

Erläuterungsbericht

1.	Vorhabensträger	1
2.	Veranlassung und Zweck des Vorhabens.....	1
3.	Bestehende Verhältnisse	1
3.1	Lage des Vorhabens.....	1
3.2	Geologie und Hydrogeologie	2
3.3	Bestehende Regenrückhalteanlage	3
3.4	Gewässerverhältnisse	3
4.	Bauliche Überprüfung der Regenrückhalteanlage	4
4.1	Absetzbecken	4
4.2	Regenrückhaltebecken	6
4.3	Drosselschacht	7
4.4	Notüberlauf, Auslauf und Raubettgerinne	8
5.	Hydraulische Überprüfung, Berechnungen und Nachweise	10
5.1	Geltende Regeln der Technik	10
5.2	Niederschlagsdaten	10
5.3	Ermittlung des Einzugsgebiets	11
5.4	Bemessung des Absetzbeckens	12
5.5	Ermittlung des Rückhaltevolumens	12
5.6	Nachweis der Leitungen und sonstiger Bauwerksteile	14
5.6.1	Tauchwand	14
5.6.2	Rohrleitungen zwischen Absetzbecken und RRB	14
5.6.3	Rohrleitung zwischen Drosselschacht und Vorfluter	15
5.7	Nachweis der Überlaufschwelle	15
6.	Nachweis nach DWA A 102 und M153.....	16
6.1	Allgemeines	16
6.2	Hydraulischer Nachweis nach M 153	16
6.2.1	Bestimmung der Größe des Drosselabflusses nach M153 (Kap. 6.3.1)	16
6.2.2	Ermittlung des Maximalabflusses nach M 153 (nach Kap. 6.3.2)	17
6.3	Qualitativer Nachweis nach REwS 2021 bzw. DWA-A102-2	18
6.3.1	Flächenkategorisierung und Behandlungsbedürfnis	18
6.3.2	Bilanzierung des Stoffabtrags	19
7.	Erforderliche Instandsetzungsmaßnahmen.....	20

7.1	Zulauf Absetzbecken	20
7.2	Überlauf Absetzbecken mit Tauchwand.....	22
7.3	Drosselschacht Regenrückhaltebecken.....	24
7.4	Auslauf Regenrückhaltebecken	25

1. Vorhabensträger

Vorhabensträger ist die: Die Autobahn GmbH des Bundes
Niederlassung Südbayern
Außenstelle Regensburg
Alemannenstraße 9
93053 Regensburg

2. Veranlassung und Zweck des Vorhabens

Für die bestehende Regenrückhalteanlage in der Nähe der Anschlussstelle Passau-Nord der Bundesautobahn A3 ist am 31.12.2022 die gehobene Erlaubnis zur Benutzung eines namenlosen Grabens zum Schaldinger Mühlbach durch Einleiten gesammelter Abwässer (Niederschlagswasser) ausgelaufen.

Die Anlage wurde daraufhin unter Berücksichtigung der Vorgaben der maßgebenden Regelwerke überprüft. Mit den vorliegenden Unterlagen werden die Überprüfung der Anlage dokumentiert, Empfehlungen zu Instandsetzungsarbeiten gegeben und damit die wasserrechtliche Erlaubnis beantragt.

3. Bestehende Verhältnisse

3.1 Lage des Vorhabens

Die Rückhalteanlage befindet sich ca. 600 m nordwestlich der Ausfahrt Passau-Nord (vgl. Abbildung 3.1). Sie ist von der Autobahn aus in Fahrtrichtung Passau über einen geschotterten Weg erreichbar. Östlich der Autobahn liegt die Ortschaft Niedernhart.

Südöstlich des Regenrückhaltebeckens kreuzt ein namenloser Bach die Autobahn in einem Multiplate Durchlass DN1800. Der Bach fließt in Nord-Süd-Richtung und dient der Anlage als Vorfluter.



Abbildung 3.1: Luftbild Bestand (Quelle Bayern Atlas)

3.2 Geologie und Hydrogeologie

Das Gelände liegt im Randbereich des bayerischen Waldes in einer Senke mit Ablagerungen aus dem Erdzeitalter des Tertiärs. Der tiefere Untergrund besteht aus oberflächlich stark verwitterten Gneisen, die im Bereich der Regenrückhalteanlage von einer Schicht Verwitterungsböden überdeckt werden.

Unter einer ca. 30 cm mächtigen Mutterbodenschicht steht teilweise organischer Schluff in einer Dicke bis 60 cm an. Dieser wird unterlagert von einer bis zu 70 cm mächtigen Schicht aus sandigem Schluff. Darunter schließt sich die 1,5 m bis 2 m mächtige tertiäre Schicht aus Sand und Schluff mit einzelnen gerundeten Kieselsteinen an, die wiederum von stark verwittertem Gneis unterlagert ist.

Bei den Baggerschürfen im Jahr 2002, welche im Rahmen des Bodengutachtens vom 03.07.2002 durch die Bodenprüfstelle der Autobahndirektion Südbayern durchgeführt wurden, wurde kein Grundwasser angetroffen. Aufgrund der Hanglage ist nach längeren Niederschlägen damit zu rechnen, dass Schichtwasser auftritt.

3.3 Bestehende Regenrückhalteanlage

Die Regenrückhalteanlage besteht aus folgenden Anlagenteilen:

- ▷ eine Zuleitung DN800,
- ▷ ein Absetzbecken mit zwei Ablaufleitungen DN600 (Richtung RRB ansteigend verlegt),
- ▷ ein Regenrückhaltebecken mit Notüberlauf über eine Damscharte und anschließendem Raubettgerinne,
- ▷ ein Drosselschacht mit Ablaufkanal DN600.

Die Anlage ist in Abbildung 3.2 dargestellt (vgl. Detaillageplan Nr. 1006-4 in Anlage 3).

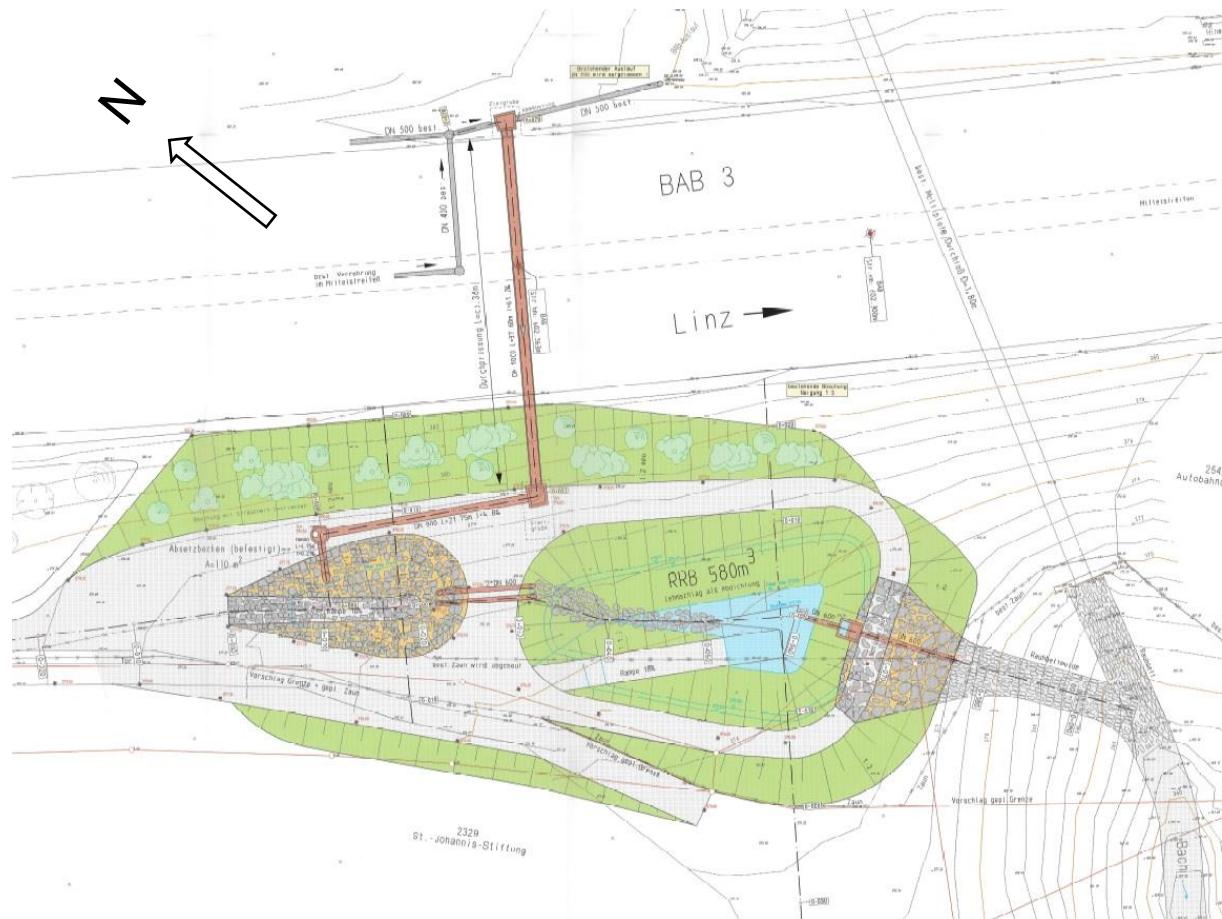


Abbildung 3.2: Lageplan Regenrückhalteanlage Niedernhart

Als Einzugsgebiet wurden eine Fläche von 4,3 ha und ein mittlerer Abflussbeiwert von 0,44 ermittelt. Daraus ergibt sich eine befestigte angeschlossene Fläche $A_{b,a} = 1,9 \text{ ha}$.

