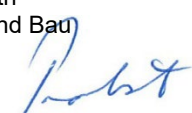



Die Autobahn GmbH des Bundes Straße / Abschnitt / Station: A70_400_0,055 - A70_420_1,303 A73_390_2,052 - A73_450_0,849
Bundesautobahnen A 70 Schweinfurt - Bayreuth und A 73 Lichtenfels - Nürnberg Nachträgliche Lärmvorsorge einschließlich Anpassungen am AK Bamberg A 70: von Bau-km 64+240 bis Bau-km 66+964, A 73: von Bau-km 95+420 bis Bau-km 99+400
PROJIS-Nr.:

FESTSTELLUNGSENTWURF

- Wassertechnische Erläuterungen mit Berechnungen -

Aufgestellt: 20.12.2023 Niederlassung Nordbayern Außenstelle Bayreuth GB BA – Planung und Bau i.A.  Probst, Geschäftsbereichsleiter	Geprüft: 20.12.2023 Niederlassung Nordbayern Außenstelle Bayreuth i.A.  Pfeifer, Leiter der Außenstelle

Inhalt

1	Veranlassung	12
2	Vorflutverhältnisse und vorhandene Entwässerungseinrichtungen	13
2.1	Vorflutverhältnisse und Einleitbedingungen.....	13
2.2	Bewertung der Vorfluter	14
2.3	Grundwasser.....	15
2.4	Vorhandene Entwässerungseinrichtungen	15
2.5	Wasserschutzgebiete	17
2.6	Überschwemmungsgebiet, Hochwasserschutz.....	17
2.7	Außeneinzugsgebiete	17
3	Durchlässe	18
4	Planungsgrundlagen	21
4.1	Verwendete Regelwerke	21
4.2	Grundlagen der hydraulischen Nachweise.....	21
4.2.1	Regenhäufigkeit/ Wiederkehrzeiten	23
4.2.2	Regenspende	23
4.2.3	Abflussbeiwerte und Versickerungsraten	24
5	Festlegung der Entwässerungsabschnitte mit geplanten Maßnahmen	25
5.1	Allgemeines	25
5.2	Beschreibung der geplanten Entwässerungsabschnitte	28
5.2.1	Entwässerungsabschnitt 1, AS Bamberg, Rampe St 2244 - A 70 (Bayreuth)	28
5.2.2	Entwässerungsabschnitt 2, A 70 Bau-km 64+165 bis 65+175.....	29
5.2.3	Entwässerungsabschnitt 3, A 70 Bau-km 65+175 bis 65+825.....	33
5.2.4	Entwässerungsabschnitt 4, A 70 Bau-km 65+825 bis 66+967.....	35
5.2.5	Entwässerungsabschnitt 5, Rampe Nürnberg - Bayreuth (G - M).....	37
5.2.6	Entwässerungsabschnitt 6, A 70, Richtungsfahrbahn Bayreuth, Bau-km 66+450 bis 66+705	38
5.2.7	Entwässerungsabschnitt 7, A 70, Richtungsfahrbahn Bayreuth, Bau-km 66+705 bis 66+954	39
5.2.8	Entwässerungsabschnitt 8, A 70, Verteilerfahrbahn Süd, Bau-km 65+814 – 66+974.....	40
5.2.9	Entwässerungsabschnitt 9, Rampe Schweinfurt - Suhl (K - I)	41
5.2.10	Entwässerungsabschnitt 10, Rampe Suhl - Schweinfurt (D - C)	42
5.2.11	Entwässerungsabschnitt 11, A 73 Bau-km 97+305 bis 97+560	43

