t_i	=		=	min Kap. 9.1
$A_{d,direkt}$	=		=	ha aus SF-Mengenbilanz
$\Sigma Q_{d,i}$	=		=	l/s Beachte Kap. 9.1
$m_{RÜ}$	=		=	- Kap. 9.1
Kriterien				
$Q_{d,RÜ,min}$	=	Q_{krit}	=	0 l/s Nachweis entfällt
$Q_{d,RÜ,min,konstruktiv}$	=		=	50 l/s Kap. 10.1.1
$Q_{d,RÜ,aus m}$	=	$(m_{RÜ} + 1) \cdot Q_{24}$	=	0 l/s Nachweis entfällt

5 Die Anzahl der Regenüberläufe im Einzugsgebiet eines Überlaufbeckens darf nicht größer als 5 sein, da darüber hinaus die Ungenauigkeit des vereinfachten Aufteilungsverfahrens zu groß wird

	RÜ vorhanden	x	keine RÜ vorhanden	
$n_{RÜ,vor RÜB}$	=		=	0 -
Kriterium				
$n_{RÜ,max}$	=		=	5 - Nachweis entfällt

6 Regenrückhaltebecken innerhalb des betrachteten Einzugsgebietes müssen eine Regenabflussspende von mindestens $q_r \geq 5$ l/s*ha aufweisen. Ihr Volumen wird im vereinfachten Aufteilungsverfahren nicht auf das erforderliche gesamtspreichvolumen angerechnet. Es kann nur im Nachweisverfahren (Kap. 8.2) berücksichtigt werden.

	RRB vorhanden	x	keine RRB vorhanden	
q_r,RRB	=		=	0,47 l/s*ha Kap. 9.4
Kriterium				
q_r,RRB,min	=		=	5 l/s*ha Nachweis entfällt

7 Das erforderliche spezifische Speichervolumen V_s darf 40 m³/ha nicht überschreiten

$$V_s = \quad = \quad 7,07 \text{ m}^3/\text{ha} \quad \text{Bild 13, Kap. 7.2}$$

Kriterium

$$V_{s,min} = \quad = \quad 7,07 \text{ m}^3/\text{ha} \quad \text{bzw. Formblatt A128-Anhang 3 (LFU)} \quad \text{eingehalten}$$

Die Berechnung nach Anhang 3 des Arbeitsblattes ATV-A 128 dient zur Ermittlung des benötigten Speichervolumens der geplanten Mischwasserbehandlung. Die Eingangsdaten, sowie das erforderliche bereitzustellende Mischwasservolumen sind in Abbildung 4-1 enthalten. Es zeigt sich es muss ein Mindestvolumen von

191 m³ bereitgestellt werden. Da der geplante Stauraumkanal mit untenliegender Entlastung ausgeführt wird, muss das erforderliche Volumen mit dem Faktor 1,5 multipliziert werden. Das erforderliche Volumen für die Mischwasserbehandlung ergibt sich somit zu 286,5 m³. Das vorhandene Volumen für die Mischwasserbehandlung beträgt 312,8 m³ (Kapitel 5). Es kann somit ausreichend Speichervolumen bereitgestellt werden.

Formblatt A 128 Anhang 3 -- Weitergehende Anforderungen für Bayern					
Projekt :	Deimhausen Anschluss Hohenwart		Datum: <input type="text"/>		
Berechnung eines Regenüberlaufbeckens					
Becken :	Deimhausen - weitergehende Anforderungen		Kläranlage : Deimhausen/Hohenwart		
Gewässer :	Deimhauser Graben		MNQ : <input type="text" value="0,00"/> m ² /s		
Eingabedaten		Normalanforderung nach A128			
mittlere Jahresniederschlagshöhe	$h_{Na} =$	<input type="text" value="799"/> mm	zulässige Entlastungsrate	$e_0 =$	<input type="text" value="71,4"/> %
undurchlässige Gesamtfläche	$A_u =$	<input type="text" value="13,2"/> ha	spezifisches Speichervolumen	$V_s =$	<input type="text" value="6,3"/> m ² /ha
längste Fließzeit im Gesamtgebiet	$t_f =$	<input type="text" value="15"/> min	spezifisches Mindestvolumen	$V_{s,min} =$	<input type="text" value="4,5"/> m ² /ha
mittlere Geländeneigungsgruppe	$NG_m =$	<input type="text" value="2"/> -	erforderliches Gesamtvolumen	$V =$	<input type="text" value="84"/> m ³
MW-Abfluss	$Q_M =$	<input type="text" value="7"/> l/s	Für Gewässer mit $MNQ/Q_{S,h,max} =$ <input type="text" value="MNQ/Q_{S,h,max} > 1000"/>		
TW-Abfluss, im Jahresmittel	$Q_{T,aM} =$	<input type="text" value="0,8"/> l/s	1,2 - fache Entlastungsrate	$e_0 =$	<input type="text" value="85,6"/> %
TW-Abfluss, stündlicher Spitzenabfluss	$Q_{T,h,max} =$	<input type="text" value="1,9"/> l/s	spezifisches Speichervolumen	$V_s =$	<input type="text" value="0,0"/> m ² /ha
Regenabfluss aus Trenngebieten	$Q_{R,Ti} =$	<input type="text" value="0,01"/> l/s	Mindestvolumen	$V_{s,min} =$	<input type="text" value="4,5"/> m ² /ha
CSB-Konzentration im TW-Abfluss	$c_T =$	<input type="text" value="600"/> mg/l	erforderliches Gesamtvolumen	$V =$	<input type="text" value="59"/> m ³
Fremdwasserabfluss, im Jahresmittel	$Q_{F,aM} =$	<input type="text" value="0,29"/> l/s	Weitergehende Anforderungen in Bayern nach LFU-Merkbl. 4.4/22		
Auslastungswert der Kläranlage	$n =$	<input type="text" value="4,17"/> -	erforderliches Mindestmischverhältnis	$m_{RÜB} =$	<input type="text" value="15,0"/> -
Regenabfluss, im Jahresmittel	$Q_{R,aM} =$	<input type="text" value="6,2"/> l/s	0,85 - fache Entlastungsrate	$e_3 =$	<input type="text" value="60,7"/> %
Regenabflussspende	$q_R =$	<input type="text" value="0,469"/> l/(s·ha)	zugehöriges Gesamtvolumen	$V_3 =$	<input type="text" value="191"/> m ³
TW-Abflussspende, im Jahresmittel	$q_{T,aM} =$	<input type="text" value="0,061"/> l/(s·ha)	MNQ-Wert ist 0 oder nicht angegeben! $e_0 > 75\%$, Anwendungsbereich überschritten.		
Fließzeitabminderung	$a_f =$	<input type="text" value="0,93"/> -			
mittl. Regenabfluss bei Entlastung	$Q_{R,E} =$	<input type="text" value="55,5"/> l/s			
mittleres Mischverhältnis	$m =$	<input type="text" value="69,43"/> -			
x_a - Wert für Kanalablagerungen	$x_a =$	<input type="text" value="10,1"/> -			
Einflusswert TW-Konzentration	$a_c =$	<input type="text" value="1,0"/> -			
Einflusswert Jahresniederschlag	$a_h =$	<input type="text" value="-0,001"/> -			
Einflusswert Kanalablagerungen	$a_a =$	<input type="text" value="0,922"/> -			
Bemessungskonzentration	$c_b =$	<input type="text" value="1152"/> mg/l			
rechn. Entlastungskonzentration	$c_e =$	<input type="text" value="122"/> mg/l			

Abbildung 4-1: erforderliches Volumen der Mischwasserbehandlung nach DWA -A 128

5 Einzelnachweis Entlastungsbauwerk SKU Deimhausen

5.1 Volumenermittlung

Das gesamte der Mischwasserbehandlung zur Verfügung stehende Volumen beläuft sich auf ca. 313 m³.

Es setzt sich aus den folgenden Bestandteilen zusammen:

- Stauraumvolumen des SKUs
- Rückstauvolumen in den bestehenden Mischwasserkanal DN 1000
- Entlastungsbauwerk
- Pumpensumpf

Stauraumvolumen des SKUs

Der Stauraumkanal wird als DN 1400 (Drachenprofil) mit einer Länge von 155,5 m ausgeführt. Die Querschnittsfläche A ergibt sich zu 1,337 m². Das physische Volumen des Stauraumkanals ergibt sich somit zu 207,9 m³.

Ermittlung des statischen Kanalvolumens an Regenentlastungen														
Bezeichn. und Typ der Entlastung: SKU Deimhausen														
OK Schwellenhöhe: 397,31 m ü.NN														
Strecke Schacht Nr.	Entl. liegt oben = o oder unten = u	Profil- bezeich. (DN, Ei, oder Sonst.)	Profil		Länge L m	Sohlkoten		Sohl- ge- fälle J ‰	Teil- füllungs- grad auf halber Länge h / H -	Kreis und Eiprofil			statisch. Kanal- volumen V _{sk} = A _t · L m ³	
			Breite bzw. DN mm	Höhe bzw. DN mm		unten mNN	oben mNN			Quer- schnitts- fläche A _v m ²	aus Teil- füll- tabell. A _t / A _v -	Teil- fläche unter Schw. A _t m ²		
Einlauf														
Entlastungsbw														
M0102SK	M0102SK	u	DN	1400	106,50	393,75	395,24	13,99	1,000	1,3370	1,0000	1,3370	142,4	
M0102SK	M0101SK	u	DN	1400	49,00	395,24	395,93	14,08	1,000	1,3370	1,0000	1,3370	65,5	
M0101SK														
Summe der Kanallängen (m) :										Nutzbares Volumen des Stauraumkanals:				
Teillänge mit oben liegendem BÜ =										m		V =		
Teillänge mit unten liegendem BÜ =										155,50 m		V =		207,9
Gesamtlänge L =										155,50 m				207,9

Rückstauvolumen in den bestehenden Mischwasserkanal DN 1000

Das statische Kanalspeichervolumen in Abhängigkeit der Wasserspiegelhöhe bei Einstau bis Schwellen OK entlang der anrechenbaren Haltungen (DN 1000) des bestehenden Kanalnetzes zeigt nachfolgende Abbildung. Das physische Volumen bedingt durch den Rückstau ergibt sich zu 23,1 m³.