3.4 Gewässerverhältnisse

Südöstlich der Anlage verläuft ein namenloser Bach Richtung Südosten. Der Bach liegt in einem ca. 14 m tiefen Einschnitt und mündet ca. 350 m stromabwärts in den Schaldinger Mühlbach. Ca. 30 m oberstrom der Einleitestelle des Rückhaltebeckens der Autobahn quert der

Bach die Autobahn A3 in einem Durchlass DN1800. Wiederum ca. 50 m oberhalb befindet sich die Einleitestelle des Regenrückhaltebeckens der Gemeinde Niedernhart.

Der Bach verläuft im Bereich des Einleitestelle durch bewaldetes Gebiet. Seine Sohle ist zwischen dem Multiplate-Durchlass und der Einleitestelle mit großen Wasserbausteinen befestigt.

4. Bauliche Überprüfung der Regenrückhalteanlage

Die Regenrückhalteanlage wurde am 29.06.2023 vor Ort besichtigt. In den nachfolgenden Kapiteln sind getrennt nach Anlagenteilen zuerst die in der Örtlichkeit vorgefundenen baulichen Anlagen mit Fotos dokumentiert und deren Zustand beschrieben. Im Anschluss daran sind die Anforderungen aufgelistet, die aus den aktuell gültigen Regelwerken resultieren (sofern für das Bauteil vorhanden). Zuletzt erfolgt jeweils eine kurze Beurteilung der Anlage hinsichtlich der Einhaltung der aktuellen Regelwerke.

4.1 Absetzbecken

Das Absetzbecken ist gemäß genehmigtem Entwurfsplan (vgl. Plan Nr. 1006-4 und 5 in Anlage 3) mit einer Rampe von Nordwesten her zugänglich und komplett mit in Beton gesetzten Wasserbausteinen befestigt (Böschungen, Rampe und Sohle), vgl. Abbildung 4.1 und Abbildung 4.2. Die Ufersicherung befindet sich in einem guten Zustand, es sind keine Erosionen erkennbar. Die Beckensohle ist eingewachsen mit Schilfrohr. Dies ist unüblich und sollte bei der Unterhaltung entfernt werden.

Der Zulauf besteht aus einem Betonrohr DN800, welches ebenfalls in einem guten Zustand ist. Am Tag der Ortsbegehung lag der Wasserspiegel ca. 50 cm unter Rohrsohle. Dies ist vermutlich auf die vorangegangenen Tage ohne Niederschläge und mit extrem hohen Temperaturen zurückzuführen, die zu einer hohen Verdunstung geführt haben. Gemäß Plan Nr. 1006-6 in Anlage 3 sollte der Wasserspiegel auf Höhe der Rohrsohle liegen.



Abbildung 4.1: Absetzbecken von Rampe aus Richtung Ablauf (li.) und Blick auf Zulauf (re.)



Abbildung 4.2: Absetzbecken, Blick auf befestigtes nordöstliches Ufer

Die Ablaufleitungen sind von der Unterwasserseite aus zugänglich und in einem guten Zustand. Die Rinne aus Wasserbausteinen in der unterwasserseitigen Böschung ist mit Gras bewachsen und weist keine Spuren von Erosion auf. Vom Oberwasser aus sind die Leitungen eingestaut und nicht einzusehen.



Abbildung 4.3: Ablaufführungen Absetzbecken, Blick vom Regenrückhaltebecken aus mit Detail Auslauf (re.)

Die Überprüfung der Dimensionierung des Absetzbeckens und der Anforderungen erfolgt gemäß REwS 2021 Kap. 8.4. Folgende Vorgaben sind hierbei einzuhalten:

- Zulauf so gestalten, dass Durchfluss über gesamte Beckenlänge unter Ausnutzung des gesamten Beckenquerschnitts erfolgt (aufgrund der seitlichen Zuleitung nur bedingt gegeben).
- Der zuführende Kanal ist zur Hälfte durch den Dauerstau eingestaut (ist hier nicht erfüllt).
- Wassertiefe im Dauerstaubereich mind. 2 m (ist hier nicht erfüllt, vorhandene Tiefe max. 1,5 m).

- Tauchwand-Unterkante muss mind. 40 cm in Dauerstau eintauchen (keine Tauchwand vorhanden, stattdessen eingetauchte Kanäle, Tiefe Rohrscheitel ca. 30 cm unter Dauerstau).
- Abstand UK Tauchwand zu UK Auffangraum Leichtflüssigkeiten soll mind. 10 cm sein (keine Tauchwand vorhanden).
- Mindestrückhaltevolumen für Leichtflüssigkeiten 5 m^3 (vorh. Volumen ist $0,3\text{m} * A_{AB} = 0,3\text{m} * 96\text{m}^2 = 28 \text{ m}^3$).
- Fließgeschwindigkeit unter Tauchwand max. 0,05 m/s (keine Tauchwand vorhanden).
- Seitenverhältnis Länge zu Breite $> 3 : 1$ (vorh. Verhältnis = 4 : 1 bis 2 : 1)
- Schlammsammelraum für Sedimentanfall $\sim 1 \text{ m}^3/(\text{ha} * \text{a})$ (hier erforderlich: 1,9 m^3/a , Sammelraum ist vorhanden, $h_{\text{vorh}} = 0,5 \text{ m}$, $V_{\text{vorh}} = 8,7 \text{ m}^3$)
- Entschlammungsintervall von $> 10 \text{ a}$ empfohlen.

Das Absetzbecken erfüllt die Anforderungen hinsichtlich der Wassertiefe im Dauerstaubereich und des Einstaus im Zulaufkanal nicht. Um einen ausreichenden Wirkungsgrad bei der Behandlung zu erreichen, sind diese Anforderungen einzuhalten (vgl. genauere Erläuterungen in Kapitel 6.3.2 und 7.2). Ebenso ist eine Tauchwand anzutragen, welche die o. g. Anforderungen erfüllen muss.

Die Kriterien der Lage des Zulaufkanals, der Seitenverhältnisse und des Mindestrückhaltevolumens für Leichtflüssigkeiten werden erfüllt. Bei der vorhandenen Größe des Schlammsammelraums ist ein Entschlammungsintervall von 4,5 Jahren ausreichend. Das Intervall ist allerdings auf 1 Jahr zu reduzieren, um den Schlammsammelraum auf eine Höhe von 20 cm zu reduzieren.

4.2 Regenrückhaltebecken

Das Regenrückhaltebecken weist mit Rasen bewachsene flache Böschungen auf und hat wie geplant einen Dauerstau (vgl. Plan Nr. 1006-5 in Anlage 3). An den Böschungen sind keine Spuren von Erosion erkennbar (vgl. Abbildung 4.4 und Abbildung 4.5).

Der Dauerstau resultiert aus der in ca. 1 m Höhe über Beckensohle angeordneten Drosselöffnung (vgl. Plan Nr. 1006-7 in Anlage 3).



Abbildung 4.4: Regenrückhaltebecken, Blick von Trenndamm zum Absetzbecken in Richtung Drosselschacht (li.) und Blick auf Beckensohle (re.)



Abbildung 4.5: Regenrückhaltebecken, Blick Richtung Auslauf Absetzbecken (li.) und Blick auf Beckensohle (re.)

Die Böschungsoberkante des Beckens liegt gemäß Planunterlagen umlaufend mit mind. 376,00 müNN um ca. 50 cm über der Höhe der Überlaufschwelle (OK 375,50 müNN). Die Überlaufschwelle bestimmt den Höchststau im Becken. Die Höhen wurden bisher nicht vermessen und dadurch kontrolliert.

Die Überprüfung der Dimensionierung des Rückhaltebeckens erfolgt gemäß REwS 2021 Kap. 8.7. Folgende Vorgaben sind hierbei einzuhalten:

- Bei Höchststau ist ein Freibord von mind. 0,5 m einzuhalten (ist eingehalten).
- Böschungen sind nicht steiler als 1:2 auszuführen und durch Rasen zu sichern (ist eingehalten).
- Längsgefälle 0,5 bis 1,0 % und Quergefälle nicht unter 2%.
- Zuschlagsfaktor kann bei außerörtlichen Straßen entfallen, d.h. $f_z = 1,0$.
- Zuschlag wegen Klimawandel bis 20% sinnvoll.

Die Vorgaben zum Freibord und zur Böschungsneigung werden eingehalten. Längs- und Quergefälle können aufgrund des Dauerstaus vernachlässigt werden. Die empfohlenen Zuschlagsfaktoren werden in den Berechnungen in Kap. 5.4 berücksichtigt.

4.3 Drosselschacht

Der Drosselschacht besteht aus zwei Kammern mit Trennwand und einem Gitterrost als Abdeckung (vgl. Plan Nr. 1006-7 in Anlage 3). Alle Bauteile befinden sich in einem guten Zustand (vgl. Abbildung 4.6 und Abbildung 4.7).