5.2.12	Entwässerungsabschnitt 12, A 70, Verteilerfahrbahn Süd, Bau-km 65+479 bis 65+564	46
5.2.13	Entwässerungsabschnitt 13, A 73 Bau-km 97+973 bis 97+242	47
5.2.14	Entwässerungsabschnitt 14, Rampe Suhl - Schweinfurt (U - Z), Bau-km 0+059 bis 0+188	49
5.2.15	Entwässerungsabschnitt 15, Nebenfläche und Teile der Zufahrt zur Entwässerungsanlage 97-1R	50
5.2.16	Entwässerungsabschnitt 16, Rampe Suhl - Schweinfurt (U - Z) Bau-km 0+188 bis 0+300	51
5.2.17	Entwässerungsabschnitt 17, Rampe Suhl - Schweinfurt (X - W), Bau-km 0-070 bis 0+405	52
5.2.18	Entwässerungsabschnitt 18, Rampe Suhl - Schweinfurt (U - Z), Bau-km 0+300 bis 0+550	53
5.2.19	Entwässerungsabschnitt 19, Rampe Bayreuth - Suhl (N - T), Bau-km 0+040 bis 0+168 und 0+312 bis 0+375	54
5.2.20	Entwässerungsabschnitt 20, A 73 Bau-km 97+052 bis 97+152 (Ostseite), Nebenfläche	55
5.2.21	Entwässerungsabschnitt 21, Rampe Suhl - Schweinfurt (U - Z) Bau-km 0+188 bis 0+300	56
5.2.22	Entwässerungsabschnitt 22, Rampe Bayreuth - Suhl (N - T) Bau-km 0+168 bis 0+220	57
5.2.23	Entwässerungsabschnitt 23, Rampe Nürnberg – Schweinfurt (R - Q) Bau-km 0-050 bis 0+457	58
5.2.24	Entwässerungsabschnitt 24, Ausfahrt Rampe N – T (Verteilerfahrbahn Nord) A 70, Bau-km 65+937 bis 66+129 (Nordseite).....	59
5.2.25	Entwässerungsabschnitt 25, Verlegte GVS Bamberg – Gundelsheim Abschnitt Trogbauwerk, Bau-km 0+155 bis 0+415	60
5.2.26	Entwässerungsabschnitt 26, Verlegte GVS Bamberg – Gundelsheim Abschnitt Bau-km 0+415 bis 0+585	61
5.2.27	Entwässerungsabschnitt 27, Verlegte GVS Bamberg – Gundelsheim Abschnitt Bau-km 0+000 bis 0+155	62
5.2.28	Entwässerungsabschnitt 28, A 73 RF Suhl, Bau-km 95+024 bis 95+535 und RF Nürnberg, Bau-km 96+318 bis 95+499	65
5.2.29	Entwässerungsabschnitt 29, A 73, Richtungsfahrbahn Nürnberg Bau-km 95+499 bis 96+660	68
5.2.30	Entwässerungsabschnitt 30, A 73, Richtungsfahrbahn Suhl Bau-km 95+535 bis 95+665	69
5.2.31	Entwässerungsabschnitt 31, A 73, Richtungsfahrbahn Suhl Bau-km 95+665 bis 95+800	74
5.2.32	Entwässerungsabschnitt 32, A 73, Richtungsfahrbahn Nürnberg Bau-km 95+660 bis 95+840	79

5.2.33	Entwässerungsabschnitt 33, A 73, Richtungsfahrbahn Suhl Bau-km 95+800 bis 96+400	83
5.2.34	Entwässerungsabschnitt 34, A 73, Richtungsfahrbahn Nürnberg Bau-km 95+800 bis 96+400	87
5.2.35	Entwässerungsabschnitt 35, A 73 Richtungsfahrbahn Suhl Bau-km 96+400 bis 96+773	89
5.2.36	Entwässerungsabschnitt 36, A 73, Richtungsfahrbahn Nürnberg Bau-km 96+400 bis 96+773	91
5.2.37	Entwässerungsabschnitt 37, A 73 Richtungsfahrbahn Suhl Bau-km 96+773 bis 96+973	92
5.2.38	Entwässerungsabschnitt 38, A 73, Richtungsfahrbahn Nürnberg Bau-km 96+773 bis 96+973	95
5.2.39	Entwässerungsabschnitt 39, A 73 Bau-km 97+560 bis 98+795	96
5.2.40	Entwässerungsabschnitt 40, A 73 Bau-km 98+795 bis 100+040	99
5.2.41	Entwässerungsabschnitt 41, A 73, AS Memmelsdorf, Rampe St 2190 - Suhl	102
5.2.42	Entwässerungsabschnitt 42, A 73, AS Memmelsdorf, Nebenfläche.....	103
5.2.43	Entwässerungsabschnitt 43, BW 64-b, Ortsstraße Teilabschnitt nördlich A 70.....	104
5.2.44	Entwässerungsabschnitt 44, BW 64-b, Ortsstraße Teilabschnitt südlich A 70	105
5.2.45	Entwässerungsabschnitt 45, BW 95-c, öFW Teilabschnitt östlich A 73.....	105
5.2.46	Entwässerungsabschnitt 46, BW 95-c, öFW Teilabschnitt westlich A 73	106
5.2.47	Entwässerungsabschnitt 47, BW 66-a, Kreisstraße BA 4, Teilabschnitt nördlich der A 70	107
5.2.48	Entwässerungsabschnitt 48, BW 66-a, Kreisstraße BA 4, Teilabschnitt südlich der A 70	108
6	Zusammenstellung der Entwässerungsabschnitte	109
7	Zusammenstellung der Einleitungsstellen und Anlagen	116
8	Hydraulische Betrachtung Einleitung Gründleinsbach.....	117
9	Nachweis des schadlosen Hochwasserabflusses, Gewässerverlegungen, Retentionsraumbetrachtung.....	119
10	Hydraulische Nachweise der Entwässerungsanlagen	120
10.1	Absetzbecken 64-1L (A 70).....	120
10.2	Versickerungsbecken 64-1L (A 70).....	123
10.2.1	Überschreitungshäufigkeit 10 Jahre.....	123
10.2.2	Überschreitungshäufigkeit 5 Jahre.....	124
10.2.3	Überschreitungshäufigkeit 2 Jahre.....	125
10.3	Absetzbecken 65-1R (A 70).....	126
10.4	Absetzbecken 65-2R (A 70).....	129