Ermittlung des statischen Kanalvolumens an Regenentlastungen														
Bezeichn. und Typ der Entlastung: SKU Deimhausen														
OK Schwellenhöhe: 397,31 m ü.NN														
Strecke Schacht Nr.	Entl. liegt oben = o oder unten = u	Profil- bezeich. (DN, Ei, oder Sonst.)	Profil		Länge L m	Sohlkoten		Sohl- ge- fälle J ‰	Teil- füllungs- grad auf halber Länge h / H -	Kreis und Eiprofil			statisch. Kanal- volumen $V_{sk} = A_t \cdot L$ m^3	
			Breite bzw. DN mm	Höhe bzw. DN mm		unten mNN	oben mNN			Quer- schnitts- fläche A_v m^2	aus Teil- füll- tabell. A_v / A_v -	Teil- fläche unter Schw. A_t m^2		
M0101SK	M0100SK	u	DN	1000	5,00	396,64	396,74	20,00	0,620	0,7854	0,6513	0,5115	2,6	
M0100SK	UT182M	u	DN	1000	10,00	396,74	396,79	5,00	0,545	0,7854	0,5572	0,4376	4,4	
UT182M	UT190M	u	DN	1000	50,71	396,79	397,09	5,92	0,370	0,7854	0,3364	0,2642	13,4	
UT190M	UT200M	u	DN	1000	46,72	397,09	397,27	3,85	0,130	0,7854	0,0766	0,0601	2,8	
UT200M		u	DN	1000		397,27				0,7854				
Summe der Kanallängen (m) :														
Teillänge mit oben liegendem BÜ =										m		V =		
Teillänge mit unten liegendem BÜ =										112,43 m		V =		23,1
Gesamtlänge L =										112,43 m				23,1
										Nutzbares Volumen des Stauraumkanals:				

Volumen des Überlaufbauwerks

Die Ermittlung des Volumens im Überlaufbauwerk zeigt die nachfolgende Tabelle.

Zur Berechnung des Volumens wird die mittlere Querschnittsfläche bis zur Oberkante der Schwellenhöhe ermittelt. Die Querschnittsfläche ohne Betonauffüllungen beträgt 3,9 m x 3,87 m (397,3 m NHN -393,44 m NHN) = 15,09 m².

Hiervon wird das mittels Betonauffüllung hergestellte Gerinne abgezogen, dieses hat eine Querschnittsfläche von 3,77 m² (Ermittlung über CAD). Somit ergibt sich eine mittlere Querschnittsfläche von 11,32 m² (=15,09 m² -3,77 m²).

Das Volumen ergibt sich somit aus $A_{\text{mittel}} \times \text{Schwellenlänge} = 11,32 \text{ m}^2 \times 5,2 \text{ m}$ zu **58,8 m³**.

Volumen Überlaufbauwerk	SKU Deimhausen		
Profil auf der Einstauseite	RE mit TW-Gerinne(Drachenprofil)		
Schwellenlänge	L_S	5,20	[m]
Schwellenhöhe	h_S	397,31	[müNN]
Einlaufhöhe	h_E	393,75	[müNN]
Auslaufhöhe	h_A	393,73	[müNN]
mittlere Höhe	h_{mittel}	3,57	[m]
mittlere Querschnittsfläche bis OK Schwelle	A_{mittel}	11,32	[m ²]
Volumen	V	58,8	[m ³]

Das physisch vorhandene Volumen ergibt sich somit zu **58,8 m³**.

Volumenermittlung des nass aufgestellten Pumpensumpfs

Die nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick zur Ermittlung des Volumens im Pumpensumpf mit den nass aufgestellten Pumpen. Hierbei wurde zunächst das mittlere Volumen der Berme ermittelt, sowie das restliche Volumen ohne Berme bis zur Schwellenhöhe des Überlaufbauwerks (397,31 NHN). Die Summe der beiden Volumina ergibt ein Gesamtvolumen von **23 m³**.

Bemessung Pumpensumpf

Eingangsdaten			
Sohle Pumpensumpf		SO_{Sumpf}	392,80 m
Länge Pumpensumpf oben		$L_{\text{PSu,oben}}$	3,90 m
Breite Pumpensumpf oben		$B_{\text{PSu,oben}}$	1,40 m
Fläche Pumpensumpf oben	= L * B	$A_{\text{PSu,oben}}$	5,46 m ²
Höhe Berme		h_{Berme}	0,93 m
Länge Pumpensumpf unten		$L_{\text{PSu,unten}}$	1,90 m
Breite Pumpensumpf unten		$B_{\text{PSu,unten}}$	1,03 m
Fläche Pumpensumpf unten	= L * B	$A_{\text{PSu,unten}}$	1,95 m ²
Fläche Pumpensumpf mittel	$\hat{=} (A_{\text{PSu,oben}} + A_{\text{PSu,unten}}) / 2$	$A_{\text{PSu,mittel}}$	3,71 m ²
Volumen Pumpensumpf, Sohle bis zur Berme	$\hat{=} A_{\text{PSu,mittel}} * h_{\text{Berme}}$	$V_{\text{PS,So-Ber}}$	3,45 m ³
Höhe Pumpensumpf bis Schwelle	= 397,31-393,73	$h_{\text{Einstau,PS}}$	3,58 m
Volumen Pumpensumpf, Berme bis Schwellenhöhe	$\hat{=} A_{\text{PSu,oben}} * h_{\text{Einstau,PS}}$	$V_{\text{PS,Ber-Schw}}$	19,55 m ³
Gesamtvolumen		$V_{\text{PS,Ber-Schw}}$	23,0 m ³

Aufgrund der verminderten Absetzwirkung eines Stauraumkanals mit untenliegender Entlastung, wird das untenliegende Volumen mit dem Faktor 2/3 multipliziert. Zum Volumen der untenliegenden Entlastung zählt der Rückstau in das bestehende Ortsnetz, der Stauraumkanal und das Überlaufbauwerk. Eine Ausnahme bildet der Pumpensumpf, da er nach der Entlastung folgt und somit dessen Volumen zu 100 % angerechnet werden kann.

Das gesamte, physisch vorhandene Volumen des SKUs beläuft sich auf 312,8 m³ (vgl. nachfolgende Berechnungen). Das anrechenbare Volumen des SKUs, welches aufgrund seiner verminderten Absetzwirkung reduziert wird, beläuft sich auf rund 216,2 m³ (vgl. nachfolgende Berechnung).

$$V_{\text{ges}} = V_{\text{stat}} + V_{\text{TB,SKU}} + V_{\text{SKU}} + V_{\text{PS}}$$

$$V_{\text{ges.}} = 23,1 \text{ m}^3 + 58,8 \text{ m}^3 + 207,9 \text{ m}^3 + 23 \text{ m}^3 = \mathbf{312,8 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{ges., anrechenbar}} = 23,1 \text{ m}^3 * (2/3) + 58,8 \text{ m}^3 * (2/3) + 207,9 \text{ m}^3 * (2/3) + 23 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{ges.,}} = 15,4 \text{ m}^3 + 39,2 \text{ m}^3 + 138,6 \text{ m}^3 + 23 \text{ m}^3$$

$V_{\text{ges, anrechenbar}} = 216,2 \text{ m}^3$

5.2 Ermittlung der spezifischen Schwellenbelastung nach DWA 166

Nach dem Regelwerk DWA-A 166 sollte die Schwellenbelastung aufgrund von möglichem Feststoffaustrag beschränkt werden. Hierzu wird eine spezifische Schwellenbelastung von ca. $300 \text{ l/(s} \cdot \text{m)}$ als Richtgröße vorgegeben. Sind günstige hydraulische Verhältnisse vorhanden, bspw. eine hohe Schwelle, die höher ist als die lichte Höhe des Zulaufkanals, kann die spezifische Schwellenbelastung auf $700 \text{ l/(s} \cdot \text{m)}$ erhöht werden.

Zur Ermittlung der spezifischen Schwellenbelastung wird der Zufluss beim Bemessungsregen $Q_{0(n=1)}$ durch die Länge der Schwelle dividiert. Nach der DWA - 166 kann der Bemessungsregen aus der Kanalnetzhydraulik entnommen werden oder abgeschätzt werden.

Er wird anhand folgender Formel ermittelt.

$$Q_R = \psi_S \cdot A_E \cdot r_{D,n} \quad \text{bzw.} \quad V_R = \psi_M \cdot A_E \cdot h_{N;D,n} \cdot 10$$

mit: $Q_R = \text{Regenwetterabfluss [l/s]}$ bzw. $V_R = \text{Regenwetterabflussvolumen [m}^3\text{]}$
 $\psi_S = \text{Spitzenabflussbeiwert [-]}$ bzw. $\psi_M = \text{mittlerer Abflussbeiwert [-]}$
 $A_E = \text{Einzugsgebietsfläche [ha]}$
 $r_{D,n} = \text{Regenspende [l/(s} \cdot \text{ha)] (abhängig von Regendauer } D \text{ [min] und Häufigkeit } n \text{ [1/a])}$
 $h_{N;D,n} = \text{Niederschlagshöhe [mm] (abhängig von } D \text{ [min] und } n \text{ [1/a])}$