Abbildung 4.6: Blick auf Drosselschacht von Südwesten her (li.) und in Nahaufnahme mit befestigter Überlaufschwelle (re.)



Abbildung 4.7: Drosselschacht, Zulaufbereich mit Schieber DN200 vor Grundablass und Tauchwand vor Drosselöffnung (li.) sowie Ablaufbereich mit Absperrschieber DN600 vor Ablaufleitung

4.4 Notüberlauf, Auslauf und Raubettgerinne

Der Notüberlauf besteht aus einer gepflasterten Dammkrone und einem sich anschließenden Raubettgerinne, das die steile und lange Böschung bis zum Bach sichert. Dieses Raubettgerinne ist im oberen Bereich bis zum Auslauf der Ablaufleitung gut erhalten (vgl. Abbildung 4.8). Die Ablaufleitung selbst ist ebenfalls in einem guten Zustand.

Unterhalb des Auslaufs allerdings sind große Auskolkungen an den Wasserbausteinen vorhanden. Diese wurden nicht wie geplant als Pflasterung in Beton hergestellt, sondern aus großen Wasserbausteinen ohne Auflager (vgl. Abbildung 4.9 und Abbildung 4.10).



Abbildung 4.8: Raubettgerinne im oberen Bereich (li.) sowie Auslauf Ablaufleitung (re.)



Abbildung 4.9: Auskolkungen unterhalb des Auslaufs



Abbildung 4.10: lose Wasserbausteine unterhalb des Auslaufs bis zum Bachbett (li. und re.)

Dieselbe Steingröße findet sich an der Bachsohle im Bereich der Einleitung. Die Sohlbefestigung ist ebenfalls teilweise ausgespült, allerdings droht aufgrund der Größe der Steine keine Erosion. Insgesamt sind das Gerinne bis zum Bach und der Bach selbst stark zugewachsen und schwer zugänglich.



Abbildung 4.11: befestigte Sohle Bachbett (li. und re.)

5. Hydraulische Überprüfung, Berechnungen und Nachweise

5.1 Geltende Regeln der Technik

Im Vergleich zur gehobenen Erlaubnis aus dem Jahr 2002 haben sich die geltenden Regelwerke geändert. In Tabelle 5.1 findet sich eine Gegenüberstellung der damals geltenden und der aktuellen Regelwerke.

Tabelle 5.1: Gegenüberstellung Regeln der Technik

Bemessung von	Bei Bauentwurf 2001 geltende Regelwerke	Aktuell geltende Regel- werke (Juli 2023)
Kanäle und Leitungen	ATV-A 111	DWA-A 111 (Stand 12/2010)
Regenrückhaltebecken	ATV-A 117	DWA-A 117 (Stand 12/2013)
Absetzbecken	Ras-EW und Merkblatt Slg LfW Nr. 4.3.4	REwS 2021
Einleitung in Gewässer		
- qualitative Bewertung	Ras-EW und Merkblatt Slg LfW Nr. 4.3.4	DWA-A 102-2
- quantitative Bewertung	ATV-DVWK-M 153	DWA-M 153

5.2 Niederschlagsdaten

Für die Überprüfung der hydraulischen Berechnungen wurden in Abstimmung mit dem Wasserwirtschaftsamt Deggendorf die Daten aus dem Kostra-Atlas „KOSTRA-DWD 2020“ des Deutschen Wetterdienstes verwendet (Deutscher Wetterdienst: Starkniederschlagshöhen für Deutschland, Selbstverlag des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach am Main). Für den Standort Niedernhart (Rasterfeld: Spalte 193, Zeile 192) ergeben sich die Werte gemäß Tabelle 4.1. Diese liegen bei den verwendeten Regenhäufigkeiten leicht über den Werten bei Antragsstellung 2001.

Tabelle 5.2: „KOSTRA-DWD 2020“ des Deutschen Wetterdienstes, Standort Niedernhart

Rasterfeld : Spalte 193, Zeile 192
 Ortsname : Niedernhart
 Bemerkung : RRB Niedernhart an A3

Dauerstufe D	Niederschlagspenden 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	266,7	330,0	370,0	420,0	493,3	570,0	620,0	683,3	776,7
10 min	170,0	210,0	235,0	266,7	313,3	361,7	393,3	435,0	493,3
15 min	128,9	158,9	177,8	202,2	237,8	274,4	297,8	330,0	374,4
20 min	105,8	130,8	145,8	165,8	195,0	225,0	244,2	270,0	306,7
30 min	80,0	98,3	110,0	125,0	146,7	169,4	183,9	203,3	231,1
45 min	60,0	73,7	82,6	93,7	110,4	127,0	138,1	152,6	173,3
60 min	48,9	60,3	67,2	76,7	90,0	103,6	112,8	124,4	141,4
90 min	36,5	45,0	50,4	57,4	67,2	77,6	84,4	93,1	105,9
2 h	29,7	36,7	41,0	46,7	54,9	63,2	68,8	75,8	86,3
3 h	22,2	27,4	30,6	34,9	41,0	47,2	51,4	56,8	64,4
4 h	18,1	22,4	24,9	28,4	33,3	38,5	41,8	46,2	52,4
6 h	13,5	16,7	18,7	21,2	24,9	28,8	31,3	34,5	39,2
9 h	10,1	12,5	13,9	15,9	18,6	21,5	23,3	25,8	29,3
12 h	8,2	10,1	11,3	12,9	15,1	17,5	19,0	21,0	23,8
18 h	6,1	7,6	8,5	9,6	11,3	13,0	14,2	15,7	17,8
24 h	5,0	6,2	6,9	7,8	9,2	10,6	11,5	12,7	14,5
48 h	3,0	3,7	4,2	4,8	5,6	6,4	7,0	7,7	8,8
72 h	2,3	2,8	3,1	3,5	4,2	4,8	5,2	5,8	6,6
4 d	1,8	2,3	2,5	2,9	3,4	3,9	4,3	4,7	5,3
5 d	1,6	1,9	2,2	2,5	2,9	3,3	3,6	4,0	4,5
6 d	1,4	1,7	1,9	2,2	2,5	2,9	3,2	3,5	4,0
7 d	1,2	1,5	1,7	1,9	2,3	2,6	2,8	3,1	3,6

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)]

5.3 Ermittlung des Einzugsgebiets

Das Einzugsgebiet wurde den Entwurfsunterlagen aus dem Jahr 2001 entnommen. Es setzt sich aus folgenden Flächenanteilen und zugehörigen Abflussbeiwerten zusammen:

Tabelle 5.3: Ermittlung Einzugsgebietsgröße aus Bauentwurf vom 15.01.2001

Flächen	Größe A _E	Abflussbeiwert	A _{b,a}
	[ha]		[ha]
Fahrbahn	1,7	0,9	1,53
Wald	1,1	0,1	0,11
Böschungen	0,5	0,3	0,15
Bankette	1	0,1	0,1
	4,3		1,89

Anhand der im Bauentwurf genannten Länge des Autobahnabschnitts von 660 m wurden von uns die angesetzten Flächen grob überprüft. Die Fahrbahnfläche erscheint plausibel, wogegen die Fläche für die Bankette von uns bei einer Breite von je 1,5 m zu 0,2 ha ermittelt wurde. Wir

empfehlen den Ansatz eines Abflussbeiwerts von 0,5 für die Bankette (gemäß DWA-A 138, Tabelle 2), woraus sich eine Fläche $A_{b,a}$ von 0,1 ha ergibt. Dies entspricht dem im Bauentwurf angesetzten Wert, so dass mit der ermittelten Größe weitergearbeitet werden kann.

5.4 Bemessung des Absetzbeckens

Die Überprüfung der Dimensionierung des Absetzbeckens erfolgt gemäß REwS 2021 Kap. 8.4. Die erforderliche Oberfläche des Absetzbeckens errechnet sich wie folgt:

$$A_{o,erf} = Q_{Bem} * 3,6 / q_A$$

mit: Q_{Bem} : Bemessungzufluss für $r_{krit} = r_{15,1} = 128,9 \text{ l/(s*ha)}$

q_A : Oberflächenbeschickung $q_A = 9 \text{ m/h}$

$$Q_{Bem} = r_{krit} * A_u$$

mit: $A_u: 19.000 \text{ m}^2 = 1,9 \text{ ha}$

$$Q_{Bem} = 128,9 \text{ l/(s*ha)} * 1,9 \text{ ha} = 244,9 \text{ l/s}$$

$$A_{o,erf} = Q_{Bem} * 3,6 / q_A = 244,9 \text{ l/s} * 3,6 / 9 \text{ m/h}$$

$$A_{o,erf} = 98 \text{ m}^2$$

Vorhandene Abmessungen des Absetzbeckens:

- Länge: $L_{AB} = 17 \text{ m}$
- Breite: $B_{AB} = 3 \text{ bis } 9 \text{ m}$
- Fläche: $A_{AB} = 107 \text{ m}^2$

Nachweis der erforderlichen Oberfläche des Absetzbeckens:

$$A_{AB,vorh} = 107 \text{ m}^2 > A_{AB,erf} = 98 \text{ m}^2$$

Das Absetzbecken ist in seiner Dimension ausreichend groß.