10.5 Regenrückhaltebecken 65-1R (A 70)	132
10.6 Absetzbecken 95-1R (A 73)	136
10.7 Regenrückhaltebecken 95-1R (A 73)	139
10.8 Einleitungsstelle E7 (zusammenfassende Betrachtung mit Entwässerungsabschnitten 28 – 32)	142
10.9 Absetzbecken 96-1R (A 73)	144
10.10 Regenrückhaltebecken 96-1R (A 73)	147
10.11 Absetzbecken 96-2L (A 73)	151
10.12 Regenrückhaltebecken 96-2L (A 73)	154
10.13 Absetzbecken 97-1R (A 73)	158
10.14 Regenrückhaltebecken 97-1R (A 73)	161
10.15 Absetzbecken 97-2L (A 73)	164
10.16 Regenrückhaltebecken 97-2L (A 73)	167
10.17 Absetzbecken 98-1R (A 73)	170
10.18 Regenrückhaltebecken 98-1R (A 73)	173
10.19 Retentionsbodenfilteranlage 98-2L (A 73)	176
10.19.1 Geschiebeschacht.....	176
10.19.2 Retentionsfilterbecken.....	178
10.20 Stauraumkanal in der Kemmerstraße	180

Abbildungen

Abbildung 1: Wasserkörpersteckbrief Leitenbach (zum Main), Gründleinsbach, Seebach (zum Main) mit Darstellung Planungsgebiet.....	13
Abbildung 2: Abgrenzung des Grundwasserkörpers 2_G036	15
Abbildung 3: Bemessung dränierte Versickerungsmulde, Bau-km 95+535 – 95+665, Ost ...	71
Abbildung 4: Bemessung dränierte Versickerungsmulde, Bau-km 95+665 – 95+800, Ost ...	76
Abbildung 5: Bemessung dränierte Versickerungsmulde, Bau-km 95+665 – 95+800, Ost ...	80
Abbildung 6: Bemessung dränierte Versickerungsmulde, Bau-km 95+800 – 95+370, Ost ...	84
Abbildung 7: Einleitung in den Gründleinsbach, Bestand	117
Abbildung 8: Einleitung in den Gründleinsbach, Planung	118

Tabellen

Tabelle 1: Gewässerliste	14
Tabelle 2: Übersicht Rohrdurchlässe	20
Tabelle 3: Mittlere AFS63-Abtragsfrachten von Außerortsstraßen nach REwS (Tabelle 7) ..	26
Tabelle 4: Erforderliche Wirkungsgrade AFS63 für Behandlungsanlagen nach REwS (Tabelle 8).....	26
Tabelle 5: Wirkungsgrade AFS63 für Behandlungsanlagen und Eignung für Straßenkategorien nach REwS (Tabelle 9).....	27
Tabelle 6: Wassermengenermittlung E1	29
Tabelle 7: Wassermengenermittlung E2	30
Tabelle 8: Nachweis des Wirkungsgrades VSB 64-1L.....	31
Tabelle 9: Erforderliches Volumen und zugehörige Stauhöhen im VSB 64-1L.....	32
Tabelle 10: Wassermengenermittlung E3	33
Tabelle 11: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 65-1R	33
Tabelle 12: Wassermengenermittlung E4	35
Tabelle 13: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 65-2R	36
Tabelle 14: Wassermengenermittlung E5	38
Tabelle 15: Wassermengenermittlung E6	39
Tabelle 16: Wassermengenermittlung E7	40
Tabelle 17: Wassermengenermittlung E8	41
Tabelle 18: Wassermengenermittlung E9	42
Tabelle 19: Wassermengenermittlung E10	43
Tabelle 20: Wassermengenermittlung E11	44