Abbildung 52: Ermittlung des Zuflusses bei Bemessungsregens Quelle: Schneider Bautabellen, S. 13.75

$$Q_R = Q_{0(n=1)}$$

Spitzenabflussbeiwert= 1

$$A_E = A_u = 13,20 \text{ ha}$$

$$r_{D,n} = 126,7 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)} \quad (D = 15 \text{ min; } N = 1 \text{ a; vgl. Abbildung 7-2)}$$

$$Q_{0(n=1)} = 1 \times 13,30 \text{ ha} \times 126,7 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$$

$$Q_{0(n=1)} = 1.685,11 \text{ l/s}$$

Die Spezifische Schwellenbelastung ergibt sich somit zu:

$$1685 \text{ l/s} : 5,5 \text{ m} = 306 \text{ l/(s} \cdot \text{m)}$$

Die spezifische Schwellenbelastung liegt somit unter den zulässigen $700 \text{ l/(s} \cdot \text{m)}$

$$306 \text{ l/(s} \cdot \text{m)} < 700 \text{ l/(s} \cdot \text{m)}$$

6 Nachweis der Regenentlastungsanlage: Einzelnachweis

Bei Regenüberlaufbecken werden nachgewiesen:

- Mindestspeichervolumen V_{\min} ,
- Mindestmischungsverhältnis m_{\min} ,
- Klärbedingungen $v_{h,\max}$, $q_{A,\max}$ (nicht für FB und SKO),
- rechnerische Entleerungszeit $t_{e,\max}$

Werden gemäß LfU-M 4.4/22 weitergehende Anforderungen an die Mischwasserentlastungsanlagen gestellt, so ist ein Nachweis nach ATV-A 128 unter Berücksichtigung des LfU-M 4.4/22 zu führen. Für den Nachweis der Klärbedingungen von Regenüberlaufbecken ist bei Normalanforderungen eine kritische Regenspende von $r_{\text{krit}} = 15$ l/s/ha zu berücksichtigen. Sind weitergehende Anforderungen an die Regenentlastungsanlagen zu stellen, so ist die kritische Regenspende auf $r_{\text{krit}} = 30$ l/s/ha zu erhöhen.

Bei Regenüberlaufbecken ist das vorhandene Mischungsverhältnis, soweit nicht von KOSIM berechnet, nach der Formel 18 des Merkblatts ATV-DVWK-M 177 ermittelt.

Das Mindestspeichervolumen errechnet sich wie folgt:

$$V_{\min} = V_{s,\min} * A_u \quad \text{in m}^3$$

mit

$V_{s,\min}$ in m^3/ha spezifisches Mindestspeichervolumen, bezogen auf die angeschlossene undurchlässige Fläche,

A_u in ha unmittelbar angeschlossene undurchlässige Fläche,

Zur Berechnung des Mindestspeichervolumens ist zunächst die Ermittlung des spezifischen Mindestspeichervolumens notwendig.

Für Normalanforderungen ergibt es sich wie folgt:

$$V_{s,\min} \geq 3,60 + 3,84 * q_r \quad \text{in m}^3/\text{ha}$$

mit

$V_{s,min}$ in m^3/ha spezifisches Mindestspeichervolumen, bezogen auf die angeschlossene undurchlässige Fläche,

q_r in $l/s/ha$ Regenabflussspende der Kläranlage nach ATV-A 128.

Beträgt der Mischwasserabfluss Q_m der Kläranlage weniger als $2Q_{tx}$, errechnet sich die Regenabflussspende q_r nach ATV-A 128 wie folgt.

$$q_r = \frac{[Q_M - Q_{t24} - Q_{rT24}]}{A_u}$$

Ansonsten ist folgende Formel zu verwenden:

$$q_r = \frac{\left[\left(\frac{48}{x_a} - 1 \right) * Q_{t24} - Q_{rT24} \right]}{A_u}$$

mit

$$x_a = \frac{24 * Q_{t24}}{Q_{tx}}$$

Sind weitergehende Anforderungen an die Regenentlastungsanlagen zu stellen, so wird das Mischungsverhältnis nach LfU-M 4.4/22 für Fangbecken sowie Stauraumkanäle mit oben liegender Entlastung und Durchlaufbecken sowie Stauraumkanäle mit unten liegender Entlastung unterschiedlich berechnet.

Für Fangbecken sowie Stauraumkanäle mit oben liegender Entlastung ergibt sich das Mindestmischungsverhältnis aus folgender Formel:

(a) Mindestspeichervolumen V_{min} für eine mittlere Aufenthaltsdauer von 30 min:

$$V_{s,min} \geq 5,40 + 5,76 * q_r \quad \text{in } m^3/ha$$

$$V_{min} = V_{s,min} * A_u \quad \text{in } m^3$$

Für Durchlaufbecken sowie Stauraumkanäle mit unten liegender Entlastung ist das größere Beckenvolumen aus Formel (a) und folgender Formel (b) maßgebend.

(b) Mindestspeichervolumen V_{min} mit einer kritischen Regenspende von 30 $l/s/ha$

$$V_{min} \geq Q_{krit} + \sqrt{Q_{krit} / 48} \quad \text{in } m^3$$

mit

Q_{krit} in l/s kritischer Mischwasserabfluss bei $r_{krit} = 30$ l/s/ha

48 in (m/s)³ Umrechnungsfaktor aus den Mindestbeckenabmessungen

Die nachfolgenden Tabellen zeigen die Volumenberechnungen nach Formel (a) und Formel (b).

spezifisches Mindestspeichervolumen $V_{s,min}$

Anforderungsstufe

Weitergehende Anforderungen

Einzugsgebiet

$A_{u,KA}$ = aus Eingangsdaten SFB 13,20 ha

Abflüsse

Q_M = Drosselabfluss letzte MWB 7 l/s

$Q_{t24,KA}$ = aus Eingangsdaten SFB 0,80 l/s

$Q_{tx,KA}$ = aus Eingangsdaten SFB 1,90 l/s

$Q_{rT24,KA}$ = aus Eingangsdaten SFB 0,01 l/s

$Q_{r24,KA}$ = ATV-A 128, Kap. 6.2.5 6,19 l/s

$2 * Q_{tx,KA}$ = ATV-A 128, Kap. 7.4 3,80 l/s

Mischwasserabfluss $Q_m > 2 * Q_{tx,KA}$, somit Nachweis q_r nach A 128 Kap. 7.4, Formel 7

Regenabflussspende nach ATV-A 128

x_a = $24 * Q_{t24} / Q_{tx}$ 10,1 -

q_r = ATV-A 128, Kap. 7.4 0,23 l/(s*ha)

spezifisches Mindestspeichervolumen nach Lfu 4.4/22

$V_{s,min} \geq$ Lfu 4.4/22, Kap. 4.4.2.2 6,72 m³/ha

Mindestspeichervolumen nach LfU-M 4.4/22

(a) Mindestspeichervolumen V_{min} für eine mittlere Aufenthaltszeit von 20 bzw. 30 min:

$V_{s,min} \geq$ 6,72 m³/ha

$V_{min} = V_{s,min} * A_{u,direkt}$ 88,70 m³

erfüllt

Das Mindestvolumen nach der Formel (a) ergibt sich zu 88,7 m³.

Die Berechnung des Mindestvolumens nach der Formel (b) ergibt sich zu.

Anforderungsstufe **Weitergehende Anforderungen** SKU

Einzugsgebiet

$A_{u,direkt}$	=		13,20	ha
$A_{u,oberhalb}$	=		0,00	ha
Abflüsse				
$Q_{t24,direkt}$	=		0,80	l/s
$Q_{t24,oberhalb}$	=		0,00	l/s
$Q_{rt24,direkt}$	=		0,01	l/s
$Q_{rt24,oberhalb}$	=		0,00	l/s
$Q_{d,oberhalb}$	=		0,00	l/s
r_{krit}	=	gem. LfU 4.4/22, Kap. 4.4.22	30,00	l/(s*ha)
Q_{krit}	=	$Q_{t24,direkt} + r_{krit} * A_{u,direkt} + \sum Q_{d,i}$	396,8	l/s
C_T	=	aus BTB	600	mg/l

(b) Mindestspeichervolumen V_{min} mit einer kritischen Regenspende von 30 l/s/ha

V_{min}	\geq	$(Q_{krit} * (Q_{krit})^{1/2}) / 48$	164,67	m^3	erfüllt
-----------	--------	--------------------------------------	--------	-------	---------

Aufgrund des Stauraumkanals mit untenliegender Entlastung wird das höhere Volumen, sprich **164,67 m³** erforderlich.

Aufgrund der geringeren Absetzwirkung des SKUs wird das Mindestspeichervolumen mit 1,5 multipliziert. Das Mischwasserspeichervolumen für den Ortsteil Deimhausen beträgt 313 m³ und ist somit über den Mindestspeichervolumen.

$$V_{ges} = 312,8 \text{ m}^3$$

$$V_{min} * 1,5 = 164,67 * 1,5 = 247 \text{ m}^3$$

$$V_{ges} > V_{min} \rightarrow \text{Nachweis kann geführt werden}$$

6.1 Zusammenstellung der Anlagendaten

Bauwerk:

Stauraumkanal DN 1400, L = 155,5 m, mit unten liegender Entlastung

Volumen bei Einstau bis Stauraumüberlauf und Pumpensumpf: $V_{ges}=312,8 \text{ m}^3$

Rohrquerschnitt am Überlaufbauwerk SKU: $A = 1,337 \text{ m}^2$ (DN 1400 Drachenprofil).

Volumen bei Einstau bis Stauraumüberlauf:	$V_{ges} = 312,8 \text{ m}^3$	
- Anrechenbares Kanalstauvolumen	$V_{anr.} = 23,1 \text{ m}^3$	} SKU
- Stauraumvolumen	$V_{SKO} = 207,9 \text{ m}^3$	
- Entlastungsbauwerk	$V_{anr.} = 58,8 \text{ m}^3$	
- Pumpensumpf	$V_{SKO} = 23 \text{ m}^3$	

→ siehe Anlage 4.2

Drosselung: Pumpstation mit $Q_d = 7 \text{ l/s}$

Wehrüberfall:

Streichwehr, OK Schwelle = 397,31m+NN

$L = 5,5 \text{ m}$; $\mu = 0,5$

Überfallhöhe= 30 cm (bedingt durch Pendelrechen, Abbildung 6-1).