5.5 Ermittlung des Rückhaltevolumens

Die Überprüfung der Dimensionierung des Regenrückhaltebeckens erfolgt im Näherungsverfahren auf der Grundlage des DWA-Arbeitsblatts A 117. Da es sich hierbei um ein einfach strukturiertes Entwässerungssystem handelt wird auf eine genauere Langzeitsimulation verzichtet. Da das Rückhaltebecken an einer außerörtlichen Straße liegt und kein großes Schadenspotential unmittelbar im Unterwasser vorhanden ist, wird der Zuschlagsfaktor gemäß REwS 2021, Kap. 8.7.2.4 auf 1,0 festgelegt. Das Wasserwirtschaftsamts Deggendorf stimmt diesem Vorgehen zu.

In Abstimmung mit dem Wasserwirtschaftsamts Deggendorf wird das Regenrückhaltebecken für ein Bemessungsregenereignis mit einer 5-jährlichen Wiederkehrzeit dimensioniert. Der Notüberlauf aus dem Becken soll dagegen für ein 100-jährliches Regenereignis dimensioniert werden.

Für die Berechnungen werden die Excel-Arbeitsblätter des Instituts für technisch-wissenschaftliche Hydrologie GmbH, Hannover (itwh) verwendet. Nachfolgend werden die Eingabedaten und die wichtigsten Ergebnisse der Bemessung angegeben.

erforderliches Rückhaltevolumen:

- | | |
|-----------------------------|---|
| – Einzugsgebietsfläche: | $A_E = 43.000 \text{ m}^2$ |
| – abflusswirksame Fläche: | $A_u = 1.900 \text{ m}^2$ |
| – gewählte Regenhäufigkeit: | $n = 0,2$ (5 Jahre) |
| – Drosselabfluss: | $Q_{dr} = 10 \text{ l/s}$ (vgl. Kap. 6.2.2) |
| – Zuschlagsfaktor | $f_z = 1,0$ |

Die derzeitige Rohrdrossel hat einen wasserstandsabhängigen Drosselabfluss, der mit steigendem Wasserstand kontinuierlich zunimmt. Deshalb ist an der Trennwand im Drosselschacht eine Blende mit einer Wirbeldrossel vorzuschalten, die einen weitgehend gleichbleibenden und wasserstandsunabhängigen Drosselabfluss ermöglicht (vgl. Kap. 7.3)

Mit einer konstanten Drosselabgabe von 10 l/s ergibt sich ein erforderliches Speichervolumen von 650 m³ (vgl. Anhang 2). Dieses liegt trotz des geringeren Zuschlagsfaktors über dem in den Antragsunterlagen von 2001 ermittelten und vom WWA korrigierten Volumen von 580 m³. Die Differenz resultiert daraus, dass damals die unbefestigte Fläche mit einem Faktor von 0,85 reduziert wurde. Dieser Faktor ist dem Verfasser nicht bekannt und unseres Erachtens nicht zulässig.

Da das erforderliche Volumen um 70 m³ über dem genehmigten Volumen liegt, ist eine Überprüfung erforderlich, ob das vorhandene Speichervolumen trotzdem ausreichend groß ist. Dieses wurde für verschiedene Einstauhöhen anhand der Pläne grob ermittelt. Die Ansätze und Ergebnisse sind im Folgenden zusammengefasst.

vorhandenes Rückhaltevolumen:

Dauerstau bei 373,00 müNN:

- Länge: $L_{Dauer} = 20 \text{ m}$
- Breite: $B_{Dauer} = 0 \text{ bis } 9 \text{ m}$
- Einstautiefe: $h_{Dauer} = 0 \text{ bis } 1,0 \text{ m}$
- Volumen: $V_{Dauer} = \sim 50 \text{ m}^3$

Einstauziel 375,20 müNN (80 cm Freibord zur BOK von 376,00 müNN):

- Länge: $L_{Freibord} = 33 \text{ m}$
- Breite: $B_{Freibord} = 7 \text{ bis } 18 \text{ m}$
- Einstautiefe: $h_{Freibord} = 2,2 \text{ m}$
- Volumen: $V_{Freibord} = \sim 545 \text{ m}^3$

Das vorhandene Speichervolumen reicht beim Einstauziel (Überfallkante im Drosselschacht von 375,20 müNN) nicht aus. Es fehlt beim Zuschlagsfaktor von 1,0 ein Volumen von 105 m³. Ein Teil des fehlenden Volumens kann gewonnen werden, indem die Drossel nach unten versetzt wird und man den Dauerstau damit absenkt. Die neu vorzusehende Wirbeldrossel muss

in einer Höhe von 40 cm über der Sohle angeordnet werden. Damit ergibt sich ein Volumen von 585 m³. Das erforderliche Volumen von 650 m³ wird unterschritten. Damit ist das Rückhaltebecken nicht vollumfänglich für ein 5-jährliches Ereignis ausgelegt. Vergleichsrechnungen haben ergeben, dass ein Regenereignis mit etwa 4-jährlicher Wiederkehr sicher zwischen gespeichert werden kann.

Eine Erhöhung der Trennwand im Drosselschacht wurde mit dem Ziel der Vergrößerung des Speichervolumens betrachtet, aber aus Gründen des Überflutungsschutzes verworfen. Das beschriebene Speichervolumen von ca. 585 m³ stellt somit das maximal mögliche Volumen dar, ohne bautechnisch sehr aufwändige kostenintensive Maßnahmen am Umgriff und der Lage der vorhandenen Böschungen vornehmen zu müssen.

5.6 Nachweis der Leitungen und sonstiger Bauwerksteile

5.6.1 Tauchwand

Fließgeschwindigkeit in horizontaler Richtung (unter der Tauchwand):

Bei einem Bemessungsabfluss von 245 l/s (vgl. Kap. 5.4) ergibt sich bei einer Wassertiefe von 1,1 m unter der Tauchwand und einer Länge von 7 m eine Fließgeschwindigkeit von 0,03 m/s. Diese liegt unter der geforderten Geschwindigkeit von 0,05 m/s (vgl. Kap. 4.1).

$$v = Q / A = 0,245 \text{ m}^3/\text{s} / (1,1 * 7) \text{ m}^2 = 0,03 \text{ m/s}$$

Fließgeschwindigkeit in vertikaler Richtung (hinter der Tauchwand):

Der erforderliche Abstand der Tauchwand zur Dammbalken-Überlaufschwelle wird über die zulässige Geschwindigkeit von 0,05 m/s definiert.

$$A = Q / v = 0,245 \text{ m}^3/\text{s} / 0,05 \text{ m/s} = 4,9 \text{ m}^2.$$

Bei einer Länge von 7 m ergibt sich ein erforderlicher Abstand von 0,7 m.

5.6.2 Rohrleitungen zwischen Absetzbecken und RRB

Die Überprüfung der Bemessung der beiden Rohrleitungen DN600 erfolgt mit den aktualisierten Regendaten für ein 10-jährliches Regenereignis. Die Berechnungsansätze und die verwendeten Formeln werden beibehalten. Es ergibt sich mit dem Bemessungsniederschlag $r_{15,(n=0,1)} = 237,8 \text{ l/(s*ha)}$ ein Abfluss von 451,8 l/s. Dieser teilt sich zu je ca. 226 l/s auf beide Rohrleitungen auf.

Fließgeschwindigkeit:

$$v = Q / A = 0,2259 \text{ m}^3/\text{s} / 0,2827 \text{ m}^2 = 0,8 \text{ m/s}$$

Verlusthöhen:

$$h_{vö} = \zeta * v^2 / (2g) = 2,0 * 0,8^2 / (2g) = 0,065 \text{ m}$$

$$h_{vl} = \lambda * l/d * v^2/(2g) = 0,025 * 11m / 0,6 \text{ m} * (0,8 \text{ m/s})^2 / 2g = 0,015 \text{ m}$$

$$\text{mit } Re = v*d / v = 0,8 \text{ m/s} * 0,6 \text{ m} / 1,31 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} = 3,7 * 10^5$$

$$\text{und } k / d = 1,5 / 600 = 2,5 * 10^{-3}$$

Damit ergibt sich eine Fließgeschwindigkeit von 0,8 m/s und eine Verlusthöhe von ca. 8 cm. Dieser Wert liegt ca. 1,5 cm über dem Wert aus dem Bauentwurf, da seinerzeit der Reibungsverlust in der Rohrleitung nicht berücksichtigt wurde.