Tabelle 21: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 97-2L	44
Tabelle 22: Wassermengenermittlung E10	46
Tabelle 23: Wassermengenermittlung E13	47
Tabelle 24: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 97-1R	48
Tabelle 25: Wassermengenermittlung E14	50
Tabelle 26: Wassermengenermittlung E15	51
Tabelle 27: Wassermengenermittlung E16	52
Tabelle 28: Wassermengenermittlung E17	53
Tabelle 29: Wassermengenermittlung E18	54
Tabelle 30: Wassermengenermittlung E19	55
Tabelle 31: Wassermengenermittlung E20	56
Tabelle 32: Wassermengenermittlung E21	57
Tabelle 33: Wassermengenermittlung E22	58
Tabelle 34: Wassermengenermittlung E23	59
Tabelle 35: Wassermengenermittlung E24	59
Tabelle 36: Wassermengenermittlung E25	60
Tabelle 37: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 97-2L	61
Tabelle 38: Wassermengenermittlung E26	62
Tabelle 39: Wassermengenermittlung E27	63
Tabelle 40: Nachweis des Wirkungsgrades der dezentralen Behandlung durch Filtereinsätze	64
Tabelle 41: Wassermengenermittlung E28	66
Tabelle 42: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 95-1R	66
Tabelle 43: Wassermengenermittlung E29	68
Tabelle 44: Wassermengenermittlung E30	69
Tabelle 45: Wassermengenermittlung E31	74
Tabelle 46: Wassermengenermittlung E32	79
Tabelle 47: Wassermengenermittlung E33	83
Tabelle 48: Wassermengenermittlung E34	87
Tabelle 49: Wassermengenermittlung E35	89
Tabelle 50: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 96-1R	89
Tabelle 51: Wassermengenermittlung E36	92

Tabelle 52: Wassermengenermittlung E37	93
Tabelle 53: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 96-2L	93
Tabelle 54: Wassermengenermittlung E38	95
Tabelle 55: Wassermengenermittlung E39	96
Tabelle 56: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 98-1R	97
Tabelle 57: Wassermengenermittlung E40	99
Tabelle 58: Nachweis des Wirkungsgrades RBFA 98-2L	100
Tabelle 59: Wassermengenermittlung E41	103
Tabelle 60: Wassermengenermittlung E42	103
Tabelle 61: Wassermengenermittlung E43	104
Tabelle 62: Wassermengenermittlung E44	105
Tabelle 63: Wassermengenermittlung E45	106
Tabelle 64: Wassermengenermittlung E46	106
Tabelle 65: Wassermengenermittlung E47	107
Tabelle 66: Wassermengenermittlung E48	108
Tabelle 67: Zusammenstellung der Einleitungsstellen und Anlagen	116
Tabelle 68: Wassermengenbilanz Einleitung Gründleinsbach	118

Abkürzungen

A	Autobahn (z. B. A 73)
Abs.	Absatz
Anl.	Anlage
Art.	Artikel
AFS	abfiltrierbare Stoffe
AFS63	Konzentration der abfiltrierbaren Stoffe mit der Korngröße 0,45 bis 63 µm [mg/l]
AK	Autobahnkreuz
AS	Anschlussstelle
B	Bundesstraße
BAB	Bundesautobahn
Bau-km	Bau-Kilometer
Betr.-km	Betriebskilometer
A _E [ha]	Fläche des Einzugsgebietes
ASB	Absetzbecken Das Absetzbecken erfüllt die Funktion der 1. mechanischen Reinigungsstufe: Absetzen von im Regenwasser befindlichen, absetzbaren Stoffen und Partikeln.
A _U [ha]	Anwendungsbezogener Rechenwert zur Quantifizierung des Anteils einer Einzugsgebietsfläche, von dem Niederschlagsabfluss nach Abzug aller Verluste vollständig in das Entwässerungssystem gelangt (BayWG Bayerisches Wassergesetz)
A _{E,b} [ha]	befestigte Verkehrsfläche im jeweiligen Einzugsgebiet
D	Durchgangswert; Kenngröße zur vergleichenden Wertung einzelner Behandlungsmaßnahmen
DN	Nennweite („diameter nominal“), Durchmesser eines Rohres
DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
DWA-A 102	Arbeitsblatt „Grundsätze zur Bewirtschaftung und Behandlung von Regenwetterabflüssen zur Einleitung in Oberflächengewässer“
DWA-A 117	Arbeitsblatt „Bemessung von Regenrückhalteräumen“