Spezifische Schwellenbelastung: $293 < 700 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$

Abstand der Tauchwand zur Schwelle: $1,0 > \max(0,30; 0,76) \text{ m}$

Entlastungskanal: Freier Auslass durch Kreisprofil DN 1000, Gefälle 9 ‰, Q_{voll} ca. 2234 l/s

Vorfluter:

Deimhauser Graben

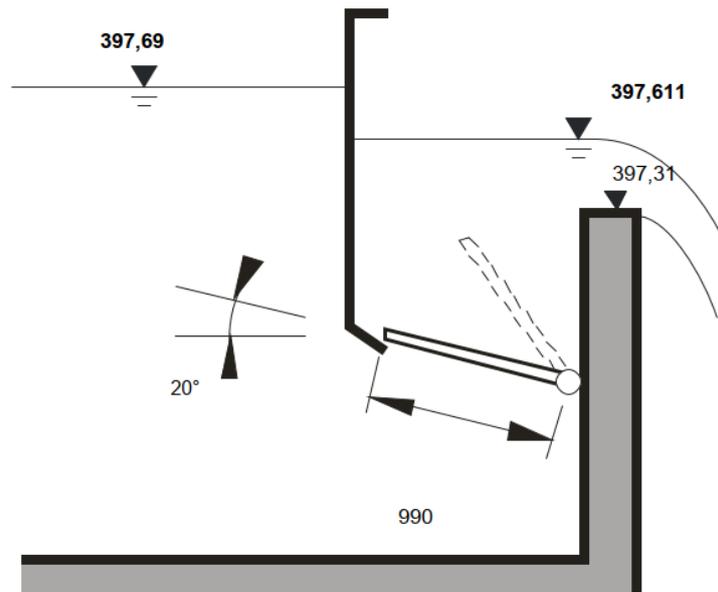


Abbildung 6-1: sich einstellende Überfallhöhe bedingt durch Pendelrechen

6.2 Einzelnachweise des Stauraumkanals Deimhausen

Weiter muss für den Stauraumkanal die Entleerungsdauer, die horizontale Fließgeschwindigkeit, sowie das Mischungsverhältnis überprüft werden. Hierbei sollte die Entleerungsdauer nicht länger als 15 Stunden betragen, die horizontale Fließgeschwindigkeit sollte kleiner oder gleich 0,3 l/s sein und aufgrund der weitergehenden Anforderungen ist ein Mindestmischungsverhältnis von $m \geq 15$ anzustreben.

Die nachfolgende Tabelle zeigt die Eingangsdaten für die Nachweise.

Nachweise SKU

Anforderungsstufe **Weitergehende Anforderungen** SKU

Einzugsgebiet

$A_{u,direkt}$	=		13,20	ha
$A_{u,oberhalb}$	=		0,00	ha
Abflüsse				
$Q_{t24,direkt}$	=		0,80	l/s
$Q_{t24,oberhalb}$	=		0,00	l/s
$Q_{rt24,direkt}$	=		0,01	l/s
$Q_{rt24,oberhalb}$	=		0,00	l/s
$Q_{d,oberhalb}$	=		0,00	l/s
r_{krit}	=	gem. LfU 4.4/22, Kap. 4.4.22	30,00	l/(s*ha)
Q_{krit}	=	$Q_{t24,direkt} + r_{krit} * A_{u,direkt} + \sum Q_{d,i}$	396,8	l/s
C_T	=	aus BTB	600	mg/l

Bauwerksdaten

V_{ges}	=	physisches Volumen	313	m ³
A_{Kanal}	=	Stauraumkanal	1,34	m ²
Q_d	=	Pumpleistung	7,00	l/s

Wie in Tabelle 6-1 ersichtlich, können die horizontale Fließgeschwindigkeit, die rechnerische Entleerungsdauer, sowie das Mindestmischverhältnis eingehalten werden. Bei weitergehenden Anforderungen ist ein Mindestmischungsverhältnis von $m \geq 15$ anzustreben.

Tabelle 6-1: Nachweisführung SKU

Klärbedingungen

Horizontale Fließgeschwindigkeit

$v_{h,max}$	≤	gem. ATV-A 128, Kap. 9.3.2	0,30	m/s	
$v_{h,vorh}$	=	$Q_{krit} / A_{\text{Überlaufbauwerk}}$	0,30	m/s	erfüllt

Rechnerische Entleerungsdauer

$t_{e,max}$	≤	gem. ATV-A 128, Kap. 9.3.2	15,0	h	
$t_{e,vorh}$	=	$V_{ges} / [(Q_d - Q_{t24} - Q_{rt24}) * 3,6]$	14,0	h	erfüllt

Mindestmischungsverhältnis nach LfU-M 4.4/2

m_{min}	≥	ATV-A 128, Kap. 9.2; LfU-M 44/2.2	15,00	-	
m_{vorh}	=		69,5	-	erfüllt

7 Nachweisführungen zum Regenrückhaltebecken

7.1 KOSTRA-Daten

Niederschlagshöhen nach KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld : Spalte 164, Zeile 193
 Ortsname : Hohenwart (BY)
 Bemerkung :

Dauerstufe D	Niederschlagshöhen hN [mm] je Wiederkehrintervall T [a]									
	1 a	2 a	3 a	5 a	10 a	20 a	30 a	50 a	100 a	
5 min	7,5	9,1	10,0	11,3	13,2	15,1	16,3	18,0	20,3	
10 min	9,9	12,0	13,2	14,9	17,4	19,9	21,6	23,7	26,8	
15 min	11,4	13,8	15,3	17,2	20,0	22,9	24,8	27,3	30,9	
20 min	12,5	15,1	16,7	18,9	22,0	25,2	27,3	30,0	33,9	
30 min	14,1	17,1	19,0	21,4	24,9	28,5	30,9	34,0	38,4	
45 min	15,9	19,3	21,3	24,1	28,0	32,1	34,7	38,2	43,2	
60 min	17,2	20,9	23,1	26,1	30,4	34,8	37,7	41,5	46,9	
90 min	19,3	23,3	25,9	29,2	34,0	38,9	42,1	46,4	52,4	
2 h	20,8	25,2	28,0	31,6	36,7	42,1	45,5	50,1	56,7	
3 h	23,2	28,1	31,2	35,2	40,9	46,9	50,8	55,9	63,2	
4 h	25,1	30,4	33,6	38,0	44,2	50,6	54,8	60,3	68,2	
6 h	27,9	33,8	37,4	42,2	49,1	56,3	61,0	67,1	75,8	
9 h	31,0	37,6	41,6	47,0	54,7	62,6	67,8	74,6	84,3	
12 h	33,4	40,5	44,9	50,6	58,9	67,5	73,1	80,4	90,9	
18 h	37,1	45,0	49,9	56,3	65,5	75,0	81,2	89,3	101,0	
24 h	40,0	48,5	53,7	60,6	70,6	80,8	87,5	96,3	108,9	
48 h	47,9	58,0	64,3	72,6	84,5	96,7	104,8	115,3	130,3	
72 h	53,2	64,5	71,5	80,6	93,8	107,5	116,4	128,1	144,8	
4 d	57,3	69,5	77,0	86,9	101,1	115,8	125,4	138,0	156,0	
5 d	60,7	73,6	81,6	92,0	107,1	122,7	132,8	146,2	165,3	
6 d	63,7	77,2	85,5	96,5	112,3	128,6	139,3	153,3	173,3	
7 d	66,3	80,3	89,0	100,4	116,9	133,8	144,9	159,5	180,4	

Legende

T Wiederkehrintervall, Jährlichkeit in [a]: mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet
 D Dauerstufe in [min, h, d]: definierte Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen
 hN Niederschlagshöhe in [mm]

Abbildung 7-1: Niederschlagshöhen nach KOSTRA-DWD 2020

Niederschlagsspenden nach KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld : Spalte 164, Zeile 193
 Ortsname : Hohenwart (BY)
 Bemerkung :

Dauerstufe D	Niederschlagsspenden rN [l/(s·ha)] je Wiederkehrintervall T [a]									
	1 a	2 a	3 a	5 a	10 a	20 a	30 a	50 a	100 a	
5 min	250,0	303,3	333,3	376,7	440,0	503,3	543,3	600,0	676,7	
10 min	165,0	200,0	220,0	248,3	290,0	331,7	360,0	395,0	446,7	
15 min	126,7	153,3	170,0	191,1	222,2	254,4	275,6	303,3	343,3	
20 min	104,2	125,8	139,2	157,5	183,3	210,0	227,5	250,0	282,5	
30 min	78,3	95,0	105,6	118,9	138,3	158,3	171,7	188,9	213,3	
45 min	58,9	71,5	78,9	89,3	103,7	118,9	128,5	141,5	160,0	
60 min	47,8	58,1	64,2	72,5	84,4	96,7	104,7	115,3	130,3	
90 min	35,7	43,1	48,0	54,1	63,0	72,0	78,0	85,9	97,0	
2 h	28,9	35,0	38,9	43,9	51,0	58,5	63,2	69,6	78,8	
3 h	21,5	26,0	28,9	32,6	37,9	43,4	47,0	51,8	58,5	
4 h	17,4	21,1	23,3	26,4	30,7	35,1	38,1	41,9	47,4	
6 h	12,9	15,6	17,3	19,5	22,7	26,1	28,2	31,1	35,1	
9 h	9,6	11,6	12,8	14,5	16,9	19,3	20,9	23,0	26,0	
12 h	7,7	9,4	10,4	11,7	13,6	15,6	16,9	18,6	21,0	
18 h	5,7	6,9	7,7	8,7	10,1	11,6	12,5	13,8	15,6	
24 h	4,6	5,6	6,2	7,0	8,2	9,4	10,1	11,1	12,6	
48 h	2,8	3,4	3,7	4,2	4,9	5,6	6,1	6,7	7,5	
72 h	2,1	2,5	2,8	3,1	3,6	4,1	4,5	4,9	5,6	
4 d	1,7	2,0	2,2	2,5	2,9	3,4	3,6	4,0	4,5	
5 d	1,4	1,7	1,9	2,1	2,5	2,8	3,1	3,4	3,8	
6 d	1,2	1,5	1,6	1,9	2,2	2,5	2,7	3,0	3,3	
7 d	1,1	1,3	1,5	1,7	1,9	2,2	2,4	2,6	3,0	

Legende

T Wiederkehrintervall, Jährlichkeit in [a]: mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet
 D Dauerstufe in [min, h, d]: definierte Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen
 rN Niederschlagsspende in [l/(s·ha)]

Abbildung 7-2: Niederschlagsspenden nach KOSTRA-DWD 2020

7.2 Bestimmung des Drosselabflusses in den Deimhauser Graben

Zur Drosselung des Ablaufs aus dem Regenrückhaltebecken in den Deimhauser Graben ist eine Rohrdrossel DN 200 geplant. Die Rohrdrossel wird mit einer Länge von 26,9 m und einem Gefälle von 26 ‰ ausgestaltet.