Tabelle 5.4: Gegenüberstellung Bemessung Rohrleitung Absetzbecken 2001 und 2023

	2001	2023
$Q_{15,(n=0,1)} [\text{l/s}]$	450	451,8
$v [\text{m/s}]$	0,8	0,8
Verlusthöhe $\Delta h [\text{m}]$	0,065	0,080

5.6.3 Rohrleitung zwischen Drosselschacht und Vorfluter

Der Nachweis der Ablaufleitung DN600 vom Drosselschacht wurde von uns überprüft. Unter der Annahme, dass der Wasserspiegel bei HQ₁₀₀ 19 cm über der Überlaufschwelle (vgl. Kap. 5.7) und damit auf 375,69 müNN liegt, ergäbe sich zum freien Auslauf am Rohrende eine Verlusthöhe von ca. 3,4 m.

$$v = -2 \cdot \lg \left(\frac{2,51v}{d\sqrt{2gd \cdot I}} + \frac{k/d}{3,71} \right) \cdot \sqrt{2g \cdot d \cdot I} = 4,9 \text{ m/s}$$

$$\text{mit } I = \frac{h_E}{l + l_a} = 3,4 / (12 + 54,55) = 0,051$$

$$\text{und } l_a = \frac{d}{\lambda} \cdot \Sigma \zeta = 0,6 / 0,022 * 2,0 = 54,55 \text{ m}$$

$$Q = v * A = 1,39 \text{ m}^3/\text{s}$$

Für die Rohrleitung DN600 ergibt sich damit ein Durchfluss von 1,39 m³/s. Der tatsächlich vorhandene Abfluss bei HQ100 liegt beim Bemessungsergebnis bei 0,711 m³/s. Die vorhandene Ablaufleitung ist ausreichend groß. Tatsächlich wird beim Bemessungsergebnis ein großer Anteil des Abflusses über die Überlaufschwelle abfließen und gar nicht über das Abdeckgitter in den Drosselschacht einströmen.

Tabelle 5.5: Gegenüberstellung Bemessung Rohrleitung Drosselschacht 2001 und 2023

	2001	2023
$Q_{\max} [\text{l/s}]$	1.005 *)	1.390
$v_{\max} [\text{m/s}]$	5,12 *)	4,9
Verlusthöhe $h_v [\text{m}]$	3,5	3,4

*) Die Berechnung erfolgte beim Bauentwurf im Jahr 2001 für eine Rohrleitung DN500.

5.7 Nachweis der Überlaufschwelle

Die Überprüfung der Bemessung der Überlaufschwelle erfolgt mit den aktualisierten Regendaten für ein 100-jährliches Regenereignis. Aus dem Bemessungsregen $r_{15,(n=0,01)} = 374,4 \text{ l/(s*ha)}$ ergibt sich ein Abfluss von 711,4 l/s.

$$h_{iu} = \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot B} \right)^{2/3}$$

Dies führt mit $\mu = 0,5$ und $B = 6,0 \text{ m}$ zu einer Überfallhöhe von 19 cm statt 16 cm.

Tabelle 5.6: Gegenüberstellung Bemessung Überlaufschwelle 2001 und 2023

	2001	2023
$Q_{15,(n=0,01)} [\text{l/s}]$	562	711,4
Überfallhöhe [m]	0,16	0,19

6. Nachweis nach DWA A 102 und M153

6.1 Allgemeines

Bisher wurden Entwässerungsplanungen mit einer Einleitung von Niederschlagswasser in ein Oberflächengewässer auf der Grundlage des DWA-Merkblattes M 153 „Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser“ vom August 2007 erstellt.

Das DWA-Arbeitsblatt DWA-A 102-2 „Grundsätze zur Bewirtschaftung und Behandlung von Regenwetterabflüssen zur Einleitung in Oberflächengewässer“ aus dem Jahr 2020 ersetzt grundsätzlich das DWA-M153 in Bezug auf die Einleitung in Oberflächengewässer (vgl. Seite 3 des DWA-A 102-2). Nach einer offiziellen Mitteilung des WWA München vom Februar 2023 gilt jedoch in Bayern für die Ermittlung der Einleitmenge (quantitativer Nachweis) weiterhin das DWA-Merkblatt M153. Dies wurde uns auch seitens des hier zuständigen WWA Deggendorf im Rahmen der Bearbeitung mitgeteilt.

Der qualitative Nachweis ist dagegen nach den Vorgaben der REwS 2021 (Kap 8.1.2) zu führen, die wiederum auf das neue Arbeitsblatt DWA-A-102-2 verweist.

6.2 Hydraulischer Nachweis nach M 153

Zur Vermeidung von Spitzenabflüssen z.B. infolge von Starkregenereignissen ist eine Drosselung der Einleitmenge in den Graben erforderlich. Wie bereits beschrieben, erfolgt der hydraulische Nachweis weiterhin nach den Vorgaben des DWA Merkblattes M 153.

6.2.1 Bestimmung der Größe des Drosselabflusses nach M153 (Kap. 6.3.1)

Die zulässige Einleitmenge aus der Oberflächenentwässerung in den Bach bzw. der zulässige Drosselabfluss Q_{Dr} in den Bach wird als Produkt der zulässigen Regenabflussspende q_R und der undurchlässigen Gesamtfläche A_u ermittelt.

$$Q_{Dr} = q_R \times A_u$$

Die zulässige Regenabflussspende q_R wird für kleine Gewässer in Abhängigkeit vom Gewässertyp so festgelegt, dass die „natürliche“ Abflussspende des ursprünglich unbebauten Gebietes in der Regel nicht überschritten wird.

Bei dem hier als Vorfluter dienenden Bach handelt es sich um ein Gewässer mit einer Sohlbreite von ca. 1 m und einem starken Gefälle. Aufgrund der gegebenen Verhältnisse des Gewässers wird nach Tabelle 3 des Merkblattes M153 der Bach als kleiner Hügel- und Berglandbach eingestuft (Breite bsp < 1,0 m, Fließgeschwindigkeit v > 0,3 m/s). Die hierfür zulässige Regenabflussspende beträgt $q_R = 30 \text{ l/(s*ha)}$.

Demnach ergibt sich folgender zulässiger Drosselabfluss:

$$Q_{Dr} = q_R * A_u$$

$$Q_{Dr} = 30 \text{ l/(s*ha)} * 1,9 \text{ ha}$$

$$Q_{Dr} = 57 \text{ l/s}$$

6.2.2 Ermittlung des Maximalabflusses nach M 153 (nach Kap. 6.3.2)

Im DWA Merkblatt M 153 „Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser“ sind Vorgaben für die Ermittlung des Maximalabflusses $Q_{Dr,max}$ an Bächen beschrieben. Dieser Abfluss darf an einer Einleitungsstelle oder auch als Summe mehrerer Einleitstellen nicht überschritten werden und wird wie folgt ermittelt:

$$Q_{Dr,max} = e_w * MQ * 1000 \quad (6.3)$$

mit

$Q_{Dr,max}$	l/s	Maximalabfluss
e_w	-	dimensionsloser Einleitungswert in Fließgewässern in Abhängigkeit von der Korngröße der Sedimente, hier 5 für kiesiges Gewässersediment
MQ	m^3/s	Mittelwasserabfluss an der Einleitungsstelle

Für den hier vorliegenden Bach wurden vom WWA Deggendorf im Jahr 2000 Daten zu den Abflüssen angegeben. Es kann hier von einer mittleren Abflussspende (Mq) von 11 l/(s*km²) ausgegangen werden. Daraus ergibt sich bei einem Einzugsgebiet von 0,15 km² ein MQ von 1,65 l/s. Dieser Wert wurde seinerzeit aufgerundet und der oben aufgeführten Gleichung zugrunde gelegt.

Der gewählte Einleitungswert von 5 für kiesiges Gewässersediment wurde seinerzeit in Abstimmung mit dem WWA gewählt und wird deshalb hier ebenfalls angesetzt. Dasselbe gilt für den im Folgenden gerundeten Wert für MQ .

Daraus ergibt sich ein Maximalabfluss von:

$$Q_{Dr,max} = 5 * 2 \text{ l/s} \quad (6.3)$$

$$Q_{Dr,max} = 10 \text{ l/s}$$

Maßgebend für den tatsächlich zulässigen Drosselabfluss in ein Gewässer ist immer der kleinere Abfluss der beiden ermittelten Werte. Nach den vorliegenden Ergebnissen zur Ermittlung des Maximalabflusses wird die Einleitmenge in den Graben daher auf 10,0 l/s festgelegt und wird im Kapitel 5.5 berücksichtigt.

6.3 Qualitativer Nachweis nach REwS 2021 bzw. DWA-A102-2

6.3.1 Flächenkategorisierung und Behandlungsbedürfnis

Nach den Vorgaben des Arbeitsblattes DWA-A 102 Teil 2 „Emissionsbezogene Bewertungen und Regelungen“ ist eine Bewertung der Verschmutzung des Niederschlagswassers und ggf. des Umfangs notwendiger Behandlungsmaßnahmen vor der Einleitung in ein Oberflächengewässer erforderlich.

Die zu entwässernden Flächen werden in unterschiedliche Belastungskategorien und Verschmutzungsgrade eingeteilt. Hierfür stehen insgesamt 3 Kategorien zur Verfügung. Niederschläge von schwach belasteten Flächen gehören der Kategorie I an und benötigen keine Vorbehandlung durch eine technische Reinigungsanlage. Bei Flächen der Kategorie II und III wird von einer entsprechend höheren Verschmutzungen ausgegangen, so dass die abfließenden Niederschläge vor der Einleitung in ein Oberflächengewässer einer entsprechenden Vorbehandlung zugeführt werden müssen, siehe auch nachfolgende Tabelle 6.1. Diese Kategorisierung gilt ausschließlich für das abfließende und gesammelte Wasser aus Niederschlägen von bebauten oder befestigten Flächen. Soweit möglich, sollte auf eine Vermischung von Niederschlagswasser unterschiedlicher Belastungskategorien verzichtet werden.