DWA-A 138	Arbeitsblatt „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“
DWA-A 178	Arbeitsblatt „Retentionsbodenfilteranlagen“
DWA-M 153	Merkblatt „Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser“
E	Emissionswert; Emissionswert der abflusswirksamen Flächen
EZG	Einzugsgebiet
F	Herkunftsflächentyp; Typisierung abflusswirksamer Flächen nach ihrer stofflichen Belastung
G	Gewässertyp; Typisierung von Gewässern nach ihrem Schutzbedürfnis
GVS	Gemeindeverbindungsstraße
GW	Grundwasser
h [m]	Wassertiefe
HW	Hochwasser
MQ [m ³ /s]	Mittelwasserabfluss; arithmetischer Mittelwert der Abflüsse in einer Zeitspanne
M 153	siehe DWA-M 153
NBr.	Nennbreite
NW	Nennweite
Q _{Dr} [l/s]	Drosselabfluss; Begrenzung des Abflusses aus einem Rückhalteraum auf einen vorgegebenen Höchstwert
q _A [m ³ / (m ² x h)]	Oberflächenbeschickung; Volumen, das pro Zeiteinheit und bezogen auf die Oberfläche die Anlage passiert
r _(D,n) [l / (s x ha)]	Regenspende; Regenspende für die Dauer D und die Häufigkeit n
RBF	Retentionsbodenfilterbecken
RBFA	Retentionsbodenfilteranlagen, bestehend aus RBF und Vorstufe, in der Regel Geschiebeschacht als Grobstoffrückhalt
REwS	Richtlinien für die Entwässerung von Straßen. FGSV
RRB	Regenrückhaltebecken (frühere gebräuchliche Abkürzung RHB)
SOW	Straßenoberflächenwasser
OK	Oberkante
OWK	Oberflächenwasserkörper

WHG	Wasserhaushaltgesetz
WRRL	Wasserrahmenrichtlinie
WSP	Wasserspiegel

1 Veranlassung

Das Einleiten von Straßenoberflächenwasser in die natürlichen Vorfluter bedarf der wasserrechtlichen Erlaubnis gemäß § 8 im Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushaltes (Wasserhaushaltsgesetz - WHG). Für die bestehenden Einleitungen wurde diese Erlaubnis mit folgenden Beschlüssen erteilt:

- Planfeststellungsbeschluss vom 10.05.1983
Az. 225-5005 f-11/81 (Neubau der 2. Fahrbahn der Bundesstraße 173 (bisher B 4 – Frankenschnellweg), Abschnitt AK Bamberg (A 70) bis Breitengüßbach/Süd)
- Planfeststellungsbeschluss vom 20.09.1984
Az. 225-5001 b – 5/79 (Neubau der Bundesautobahn A 70 Schweinfurt – Bamberg (Maintalautobahn) im Abschnitt „Hallstadt – Bamberg“)
- Planfeststellungsbeschluss vom 13.11.1987
Az. 225-4354.10.1/85 (Bau der Bundesautobahn A 73 Bamberg – Nürnberg, Abschnitt Bamberg (A 70) – Bamberg/Süd (B 505) mit Umbau des Bamberger Kreuzes)
- Planfeststellungsänderungsbeschluss vom 19.01.1989,
Az. 225-4354.10-1/85 II 355 (Umbau des Bamberger Kreuzes im Bereich der A 70)
- Beschluss vom 07.02.1989 vom 07.02.1989
Az. 2252-4354.10-1/85 (A 73, Abschnitt Bamberg (A 70) – Bamberg/Süd (B 505), Anbau einer zweiten Fahrbahn mit Umbau des Bamberger Kreuzes)

Mit der Grunderneuerung der beiden Autobahnen A 70 und A 73 sowie den erforderlichen Anpassungen am Autobahnkreuz wird auch eine Neuordnung der Entwässerungsabschnitte und Einleitungsstellen vorgenommen.

Mit den vorliegenden Planunterlagen werden im Rahmen des Planfeststellungsverfahrens die erforderlichen wasserrechtlichen Erlaubnisse und Genehmigungen beantragt.

2 Vorflutverhältnisse und vorhandene Entwässerungseinrichtungen

2.1 Vorflutverhältnisse und Einleitbedingungen

Als Vorfluter zur Ableitung von Oberflächenwasser werden die bestehenden Bäche und Gräben einbezogen. Das Planungsgebiet befindet sich innerhalb des Gewässer-einzugsgebietes (Wasserkörper) „Leitenbach (zum Main), Gründleinsbach, Seebach (zum Main)“. Der Flusswasserkörper trägt die Bezeichnung 2_F112.