Die maximale Einstauhöhe im Regenrückhaltebecken wird mit 395,0 m ü. NN gewählt. Sie liegt somit 2,31 m unter der Schwellenhöhe des SKU.

Der Bemessungsabfluss der Rohrdrossel ergibt sich aus dem Mittelwert des maximalen Drosselabflusses und der Vollfüllungsleistung des Abflussquerschnitts.

Die Berechnung dazu zeigt nachfolgender Bereich.

Drosselstrecke (Druckabfluss)	
Q_{\max}	78 l/s
$\varnothing_{\text{innen}}$	200,0 mm
k_b	1,5 mm
v	1,31E-06 m ² /s
L	26,9 m
$\Sigma \xi$	0,45 --- Ein- und Auslaufverlust
$\varnothing_{\text{außen}}$	244 mm
v	2,48 m/s
Re	3,79E+05 ---
$\lambda_{\text{geschätzt}}$	0,03463 ---
λ	0,03463 ---
h_v	0,31 m
h_R	1,46 m
h_{erf}	1,9 m Einstauhöhe h_{erf}
i_E	54,41 ‰

Abbildung 7-3: Ermittlung maximaler Drosselabfluss

Der maximale Drosselabfluss ergibt sich bei Einstau bis zum Notüberlauf (Höhe der Schwelle 395 m NN) zu $Q_{\text{Dr,RRB,max}} = 78$ l/s.

Die statische Vollfüllungsleistung des Abflussquerschnitts ergibt sich zu 44 l/s.

Die Ermittlung des maximalen und mittleren Drosselabflusses ist nachfolgend dargestellt.

Der mittlere Drosselabfluss beträgt $Q_{\text{Dr,RRB,mittel}} = (Q_{\text{Dr,RRB,max}} + Q_{\text{voll,RRB}}) \cdot \frac{1}{2}$

$$Q_{\text{Dr,RRB,mittel}} = (78+44) \cdot \frac{1}{2} = 61 \text{ l/s}$$

Der maximale Drosselabfluss beträgt $Q_{\text{Dr,RRB,max}} = 78$ l/s

Nachfolgend wird das erforderliche Rückhaltevolumen bei einer Einleitmenge von ca. 61 l/s in den Deimhauser Graben ermittelt. Die angesetzte Jährlichkeit für das Regenereignis beträgt $T = 1$ Jahre. Zur Rückhaltung eines Regenereignisses mit 1-jähriger Wiederkehrzeit ist laut nachfolgender Tabelle ein Volumen von ca. 2511 m³ notwendig.

Tabelle 7-1: Nachweis nach dem DWA-A 117, Teil 1

A117 - Programm des Bayerischen Landesamtes für Umwelt		Version 01/2018
WipflerPLAN: Pfaffenhofen München Donauries Allgäu		
Projekt :	Mischwasser Deimhausen	Datum :
Becken :	RRB hinter RÜB	
Bemessungsgrundlagen		
undurchlässige Fläche A_U :	13,2 ha	Trockenwetterabfluß $Q_{T,d,aM}$: .. 0,8 l/s
(keine Flächenermittlung)		Drosselabfluß Q_{Dr} :
Fließzeit t_f :	15 min	Zuschlagsfaktor f_Z :
Überschreitungshäufigkeit n :	1 1/a	
RRR erhält Drosselabfluß aus vorgelagerten Entlastungsanlagen (RRR, RÜB oder RÜ)		
Summe der Drosselabflüsse $Q_{Dr,v}$:	l/s	
RRR erhält Entlastungsabfluß aus RÜB oder RÜ (RRR ohne eigenes Einzugsgebiet)		
Drosselabfluß $Q_{Dr,RÜB}$:	7 l/s	Volumen $V_{RÜB}$:
		313 m ³
Starkregen		
Starkregen nach :	aus Datei	Datei :
Gauß-Krüger Koord. Rechtswert :	4455562 m	Deimhausen_T1.str
Hochwert :		5386999 m
Geogr. Koord. östliche Länge :	° ' "	nördliche Breite :
Rasterfeldnr. KOSTRA Atlas horizontal	vertikal	Räumlich interpoliert ?
Rasterfeldmittelpunkt liegt :		
Berechnungsergebnisse		
maßgebende Dauerstufe D :	240 min	Entleerungsdauer t_E :
Regenspende $r_{D,n}$:	17,4 l/(s·ha)	Spezifisches Volumen V_s :
Drosselabflußsspende $q_{Dr,R,u}$:	5,09 l/(s·ha)	erf. Gesamtvolumen V_{ges} : ..
Abminderungsfaktor f_A :	0,987 -	2824 m ³
		erf. Rückhaltevolumen V_{RRR} : 2511 m ³
Warnungen		
- keine vorhanden -		

Dauerstufe D	Niederschlags- höhe [mm]	Regen- spende [l/(s·ha)]	spez. Speicher- volumen [m³/ha]	Rückhalte- volumen [m³]
5'	7,5	250,0	52,2	689
10'	9,9	165,0	90,9	1200
15'	11,4	126,7	103,6	1368
20'	12,5	104,2	112,6	1486
30'	14,1	78,3	130,1	1717
45'	15,9	58,9	145,2	1917
60'	17,2	47,8	157,7	2081
90'	19,3	35,7	172,0	2271
2h = 120'	20,8	28,9	179,2	2365
3h = 180'	23,2	21,5	187,5	2475
4h = 240'	25,1	17,4	190,2	2511
6h = 360'	27,9	12,9	182,3	2407
9h = 540'	31,0	9,6	158,1	2086
12h = 720'	33,4	7,7	124,9	1649
18h = 1080'	37,2	5,7	46,4	612
24h = 1440'	40,0	4,6	0,0	0

Aufgrund von einem Sicherheitsaufschlag zwecks möglicher Ungenauigkeiten während der Bauausführung wird die Umgestaltung des Rückhaltebeckens mit einem Volumen von rund 2700 m³ geplant.

Bemessung des Notüberlaufs:

Für Regenereignisse mit einer Wiederkehrzeit > 1 a wird ein Notüberlauf in Form einer Überlaufschwelle am Beckenrand vorgesehen. Der Notüberlauf wird auf den maximalen Entlastungsabfluss aus der vorgeschalteten Regenentlastungsanlage abzüglich des maximalen Drosselabflusses aus dem RRB ausgelegt.

Der Entlastungsabfluss ergibt sich aus dem maximalen Zufluss zum SKU abzüglich der Pumpleistung von 7 l/s zu 1604 l/s. Der maximale Abfluss über den Notüberlauf ergibt sich, nach Abzug des Drosselabflusses der Rohrdrossel, zu 1.526 l/s.

$$Q_{NÜ} = Q_E - Q_{Dr,RRB,max} = 1604 \text{ l/s} - 78 \text{ l/s} = 1.526 \text{ l/s}$$

8 Dimensionierung Druckleitung und Pumpstation Deimhausen

8.1 Abwasserdruckleitung

Das anfallende Abwasser wird durch die angewendete Pumpentechnik nicht zerkleinert bzw. zerfasert, sodass ein Mindestdurchmesser der Druckleitung von DN 90 erforderlich wird. Gewählt wird aufgrund der Fördermenge und der zu erreichenden Mindestfließgeschwindigkeit in der Druckleitung ein Druckleitungsquerschnitt HD-PE DA110x10, $d_i = 90$ mm, Druckstufe SDR 11 RC.

Sie wird wie folgt ausgeführt:

Abwasserdruckleitung HDPE 110 * 10 mm, SDR 11	d_i	90	mm
Länge der Druckleitung	L_1	2920	m
Leitungsvolumen ($0,09^2 * \pi / 4 * 2920$ m)	V	18,58	m ³
Pumpleistung Pumpe	Q_M	7,00	l/s
Fließgeschwindigkeit bei Q_P	v_f	1,07	m/s
Anzahl der Leitungsspülungen bei $Q_{T,aM} = 42,5$ m ³ /d	n	2,3	1/d
Mittlere Aufenthaltszeit des Abwassers in der ADL	t_v	10,5	h
Förderhöhe der Druckleitung	H_{man}	52	m

Details zur Berechnung der o.g. Daten finden sich in nachfolgenden Kapiteln.

8.2 Ermittlung der Förderleistung der Pumpen

Die zukünftig eingebauten Pumpen müssen in der Lage sein, das anfallende Mischwasser des Ortsteils Deimhausen abzuführen. Die Bemessung der notwendigen Förderleistung bemisst sich nach dem Mischwasserzufluss, der sich nach DWA-A 198 ergibt zu:

$$Q_m = f_{s,Qm} * Q_{S,aM} + Q_{F,aM} = 6 \dots 9 * 0,5 \text{ l/s} + 0,29 \text{ l/s} = 3,3 \text{ l/s} \dots 4,8 \text{ l/s}$$

Die Pumpstation wird bewusst höher auf eine Förderleistung von 7 l/s bemessen.

8.3 Bestimmung der Förderhöhe der Pumpen Deimhausen

Nachfolgend aufgeführt sind die Druckleitungsberechnungen der gesamten Druckleitung, ausgehend von der Pumpstation Deimhausen bis zur Einbindung in den Zulauf zur Kläranlage Hohenwart unter Anwendung der Rosenheimtabellen.