Tabelle 6.1: Behandlungsbedürftigkeit von unterschiedlich belastetem Niederschlagswasser (Tabelle 3, DWA-A102-2)

Zielgewässer	Gering belastetes Niederschlagswasser (Kategorie I)	Mäßig belastetes Niederschlagswasser (Kategorie II)	Stark belastetes Niederschlagswasser (Kategorie III)	
Oberflächen- gewässer	Einleitung grundsätzlich ohne Behandlung möglich	Grundsätzlich geeignete technische Behandlung erforderlich		
Grundwasser	Versickerung und ggf. Behandlung gemäß Arbeitsblatt DWA-A-138			

Die Einteilung in die jeweilige Kategorie erfolgt dabei auf der Grundlage allgemeiner Kenntnisse zum Stoffaufkommen unterschiedlicher Herkunftsflächen, insbesondere in Bezug auf den Referenzparameter AFS63. Hierbei handelt es sich um abfiltrierbare Stoffe mit einer Korngröße von 0,45 µm bis 63 µm, deren Aufkommen stark von dem jeweiligen Einzugsgebiet und den dort charakteristischen Belastungsquellen abhängig ist.

Im Anhang A des DWA Arbeitsblattes 102 ist in der Tabelle A.1 die Zuordnung von Belastungskategorien für Niederschlagswasser von bebauten oder befestigten Flächen nach Flächentyp und Flächennutzung mit Anwendungshinweisen vorgegeben. Diese Kategorisierung gilt für durchschnittliche Randbedingungen.

In nachfolgender Tabelle 6.2 sind die im hier vorliegenden Fall vorhandenen befestigten Einzugsgebiete entsprechend der o.g. Tabelle eingeteilt.

Tabelle 6.2: Zuordnung der Einzugsgebiete in Belastungskategorien

Flächenart	Flächenspezifisierung / Flächen des hier vorliegenden Projektes	Flächengruppe (Kurzzeichen)	Belastungskategorie
Verkehrsflächen (V)	Verkehrsflächen außerhalb von Misch- und Gewerbegebieten mit hohem Kfz-Verkehr (DTV > 15.000), hier: Autobahndecke	V3	III

Nach der o.a. Tabelle sind demnach für die Niederschlagswässer der Autobahn zusätzliche Behandlungsmaßnahmen erforderlich, da diese der Kategorie III angehören.

6.3.2 Bilanzierung des Stoffabtrags

Die Ermittlung der mittleren AFS63 Abtragsfrachten basiert auf den Angaben der Tabelle 7 der Richtlinien für die Entwässerung von Straßen (REwS 2021), siehe nachfolgende Tabelle 6.3.

Tabelle 6.3: Rechenwerte zu flächenspezifischem jährlichen Stoffabtrag für AFS63 der Belastungskategorien I bis III, Tabelle 7, REwS 2021

Kategorie	AFS63 Abtragsfracht kg/(ha*a)
Kategorie I Straßen DTV < 2.000 Kfz/24 h	≤ 280
Kategorie II Straßen DTV ≥ 2.000 Kfz/24 h bis ≤ 15.000 Kfz/24 h	360
Kategorie III Straßen DTV > 15.000 Kfz/24 h	550

Die hier genannten Frachtwerte zum flächenspezifischen Stoffabtrag ergeben sich über die Referenzwerte für mittlere Verhältnisse in Deutschland bei einer Jahresniederschlagshöhe von 800 mm/a. Die aufgeführten Werte gelten auch bei abweichenden Jahresniederschlagshöhen, da das Stoffaufkommen auf den befestigten Flächen unabhängig des Jahresniederschlages erfolgt.

In Übereinstimmung mit DWA-A 102-2 wird als Behandlungsziel eine Begrenzung der mit dem Straßenabfluss eingeleiteten Feststofffracht auf einen Wert von ≤ 280 kg/(ha*a) AFS63 angesetzt. Um das Behandlungsziel zu erreichen, ergeben sich erforderliche Wirkungsgrade für die Behandlung der unterschiedlich belasteten Straßen nach Tabelle 8 der REwS 2021, siehe nachfolgende Tabelle.

Tabelle 6.4: erforderliche Wirkungsgrade AFS63 für Behandlungsanlagen, Tabelle 8, REwS 2021

Kategorie	Erf. Wirkungsgrad [%]
Kategorie I Straßen DTV < 2.000 Kfz/24 h	Keine Behandlung erforderlich
Kategorie II Straßen DTV \geq 2.000 Kfz/24 h bis \leq 15.000 Kfz/24 h	25
Kategorie III Straßen DTV > 15.000 Kfz/24 h	50

Das vorhandene Absetzbecken ist aufgrund seiner Bauart mit hochliegendem Zulauf über dem Dauerstau und zentriertem Abfluss über Rohrleitungen mit einem Wirkungsgrad von < 40 % einzustufen (vgl. Tabelle 9, REwS 2021). Dieser liegt unter dem geforderten Wirkungsgrad von 50% und ist zudem für die Straßenkategorie III als nicht geeignet eingestuft.

Ein Absetzbecken, das die in Abschnitt 8.4.2 der REwS 2021 geforderten Kriterien erfüllt, wird mit einem Wirkungsgrad von 70% eingestuft und ist für die Kategorie III zulässig. Um die Kriterien zu erfüllen, müssten folgende Anforderungen an die Bauart erfüllt werden, die derzeit noch nicht vorhanden sind:

- Zulauf teileingestaut (zur Hälfte der Zulaufleitung)
- Wassertiefe im Dauerstaubereich mind. 1,80 m über Oberkante des Schlammsammelraums bei einer gesamten Beckentiefe von mind. 2 m
- Ablauf über die gesamte Beckenbreite mit Überlaufschwelle und vorgeschalteter Tauchwand.

In Abstimmung mit dem Wasserwirtschaftsamt Deggendorf wurden die Anforderungen reduziert, da es sich um ein bestehendes Becken handelt und nur ein Wirkungsgrad von 50% erforderlich ist. Folgende Anforderungen sind zu erfüllen:

- Zulaufströmung ins Absetzbecken vergleichmäßigen,
- Gleichmäßiger Ablauf über gesamte Beckenbreite,
- Wasserstandsunabhängige Abflussdrossel anordnen,
- Raubettmulde ertüchtigen.

Daraus ergeben sich die in nachfolgendem Kapitel aufgeführten Instandsetzungsmaßnahmen.

7. Erforderliche Instandsetzungsmaßnahmen

7.1 Zulauf Absetzbecken

Der Zulauf zum Absetzbecken muss nach den Forderungen des DWA-A 102-2 zur Hälfte eingestaut sein. Da dies einen sehr großen Eingriff in den Bestand bedeuten würde und bautechnisch aufwändige Maßnahmen zur Folge hat, wurde auch mit dem zuständigen WWA vereinbart, dass lediglich der Zustrom aufgeteilt wird. Bei einem 5-jährlichen Regenereignis ist das Ausleitungsrohr komplett eingestaut und weist aufgrund des geringen Gefälles nur sehr

geringe Fließgeschwindigkeiten auf. Dieser Zufluss ist konstruktiv durch ein Prallblech abzulenken und dadurch gleichmäßiger zu verteilen (vgl. Abbildung 7.1).

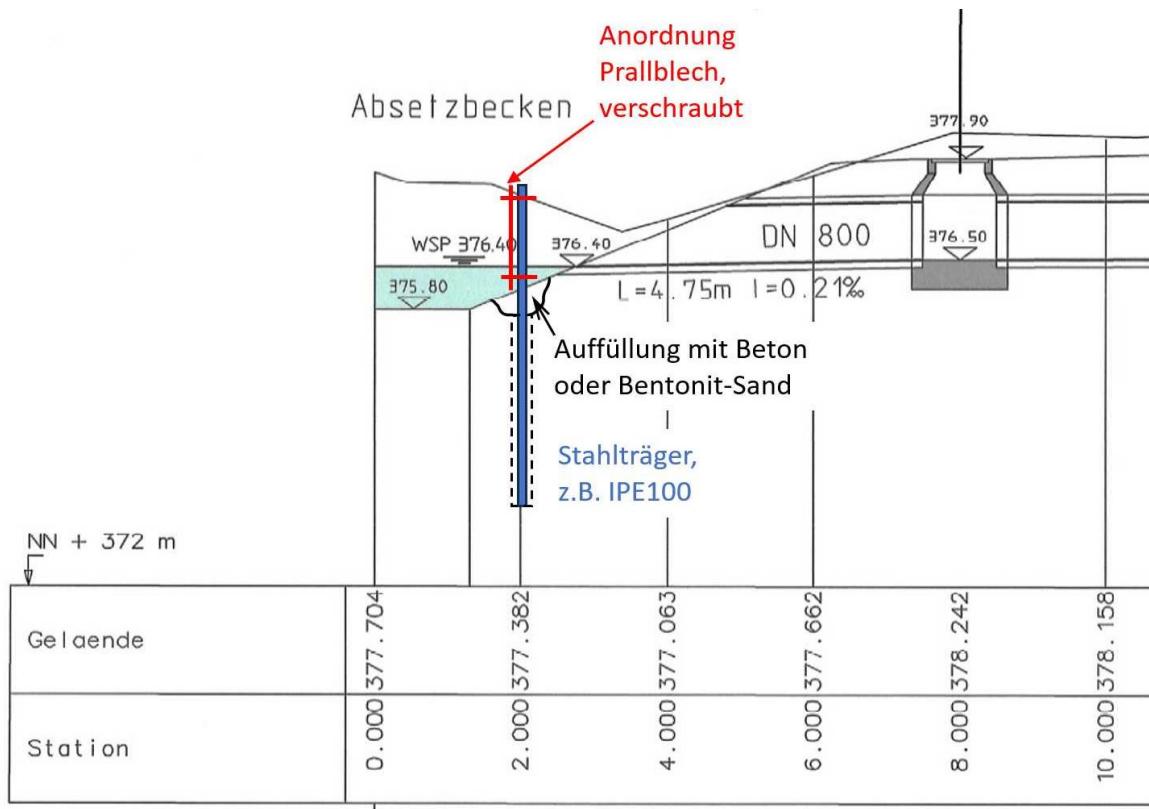


Abbildung 7.1: Skizze Schnitt Prallblech vor Zulaufleitung, Befestigungsvariante mit Einbindung in den Untergrund