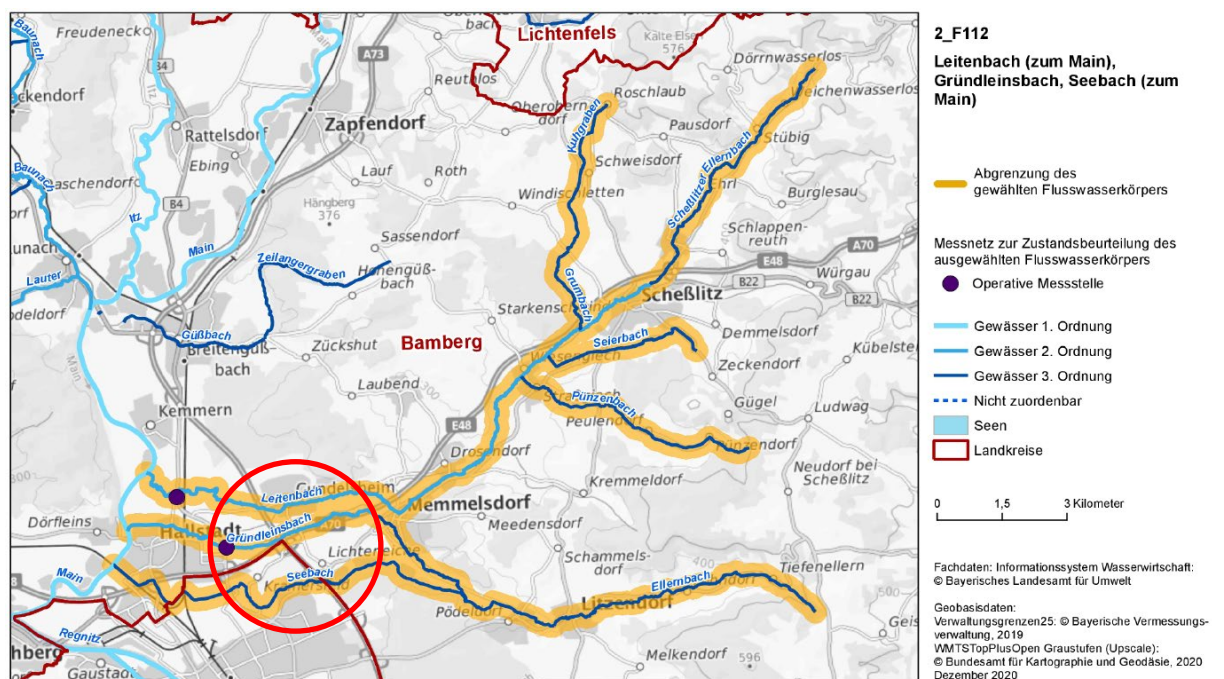


Abbildung 1: Wasserkörpersteckbrief Leitenbach (zum Main), Gründleinsbach, Seebach (zum Main) mit Darstellung Planungsgebiet

Die Autobahnen A 70 und A 73 verlaufen nicht durch Gebiete, die der öffentlichen Wassergewinnung dienen. Der Talraum von Leitenbach und Gründleinsbach ist innerhalb des Planungsabschnittes ein faktisches Überschwemmungsgebiet.

2.2 Bewertung der Vorfluter

Die Straßenbaumaßnahme wird von folgenden offenen Gewässern gekreuzt oder unmittelbar tangiert:

Tabelle 1: Gewässerliste

Gewässer	Typ des Vorflutgewässers nach DWA-M 153 Tabelle 3	Zulässige Regenabflussspende q_r nach DWA-M153 Tabelle 3 l/s * ha	bekannter Mittelwasserabfluss MQ m ³ /s	1-jähriger Hochwasserabfluss m ³ /s
Seebach Gew. 3. Ordnung	kl. Flachlandbach	15	0,050	nicht bekannt
Augraben	kl. Flachlandbach	15	0,009	0,4
Gründleinsbach Gew. 2. Ordnung	gr. Flachlandbach	120	0,415	10,3
Stöckigtbach Gew. 3. Ordnung	gr. Flachlandbach	120	wird mit Wehr gesteuert	
Leitenbach Gew. 2. Ordnung	gr. Flachlandbach	120	1,000	24,2

Die Auswahl der Behandlungsanlagen erfolgt auf Grundlage der grundsätzlich anzustrebenden Feststoffrückhaltung bei unterschiedlichen Gewässertypen.

2.3 Grundwasser

Die geplanten Einleitungen im Planungsbereich ins aufgeschlossene Grundwasser erfolgen in den Grundwasserkörper 2_G036 mit einer Gesamtfläche von 275,8 km².

Feuerletten/Albvorland - Scheßlitz (Grundwasser)