Tabelle 8-1: Druckleitungsberechnung Deimhausen

Eingabedaten		Förderhöhe H _{man} [mm] (Kotierung entlüfter)					Förderhöhe H _{man} [m] (Luftmischlässe komprimiert)						
		Station Kilometer	Q [l/s]	Kb	D [mm]	H [m]	Länge [m]	v [m/s]	λ	J _r [o/oo]	Δ h _r [m]	Druckhöhe H _{man,min} [mm]	Druckhöhe H _{man,min} [m]
		Förderhöhe = 51,60 m					Förderhöhe = 54,61 m						
0,000	7,00	0,25	90,00	394,26	0,00	1,10	0,0277	18,995	0,00	445,86	448,87	0,00	0,00
0,023	7,00	0,25	90,00	395,48	22,93	1,10	0,0277	18,995	0,44	445,43	448,43	0,00	0,00
0,090	7,00	0,25	90,00	394,80	67,00	1,10	0,0277	18,995	1,27	444,16	447,16	0,00	0,00
0,130	7,00	0,25	90,00	395,20	40,00	1,10	0,0277	18,995	0,76	443,40	446,40	0,00	0,00
0,160	7,00	0,25	90,00	394,90	30,00	1,10	0,0277	18,995	0,57	442,83	445,83	0,00	0,00
0,240	7,00	0,25	90,00	395,70	80,00	1,10	0,0277	18,995	1,52	441,31	444,31	0,00	0,00
0,290	7,00	0,25	90,00	395,20	50,00	1,10	0,0277	18,995	0,95	440,36	443,36	0,00	0,00
0,350	7,00	0,25	90,00	395,80	60,00	1,10	0,0277	18,995	1,14	439,22	442,22	0,00	0,00
0,390	7,00	0,25	90,00	395,40	40,00	1,10	0,0277	18,995	0,76	438,46	441,46	0,00	0,00
0,460	7,00	0,25	90,00	396,10	70,00	1,10	0,0277	18,995	1,33	437,13	440,13	0,00	0,00
0,500	7,00	0,25	90,00	395,70	40,00	1,10	0,0277	18,995	0,76	436,37	439,37	0,00	0,00
0,560	7,00	0,25	90,00	396,30	60,00	1,10	0,0277	18,995	1,14	435,23	438,23	0,00	0,00
0,570	7,00	0,25	90,00	395,50	10,03	1,10	0,0277	18,995	0,19	435,04	437,93	1,93	0,00
0,650	7,00	0,25	90,00	394,15	80,01	1,10	0,0277	18,995	1,52	433,52	436,41	0,00	0,00
0,750	7,00	0,25	90,00	393,15	100,00	1,10	0,0277	18,995	1,90	431,62	434,51	0,00	0,00
0,780	7,00	0,25	90,00	393,45	30,00	1,10	0,0277	18,995	0,57	431,05	433,94	0,00	0,00
0,860	7,00	0,25	90,00	392,65	80,00	1,10	0,0277	18,995	1,52	429,53	432,42	0,00	0,00
0,872	7,00	0,25	90,00	392,75	12,00	1,10	0,0277	18,995	0,23	429,30	432,19	0,00	0,00
0,900	7,00	0,25	90,00	393,65	28,01	1,10	0,0277	18,995	0,53	428,77	431,66	0,00	0,00
0,920	7,00	0,25	90,00	393,45	20,00	1,10	0,0277	18,995	0,38	428,39	431,28	0,00	0,00
1,110	7,00	0,25	90,00	396,72	190,03	1,10	0,0277	18,995	3,61	424,78	427,67	0,00	0,00
1,170	7,00	0,25	90,00	396,12	60,00	1,10	0,0277	18,995	1,14	423,64	426,53	0,00	0,00
1,210	7,00	0,25	90,00	396,52	40,00	1,10	0,0277	18,995	0,76	422,88	425,77	0,00	0,00
1,280	7,00	0,25	90,00	395,82	70,00	1,10	0,0277	18,995	1,33	421,55	424,44	0,00	0,00
1,310	7,00	0,25	90,00	396,12	30,00	1,10	0,0277	18,995	0,57	420,98	423,87	0,00	0,00
1,510	7,00	0,25	90,00	394,12	200,01	1,10	0,0277	18,995	3,80	417,18	420,07	0,00	0,00
1,580	7,00	0,25	90,00	391,32	70,06	1,10	0,0277	18,995	1,33	415,85	418,33	19,49	0,00
1,760	7,00	0,25	90,00	389,37	180,01	1,10	0,0277	18,995	3,42	412,43	414,91	0,00	0,00
1,840	7,00	0,25	90,00	390,17	80,00	1,10	0,0277	18,995	1,52	410,91	413,39	0,00	0,00

Eingabedaten										Förderhöhe H _{man} [mm] (Robrleitung entlüftet)				Förderhöhe H _{man} [mm] (Luftschlüsse komprimiert)			
Station Kilometer	Q [l/s]	K _b	D [mm]	H [m]	Länge [m]	v [m/s]	λ	J _f [o/oo]	Δ h _r [m]	Drucklinie H _{man,rob} [m]	Entlüftung bei Kilometer	Δ h _{luft} [m]	Drucklinie H _{man,luft} [m]	Luftpösterer Länge [m]			
1,900	7,00	0,25	90,00	389,57	60,00	1,10	0,0277	18,995	1,14	409,77			412,25	0,00			
1,960	7,00	0,25	90,00	390,17	60,00	1,10	0,0277	18,995	1,14	408,63			411,11	0,00			
2,010	7,00	0,25	90,00	389,67	50,00	1,10	0,0277	18,995	0,95	407,68			410,16	0,00			
2,080	7,00	0,25	90,00	390,31	70,00	1,10	0,0277	18,995	1,33	406,35	2,080		408,83	0,00			
2,110	7,00	0,25	90,00	389,61	30,01	1,10	0,0277	18,995	0,57	405,78		0,05	408,22	10,52			
2,170	7,00	0,25	90,00	390,21	60,00	1,10	0,0277	18,995	1,14	404,64			407,08	0,00			
2,240	7,00	0,25	90,00	389,51	70,00	1,10	0,0277	18,995	1,33	403,31			405,75	0,00			
2,320	7,00	0,25	90,00	389,11	80,00	1,10	0,0277	18,995	1,52	401,79			404,23	0,00			
2,350	7,00	0,25	90,00	389,41	30,00	1,10	0,0277	18,995	0,57	401,22	2,350		403,66	0,00			
2,373	7,00	0,25	90,00	387,09	23,12	1,10	0,0277	18,995	0,44	400,78		0,78	402,44	9,53			
2,440	7,00	0,25	90,00	389,03	67,03	1,10	0,0277	18,995	1,27	399,51	2,440		401,17	0,00			
2,510	7,00	0,25	90,00	387,07	70,03	1,10	0,0277	18,995	1,33	398,18			399,55	31,63			
2,533	7,00	0,25	90,00	389,75	23,16	1,10	0,0277	18,995	0,44	397,74	2,533		399,11	0,00			
2,595	7,00	0,25	90,00	385,91	62,12	1,10	0,0277	18,995	1,18	396,56			396,56	32,08			
2,640	7,00	0,25	90,00	391,13	45,30	1,10	0,0277	18,995	0,86	395,70			395,70	0,00			
2,730	7,00	0,25	90,00	391,59	90,00	1,10	0,0277	18,995	1,71	393,99			393,99	0,00			
2,830	7,00	0,25	90,00	392,09	100,00	1,10	0,0277	18,995	1,90	392,09			392,09	0,00			
2,919	7,00	0,25	90,00	390,00	89,02	1,10	0,0277	18,995	1,69	390,00			390,00	0,00			

Die Kennlinien der Pumpe und der Druckleitung im maßgebenden Betriebszustand kann dem Datenblatt des Pumpenherstellers entnommen werden.

Die Förderhöhe beträgt rund 52 m (geringfügiger Zuschlag für Verluste durch Armaturen im Pumpenkeller).

Pumpenauslegungsdaten:

$$Q_P = 7 \text{ l/s}$$

$$H_{\text{man}} = 52 \text{ m}$$

8.4 Wahl der Pumpen Deimhausen

Installiert werden nass aufgestellte Pumpen mit Normmotoren und einem Freistromlaufrad. Aus betrieblichen und sicherheitstechnischen Gründen werden zwei Pumpen installiert, welche wechselseitig betrieben werden.

Folgende Anforderungen werden an die einzusetzenden Pumpen gestellt:

Pumpentyp:	Tauchmotorpumpe
Aufstellung:	nass – vertikal
Freier Durchgang:	80 mm
Förderleistung (betriebspunktunabhängig):	$Q_P = 7 \text{ l/s}$
Förderhöhe bei maßgebendem Betriebspunkt:	$H_{\text{man}} = 51 \text{ m}$

Gem. Rosenheimtabelle stellt sich bei Betrieb der Pumpe der Betriebspunkt auf eine Förderhöhe von rund $H_{\text{man}} = 51 \text{ m}$ und einer Förderleistung von $Q_P = 7 \text{ l/s}$ ein, siehe nachfolgende Kennlinien.