Das Prallblech ist an zwei Stahlträgern verschraubt, die in einem Abstand von ca. 1 m in den Untergrund einbinden oder auf die Beckensohle aufgedübelt werden (vgl. Abbildung 7.2). Die Art der Befestigung muss im Rahmen der Ausführungsplanung genauer geplant werden. Aufgrund der Rampenzufahrt kann die Konstruktion nicht weit abgerückt werden. Das Blech ist von der Rampe aus angebracht, damit die Zugänglichkeit gewährleistet ist.

Das Prallblech kann in einem Stück oder um Gewicht zu reduzieren in mehreren Teilen mit dazwischen liegenden Lücken an die Stahlträger geschraubt werden, so dass es jederzeit für Unterhaltungszwecke abnehmbar ist.

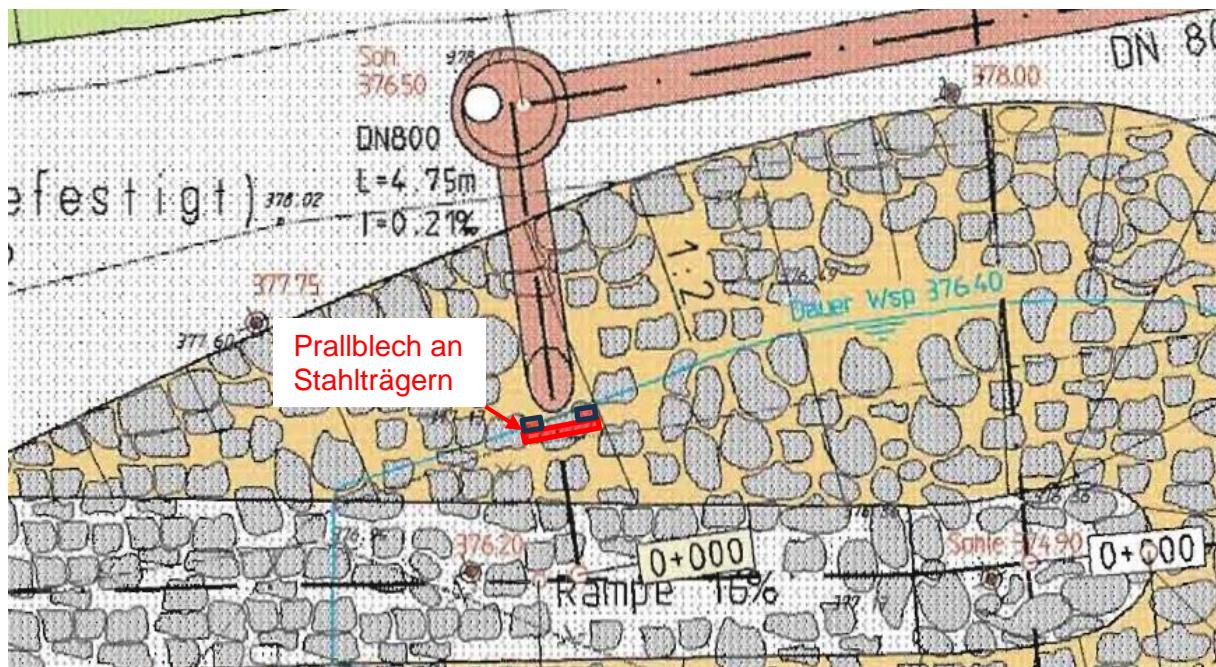


Abbildung 7.2: Skizze Lageplan Prallblech vor Zulaufleitung

7.2 Überlauf Absetzbecken mit Tauchwand

Die beiden Ablaufleitungen DN600 zwischen Absetz- und Rückhaltebecken erfüllen nicht die Kriterien eines breitflächigen Ablaufs. Um diesen zu erreichen, ist es vorgesehen, vor die Steigleitungen eine Überlauschwelle anzutragen. Diese ist durch Dammbalken herzustellen, die zwischen Stahlträgern eingespannt werden (vgl. Abbildung 7.3). Die Dammbalken werden demontierbar befestigt, so dass grundsätzlich auch ein Rückbau zu Wartungszwecken möglich ist. Die Herstellung der Stahlträger erfolgt analog zu den Stützen der Prallwand, wie in Kap. 7.1 beschrieben und wird in der Ausführungsplanung genauer geplant. Die Dammbalken sind aus Holz vorgesehen und mit einer Gummilippe an der Unterseite bzw. an der Auflagefläche zu den Böschungen hin auszuführen, um einen möglichst dichten Anschluss zu erreichen. Die unterste Lage ist vor Ort individuell an die Böschungssohle anzupassen. Alternativ dazu kann auch eine U-Schiene auf die Beckensohle aufgedübelt werden, in welche die Dammbalken aufliegen. Dieses Detail ist ebenfalls in der Ausführungsplanung genauer zu betrachten. Es sind ca. 5 Stahlträger in einem Abstand von 1,5 bis 2,5 m vorgesehen, so dass sich eine Gesamtlänge von ca. 8 m ergibt (vgl. Abbildung 7.4). Die Überlaufbreite beträgt ca. 7 m.

Die Oberfläche reduziert sich um ca. 7 m² auf etwa 100 m². Die erforderliche Fläche von 98 m² ist somit immer noch vorhanden (vgl. Kap. 5.4).

An die Stahlträger sind Abstandhalter anzuschweißen und daran eine vorgeschaltete Tauchwand zu befestigen. Diese reicht 40 cm unter den Wasserspiegel und ca. 20 cm darüber hinaus. Somit hat sie eine Gesamthöhe von ca. 60 cm. Sie ist in einem Abstand von 70 cm zum Überlauf anzutragen (vgl. Kap. 5.6.1)

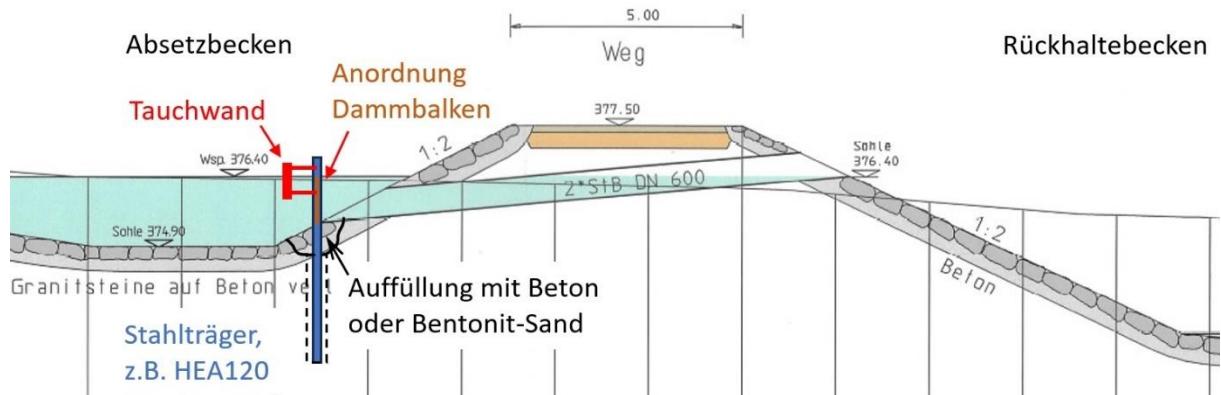


Abbildung 7.3: Skizze Überlauf und Tauchwand an Absetzbecken, Befestigungsvariante mit Einbindung in den Untergrund

Die beschriebene Tauchwand- und Überlaufkonstruktion ist im Hinblick auf eine Sanierung eine Lösung, die nur gering in den Bestand eingreift. Die bestehende Situation wird damit bei vertretbaren konstruktiven baulichen Aufwendungen verbessert. Eine genauere Planung ist inkl. Aufmaß des Bestands in den nächsten Planungsphasen durchzuführen.