Stand: 22.12.2020

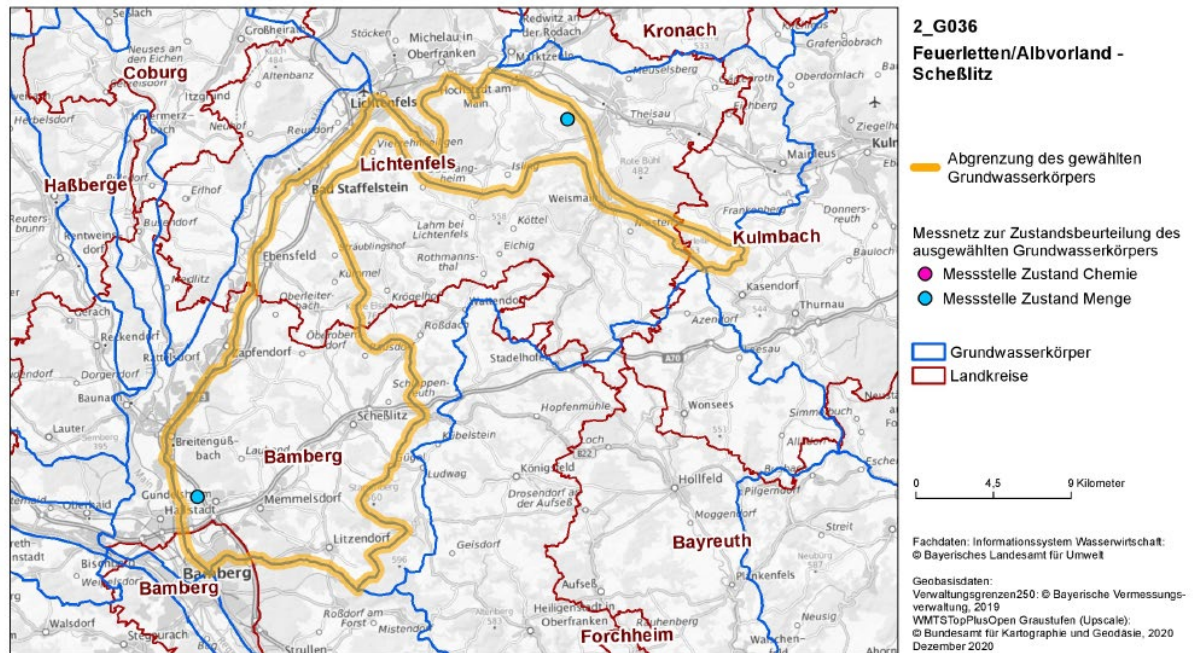


Abbildung 2: Abgrenzung des Grundwasserkörpers 2_G036

2.4 Vorhandene Entwässerungseinrichtungen

In Unterlage 8.1, Blatt 5 sind die vorhandenen Regenrückhaltebecken an der A 70 und A 73 mit den Einzugsgebieten der befestigten Fahrbahnen für die jeweils betroffenen Vorfluter übersichtlich dargestellt.

Der Oberflächenabfluss der BAB A 70 wird zum jetzigen Zeitpunkt über Bordrinnen im Mittelstreifen bzw. Mulden und Gräben im Randbereich gefasst und im offenen Gerinne oder über Abläufe in Sammelleitungen zum Gründleinsbach geleitet. Es bestehen lediglich zwei naturnahe Regenrückhaltebecken (RRB 65-1L und 65-1R) ohne Drosseleinrichtungen, welche nicht mehr den aktuellen technischen Vorschriften entsprechen. Große Teile der bestehenden Verkehrsflächen östlich der Kreuzung mit der A 73 werden entweder breitflächig über die Bankette und Böschungen in parallele

Mulden und Gräben bzw. das angrenzende Gelände abgeleitet und zum Aufräumen befördert oder das Oberflächenwasser wird in Leitungen des Mittelstreifens gefasst und mit regelmäßigen Abschlügen über Querdurchlässe direkt dem Gründleinsbach zugeführt. Grund hierfür ist die geringe Längsneigung und Dammlage der A 70 in diesem Streckenabschnitt

Nördlich des AK Bamberg befinden sich an der A 73 im Bestand keine vorhandenen Behandlungs- und Rückhalteanlagen. Das Oberflächenwasser der Autobahn wird derzeit entweder breitflächig über Bankette und Dammböschungen den vorhandenen bewachsenen Dammfußmulden zugeführt oder im Mittelstreifen mit Fahrbahnabläufen den dortigen Entwässerungsleitungen zugeführt und direkt in querende Gräben und vorhandene Bäche eingeleitet. Dies trifft auch auf die Verkehrsflächen des vorhandenen Rastplatzes zu.

Südlich vom Autobahnkreuz Bamberg bis zur Anschlussstelle Memmelsdorf wird das anfallende Wasser der A 73 gesammelt und dem bestehenden Regenrückhaltebecken 97-1R zugeleitet. Von dort wird es gedrosselt über ein Mönchbauwerk und einen vorhandenen Ableitungskanal DN 500 in Richtung Süden über einen weiteren Graben in den Seebach eingeleitet.

An der AS Memmelsdorf befindet sich auf der Ostseite das vorhandene Regenrückhaltebecken RRB 98-2L. Dieses befestigte Erdbecken nimmt das gesammelte Oberflächenwasser der A 73 bis über die nicht mehr in Betrieb befindliche ehem. AS US-Army auf und leitet es über ein Mönchbauwerk gedrosselt in den Seebach ein.