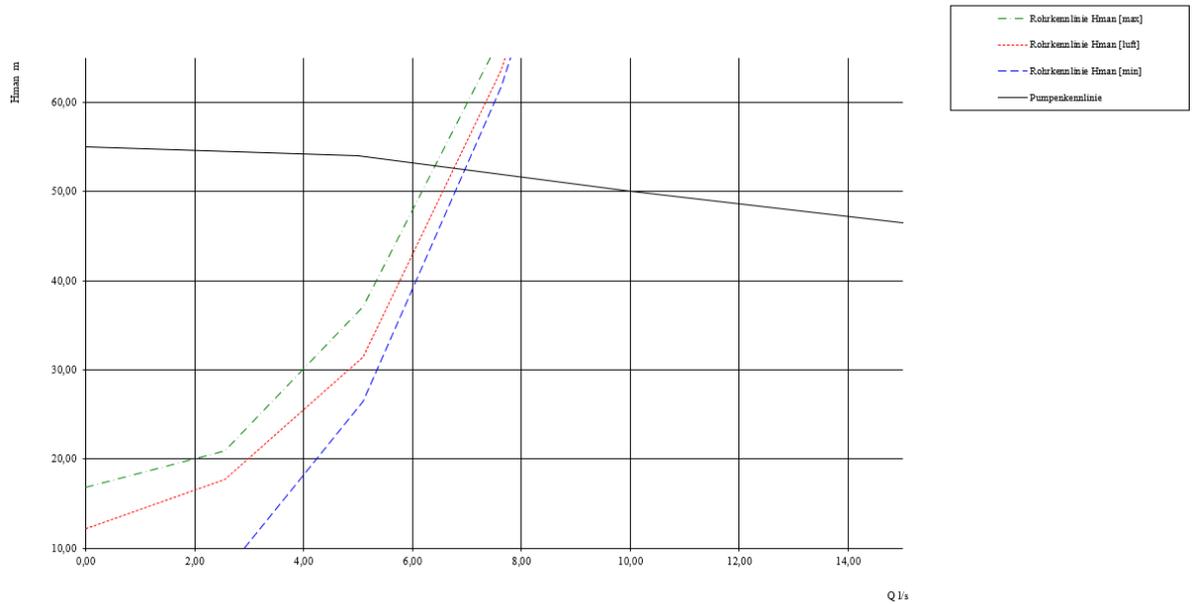


Abbildung 8-1: Kennlinien Pumpe und Druckleitung

8.5 Bemessung des Pumpensumpfes Deimhausen

Nachfolgende Tabelle zeigt die Bemessung des ausreichenden Volumens beim gewählten Aus- und Einschaltwasserspiegel für den Pumpensumpf.

Eingangsdaten			
Sohle Pumpensumpf		SO_{Sumpf}	392,80 m
Länge Pumpensumpf oben		$L_{\text{Psu,oben}}$	3,90 m
Breite Pumpensumpf oben		$B_{\text{Psu,oben}}$	1,34 m
Fläche Pumpensumpf oben	$= L \cdot B$	$A_{\text{Psu,oben}}$	5,23 m ²
Höhe Berme		h_{Berme}	1,83 m
Länge Pumpensumpf unten		$L_{\text{Psu,unten}}$	3,90 m
Breite Pumpensumpf unten		$B_{\text{Psu,unten}}$	1,03 m
Fläche Pumpensumpf unten	$= L \cdot B$	$A_{\text{Psu,unten}}$	4,02 m ²
Einschaltwasserspiegel		h_{ein}	393,50 m
Länge bei h_{ein}	$= L_{\text{Psu,oben}} - (L_{\text{Psu,oben}} - L_{\text{Psu,unten}}) / h_{\text{Berme}} \cdot [h_{\text{Berme}} - (h_{\text{ein}} - SO_{\text{Sumpf}})]$	L_{ein}	3,90 m
Breite bei h_{ein}	$= B_{\text{Psu,oben}} - (B_{\text{Psu,oben}} - B_{\text{Psu,unten}}) / h_{\text{Berme}} \cdot [h_{\text{Berme}} - (h_{\text{ein}} - SO_{\text{Sumpf}})]$	B_{ein}	1,15 m
Fläche bei h_{ein}	$= L \cdot B$	A_{ein}	4,48 m ²
Ausschaltwasserspiegel		h_{aus}	393,20 m
Länge bei h_{aus}	$= L_{\text{Psu,oben}} - (L_{\text{Psu,oben}} - L_{\text{Psu,unten}}) / h_{\text{Berme}} \cdot [h_{\text{Berme}} - (h_{\text{aus}} - SO_{\text{Sumpf}})]$	L_{aus}	3,90 m
Breite bei h_{aus}	$= B_{\text{Psu,oben}} - (B_{\text{Psu,oben}} - B_{\text{Psu,unten}}) / h_{\text{Berme}} \cdot [h_{\text{Berme}} - (h_{\text{aus}} - SO_{\text{Sumpf}})]$	B_{aus}	1,10 m
Fläche bei h_{aus}	$= L \cdot B$	A_{aus}	4,28 m ²
Schaltspielhöhe Berme	$= h_{\text{ein}} - h_{\text{aus}}$	$h_{\text{Spiel,Berme}}$	0,30 m
Schaltspielhöhe Bauwerk		$h_{\text{Spiel,Bauwerk}}$	0,00 m
Schaltspielhöhe gesamt	$= h_{\text{Spiel,Berme}} + h_{\text{Spiel,Schacht}}$	$h_{\text{Spiel,ges}}$	0,30 m
Mindestvolumen des Pumpensumpfes			
mittlerer Förderstrom		Q_p	7,00 l/s
Pumpenleistung		P	16,50 kW
Schaltzahl pro Stunde	nach ATV-DVWK-A 134, $Z < 15$	Z	11,00
Mindestvolumen	$= 0,9 \cdot Q_p / Z$	V_{min}	0,57 m ³
Vorhandenes Volumen	$= (A_{\text{aus}} + A_{\text{B,o}}) / 2 \times h_{\text{Spiel,Berme}} + A_{\text{Schacht}} \cdot h_{\text{Spiel,Schacht}}$	V_{vorh}	1,43 m ³
Volumen ausreichend			

Förderzeit bei Trockenwetter

Trockenwetterzufluss		Q_T	0,80 l/s
Differenzstrom	$= Q_p - Q_T$	$Q_{\text{Förder}}$	6,20 l/s
Förderzeit	$= V_{\text{vorh}} / Q_{\text{Förder}}$	$t_{\text{Förder}}$	3,84 min

Füllzeit Pumpensumpf

Füllzeit	$= V_{\text{vorh}} / Q_T$	$t_{\text{Füll}}$	29,79 min
Dauer eines Schaltspiels	$= t_{\text{Förder}} + t_{\text{Füll}}$	t_{Spiel}	33,63 min
Spiele pro Stunde	$= 60 / t_{\text{Spiel}}$	n	1,78 1/h

Abbildung 8-2: Bemessung Pumpensumpf

8.6 Prüfung der Befüllungsdauer des SKU Deimhausen bei Trockenwetterabfluss

Bei einem Ausfall der Pumpen können die ankommenden Abwässer nicht mehr abgefördert werden. In diesem Betriebszustand dient das Entlastungsbauwerk und der anschließende Stauraumkanal als Pufferspeicher bis die Pumpen wieder einsatzbereit sind. Im Folgenden wird ermittelt, wie lange die Befüllung der Kanäle bei einem üblichen Trockenwetterzufluss andauert, bevor eine Entlastung stattfindet.

Befüllen bei mittlerem Trockenwetterzufluss:

$$Q_{T,aM} = 0,8 \text{ l/s} = 2,88 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{\text{SKU+Pumpensumpf+Entlastungsbauwerk}} = 313 \text{ m}^3$$

$$T_{\text{befüll}} = 313 \text{ m}^3 / 2,88 \text{ m}^3/\text{h} = 109 \text{ h} = 4,5 \text{ Tage}$$

Das Befüllen des Kanals bei mittlerem Trockenwetterzufluss dauert ca. 4,5 Tage. Innerhalb dieser Zeit sollte die Behebung der Störung an den Pumpen möglich sein, um eine ungewollte Entlastungstätigkeit des konzentrierten Abwassers in den Vorfluter zu verhindern.

Befüllen bei maximalem Trockenwetterzufluss:

$$Q_{T,h,max} = 1,9 \text{ l/s} = 6,84 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$T_{\text{befüll}} = 313 \text{ m}^3 / 6,84 \text{ m}^3/\text{h} = 45,8 \text{ h} = 1,9 \text{ Tage}$$

Bei maximalem Trockenwetterzufluss dauert das Befüllen lediglich 1,9 Tage. Auch in dieser Zeit sollte eine Behebung der Probleme möglich sein.

9 Druckluftspülung

Trotz langer Aufenthaltszeiten des Schmutzwassers bei Trockenwetter und der sich daraus ergebenden Geruchproblematik ist durch den Markt Hohenwart zunächst keine Druckluftspülung gewünscht. Der Anschluss, um ggf. eine Druckluftspülung nachrüsten zu können, wird aber in der vorliegenden Planung berücksichtigt und bereits hergestellt.

10 Nachweis Vorfluter

10.1 Nachweis Deimhauser Graben

Es wird überprüft, ob der Deimhauser Graben hydraulisch ausreichend dimensioniert ist, um das anfallende Wasser aufzunehmen.

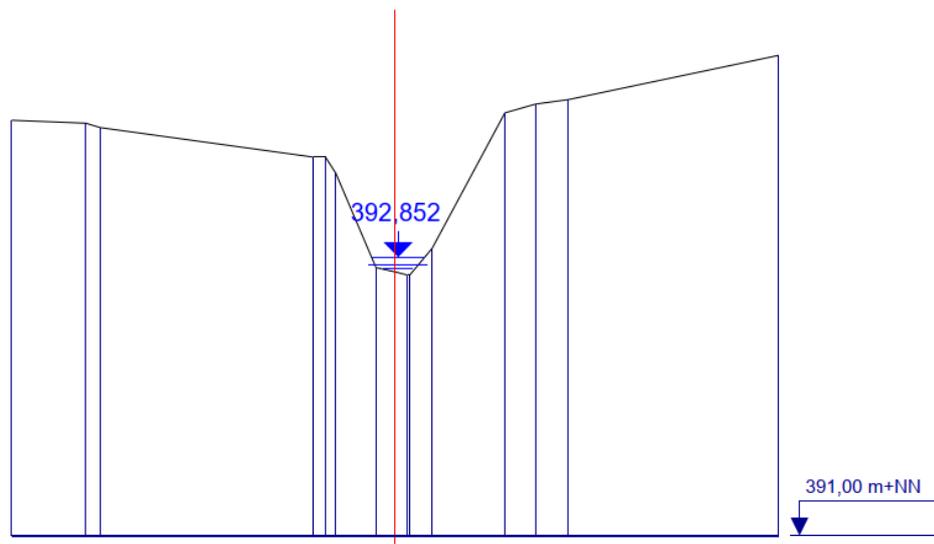
Für den Nachweis des Vorfluters wurde das Grabenprofil an der Einleitstelle des Drosselabflusses aus dem Rückhaltebecken betrachtet. Für den Nachweis wird der maximale Abfluss der Drossel mit rund 78 l/s angesetzt. Der Nachweis wird mit dem Programm REHM/FLUSS 15.1 geführt.