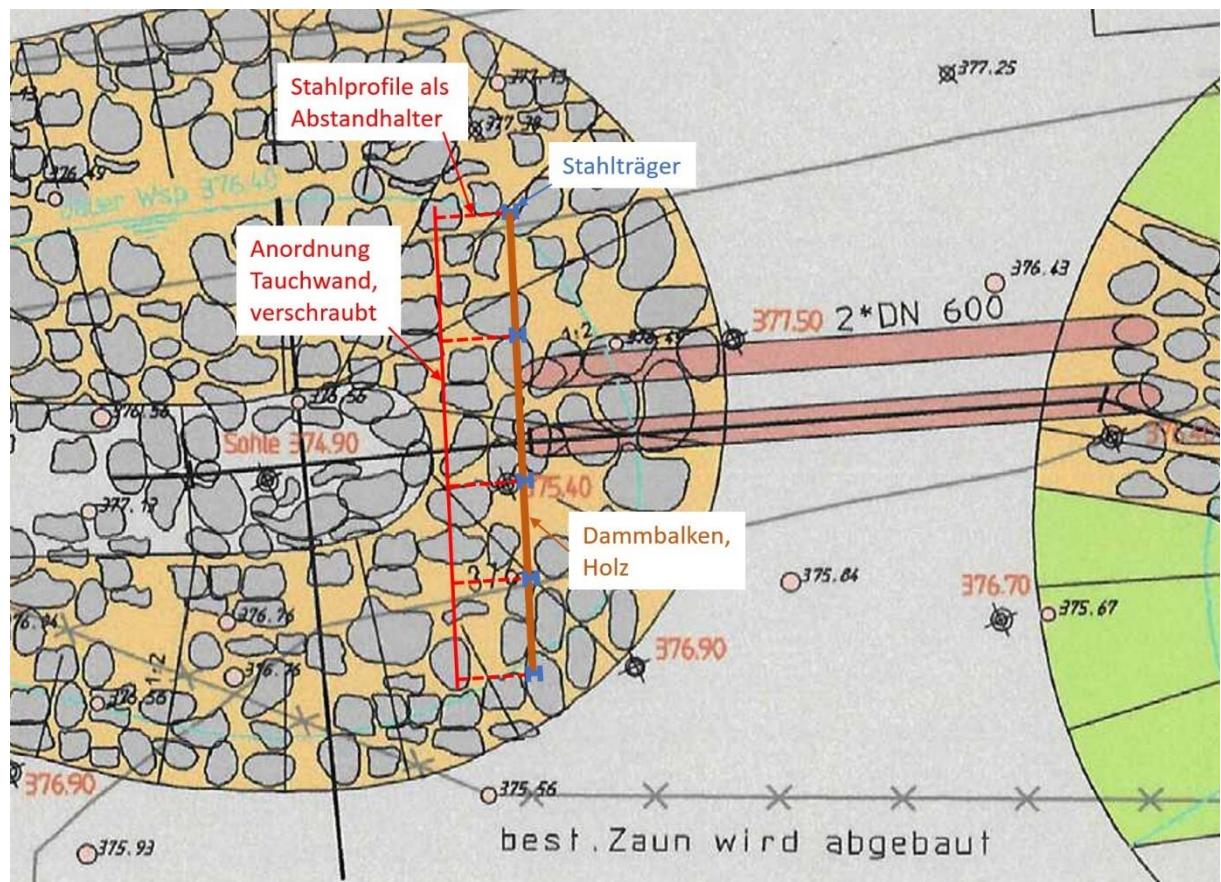


Abbildung 7.4: Skizze Lageplan Überlauf und Tauchwand an Absetzbecken

7.3 Drosselschacht Regenrückhaltebecken

Um beim Beckeneinstau einen konstanten Drosselabfluss von 10 l/s sicherzustellen, muss eine wasserstandsunabhängige Drossel eingebaut werden. Unter den gegebenen begrenzten Verhältnissen im Schachtbauwerk bietet sich ein vertikaler Wirbelabflussbegrenzer an, der auf einen Adapter geschraubt wird. Dadurch kann die bestehende Öffnung DN200 der Notentleerung erhalten bleiben. Im Adapter integriert ist eine neue Notentleerung mit Schieber. Es müssen lediglich der Schieber der alten Notentleerung zurückgebaut, die Drosselöffnung DN50 verschlossen sowie die Tauchwand davor entfernt werden. Die erforderlichen Bauteile können an die bestehende Trennwand angeschraubt werden.

Die Sohlhöhe der neuen Notentleerung liegt auf Höhe der bisherigen Notentleerung bei 372,00 mNN. Die Sohlhöhe des Wirbelabflussbegrenzers liegt aus hydraulischen Gründen ca. 35 cm über der Schachtsohle. Somit liegt die Sohle ca. 80 cm unterhalb der Sohle der derzeitigen Drossel. Dadurch vergrößert sich das Speichervolumen von 545 auf ca. 590 m³. Das berechnete erforderliche Mindestvolumen von 650 m³ wird jedoch unterschritten (vgl. Kap. 5.5).

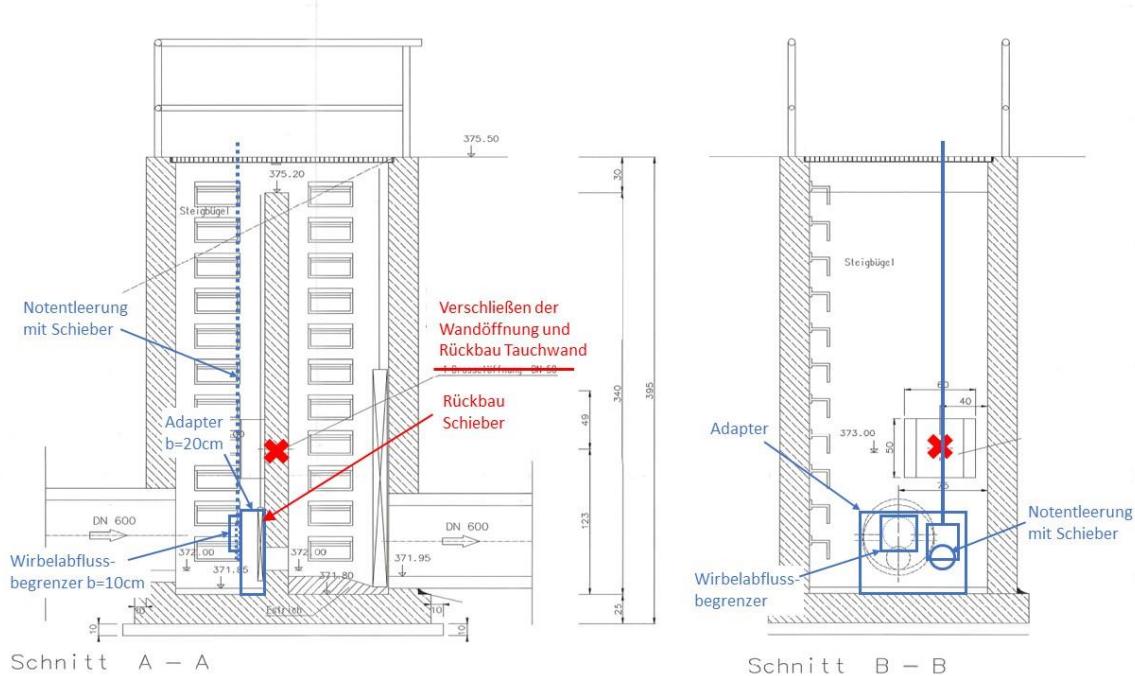


Abbildung 7.5: Skizze Umbau Drosselschacht

Es wurde im Rahmen der Bearbeitung eine Erhöhung der Trennwand geprüft, um das fehlende Volumen zu erreichen. Allerdings kommt es dadurch früher zu einem Überlauf über die Überlaufscharte des Erdbeckens. Dies wurde von Seiten des Betreibers und des WWA abgelehnt. Eine weitere Vergrößerung des Volumens könnte durch die Ausbildung von steileren Böschungen erreicht werden. Dies ist jedoch aufgrund der bereits mit 1:2 vergleichsweise steilen Neigung nicht empfehlenswert. Somit bleibt das Volumen bei 590 m³. Das Rückhaltebecken bietet damit eine Sicherheit für ein fast 5-jährliches Ereignis. Dies wird vom WWA gemäß Besprechung am 27.10.2023 akzeptiert.

7.4 Auslauf Regenrückhaltebecken

Im Auslaufbereich des Rückhaltebeckens ist die unterspülte Rohrleitung zwischen Drosselschacht und Vorfluter sowie die daran anschließende Raubettmulde durch Grobsteinsatz in Beton zu sichern. Lose Steine sind vorab zu entfernen. Durch das Setzen von Grobsteinen wird auch die Energie des zufließenden Wassers vernichtet bzw. umgewandelt, was dem weiteren Schutz des Auslaufbauwerks dient. Auf diese Weise kann der ursprünglich geplante Ausbau der Auslaufkonstruktion umgesetzt und ein zuverlässiger Erosionsschutz gewährleistet werden.

Eching am Ammersee, den 05.08.2024

Dr. Blasy – Dr. Øverland
Ingenieure GmbH



i.V. Dieter Rosar
Abteilungsleiter



i.A. Judith Starr
Projektingenieurin