Einzelprofil-Nr.	:	1		
Profil-km	:	+ 0 km + 0,00 m		
Berechnungsverfahren	:	Manning-Strickler		
			links	Mitte
				rechts
Wassermenge Q	(m3/s)	:		0,078
Sohlgefälle	(o/oo)	:		15,000
Rauheitsklasse		:	0	10
Rauheitsbeiwert kst		:	0,0	30,0
Bewuchsparameter		:	0,000	0,000
Hydraulische Grenze	(m)	:	0,00	0,00
Vorlandgrenze	(m)	:	0,00	0,00
Aufnahmeachse	(m)	:		0,00
Wasserspiegellage	(m+NN)	:		392,852
Wassertiefe	(m)	:		0,121
Benetzte Fläche	(m2)	:	0,000	0,114
Benetzter Umfang	(m)	:	0,000	1,430
Fließgeschwindigkeit	(m/s)	:	0,000	0,682
Abflussleistung	(m3/s)	:	0,000	0,078
Froude-Zahl		:		0,759 - strömend
Grenztiefe	(m)	:		0,110
Grenzgeschwindigkeit	(m/s)	:		0,789
Grenzgefälle	(o/oo)	:		23,031

Profil - Koordinaten :

Länge (m)	Höhe (m+NN)	Länge (m)	Höhe (m+NN)	Länge (m)	Höhe (m+NN)	Länge (m)	Höhe (m+NN)
-10,00	393,76						
-8,08	393,74						
-7,69	393,71						
-2,11	393,52						
-1,81	393,52						
-1,55	393,41						
-0,50	392,78						
0,00	AA 392,75						
0,31	392,73						
0,38	392,73						
0,96	392,91						
2,87	393,81						
3,65	393,87						
4,51	393,90						
10,00	394,19						

Profil-km : + 0 km + 0,00 m



unmaßstäbliche Darstellung!

Wsp. (m+NN)	Q (m ³ /s)
392,803	0,025
392,876	0,116
392,949	0,274
393,022	0,500
393,095	0,796
393,168	1,165
393,241	1,613
393,314	2,143
393,387	2,761
393,460	3,456
393,533	3,902
393,606	4,223
393,679	5,095
393,752	6,313
393,825	8,587
393,898	11,029
393,971	13,916
394,044	17,257
394,117	21,069
394,190	25,377

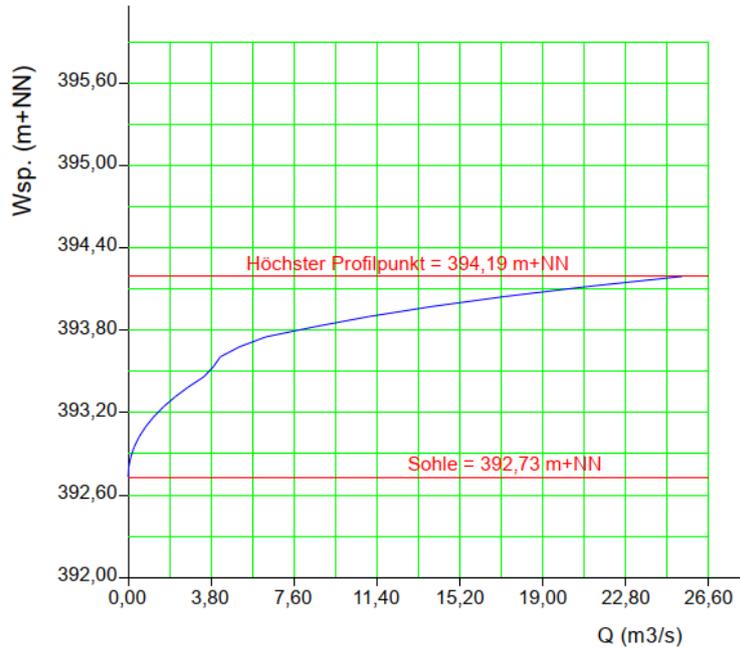


Abbildung 10-1: Nachweisführung der hydraulischen Aufnahmefähigkeit des Deimhauser Grabens bei Drosselabfluss

Anschließend wird ebenfalls geprüft, ob der Deimhauser Graben den zusätzlichen Abfluss bei Ansprungen des Notüberlaufs aufnehmen kann. Der maximal mögliche Abfluss aus dem Notüberlauf und der Rohrdrossel beträgt 1.604 l/s (vgl. Kapitel 7.2). Den Nachweis dazu zeigen nachfolgende Abbildungen.

Einzelprofil-Nr. : 1
 Profil-km : + 0 km + 0,00 m
 Berechnungsverfahren : Manning-Strickler

		links	Mitte	rechts
Wassermenge Q	(m ³ /s) :		1,604	
Sohlgefälle	(o/oo) :		15,000	
Rauheitsklasse	:	0	10	0
Rauheitsbeiwert kst	:	0,0	30,0	0,0
Bewuchsparameter	:	0,000	0,000	0,000
Hydraulische Grenze	(m) :	0,00		0,00
Vorlandgrenze	(m) :	0,00		0,00
Aufnahmeachse	(m) :		0,00	
Wasserspiegellage	(m+NN) :		393,240	
Wassertiefe	(m) :		0,510	
Benetzte Fläche	(m ²) :	0,000	0,963	0,000
Benetzter Umfang	(m) :	0,000	3,156	0,000
Fließgeschwindigkeit	(m/s) :	0,000	1,665	0,000
Abflussleistung	(m ³ /s) :	0,000	1,604	0,000
Froude-Zahl	:		0,927	- strömend
Grenztiefe	(m) :		0,500	
Grenzgeschwindigkeit	(m/s) :		1,714	
Grenzgefälle	(o/oo) :		16,220	

Einzelprofil-Nr. : 1

Profil-km : + 0 km + 0,00 m

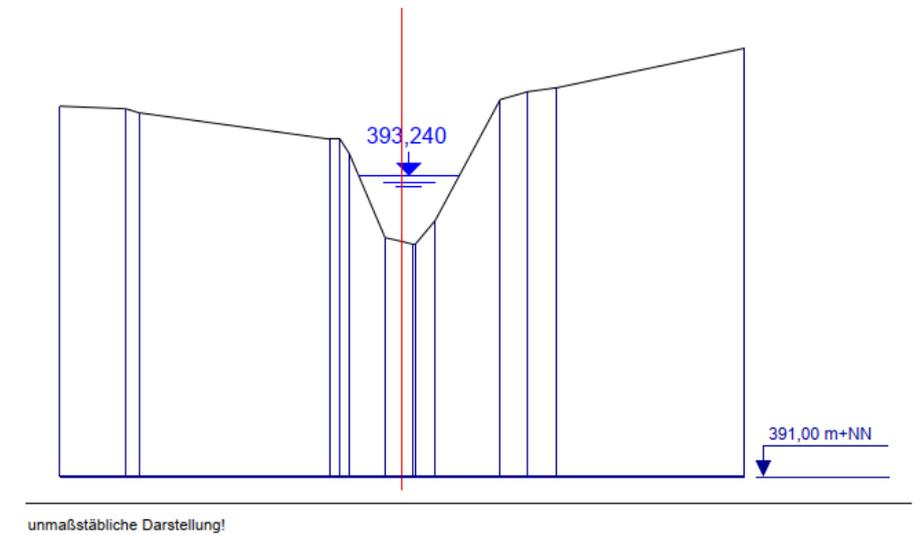


Abbildung 10-2: Nachweisführung der hydraulischen Aufnahmefähigkeit des Deimhauser Grabens bei Anspringen des Notüberlaufs

Das Grabenprofil ist hydraulisch ausreichend, um den maximalen Drosselabfluss, sowie den Abfluss über den Notüberlauf aus dem RRB aufzunehmen und abzuleiten.

10.2 Schleppspannungsnachweis

Nachfolgend wird nach LfU-Merkblatt 4.4/22 überprüft, ob es durch die Einleitung des Drosselabflusses zu Erosion an der Grabensohle kommen könnte. Hierfür wird die Schub- bzw. Schleppspannung ermittelt.

Es ergibt sich eine maximale Schubspannung an der Sohle von 13,98 N/m² und an der Böschung von 10,49 N/m².

Tabelle 10-1: Ermittlung der Schubspannung

Ermittlung der Schubspannung				
<u>Eingangsdaten</u>				
Durchflussfläche	A =	aus Nachweis Graben	0,105	m ²
Benetzter Umfang	l _U =	aus Nachweis Graben	1,119	m
Sohlgefälle	l =		15	‰
Dichte	ρ =		1000	kg/m ³
Fallbeschleunigung	g =		9,81	m/s ²
<u>Berechnung</u>				
Hydraulischer Radius	r _{hy} =	A / l _U =	0,094	m
Schubspannung Sohle	τ ₀ =	ρ * g * r _{hy} * l =	13,83	N/m ²
Schubspannung Böschung	τ _B =	0,75 * τ ₀ =	10,373	N/m ²

Bei einer angetroffenen Sohlbeschaffenheit von Mittel- bis Grobkies (6,3 – 63 mm) liegt die kritische Schubspannung zwischen 15 N/m² und 45 N/m² (Abbildung 10-3). Der ermittelte Wert für die Sohlschubspannung liegt im mittleren Bereich, weshalb anzunehmen ist, dass der maximale Drosselabfluss des RRB schadlos abgeleitet werden kann.



Abbildung 10-3: Sohlbeschaffenheit Deimhauser Graben an der Einleitstelle