Im unmittelbaren Bereich um die Seebachquerung BW 98-c wird verschmutztes Regenwasser der vorhandenen Fahrbahnen der A 73 auch direkt ohne Vorbehandlung dem Vorfluter zugeführt.

Alle bestehenden Verbindungsrampen im Autobahnkreuz befinden sich vornehmlich in Dammlage. Sie entwässern breitflächig über die Bankette in die Dammböschungen und das nachfolgende Gelände.

In Streckenabschnitten der Rampen mit überwiegend paralleler Linienführung der Bestandsfahrbahnen sind Trennstreifen mit Straßenabläufen und Leitungen vorhanden, welche das verschmutzte Oberflächenwasser aufnehmen und gezielt über zwischengeschaltete Dammfußmulden dem Aufräumen bzw. nördlich der A 70 dem Gründleinsbach zuführen.

2.5 Wasserschutzgebiete

Im Untersuchungsgebiet befinden sich keine ausgewiesenen Wasserschutzgebiete.

2.6 Überschwemmungsgebiet, Hochwasserschutz

Bei großen Hochwasserabflüssen überfluten der Leitenbach und der Gründleinsbach gemeinsam eine sehr breite Talau (bis 1,3 km). Diese im Verhältnis zu den Gewässerbreiten und Abflüssen große Ausuferungsbreite ist auf das flache Wiesengelände am Übergang zur Mainau zurückzuführen.

Ein amtlich festgesetztes oder vorläufig gesichertes Überschwemmungsgebiet ist aber nicht vorhanden.

Die Gemeinde Gundelsheim wird durch einen Hochwasserdamm geschützt.

Weitere Aussagen zu den Auswirkungen der geplanten Maßnahmen auf den Hochwasserschutz sind Unterlage 18.3 zu entnehmen.

2.7 Außeneinzugsgebiete

Oberflächenwasser aus nennenswerten Außeneinzugsgebieten mit Auswirkungen auf die Straßenentwässerung sind aufgrund der vorhandenen Topografie nicht vorhanden.

3 Durchlässe

Im Zuge dieser Planungsmaßnahme werden bestehende Rohrdurchlässe durch die geplanten Straßenbaumaßnahmen tangiert. Die nachfolgende Tabelle gibt eine Übersicht der betroffenen Durchlässe.

Verkehrsweg	Bau-km	Durchmesser [mm]	Funktion	Maßnahme
A 70	65+384,72	1000	Unterführung Augrabens Bestand	Auflassung Bestandsdurchlass mit Ersatz durch DN 1400 bei 65+432,11
A 70	65+432,11	1400	Unterführung Augrabens Planung	Ersatzdurchlass für 65+384,72
A 70	66+507,99	600	Ehemalige Unterführung eines Bewässerungsgrabens	Verlängerung
A 70	66+704,32	600	Unterführung Entwässerungsgrabens	Verlängerung
A 73	95+664,31	800	Querung Straßenentwässerung Bestand	Auflassung Bestandsdurchlass mit Ersatz durch Rohrleitung DN 500 bei 95+665,00
A 73	95+665,00	500	Querung Straßenentwässerung Bestand	Ersatzleitung für 95+664,31
A 73	95+801,19	800	Querung Straßenentwässerung Bestand	Auflassung Bestandsdurchlass mit Ersatz durch DN 800 bei 95+800
A 73	98+800	800	Querung Straßenentwässerung Planung	Ersatzdurchlass für 95+801,19
A 73	96+105,40	500	Querung Entwässerungsgrabens Bestand	Auflassung Bestandsdurchlass mit Ersatz durch DN 800 bei 96+104,84
A 73	96+104,48	800	Querung Entwässerungsgrabens Planung	Ersatzdurchlass für 96+105,40
A 73	96+339,35	800	Querung Straßenentwässerung Bestand	Entfall
A 73	96+688,73	1000	Hochwasser-Durchlass	Entfall
A 73	96+739,80	1000	Hochwasser-Durchlass	Entfall
A 73	96+786,20	1000	Hochwasser-Durchlass	Entfall

Verkehrsweg	Bau-km	Durchmesser [mm]	Funktion	Maßnahme
A 73	96+803,68	1600	Hochwasser-Durchlass	Neubau
A 73	96+816,69	1000	Hochwasser-Durchlass	Entfall
A 73	96+967,08	1000	Hochwasser-Durchlass	Entfall
A 73	97+212,72	1400	Unterführung Gewässerbypass Gründleinsbach	Neubau
A 73	97+218,72	1400	Unterführung Gewässerbypass Gründleinsbach	Neubau
A 73	97+375,22	1400	Unterführung Augrabene Planung	Ersatzdurchlass für 97+379,63
A 73	97+379,63	1000	Unterführung Augrabene Bestand	Auflassung Bestandsdurchlass mit Ersatz durch DN 1400 bei 97+375,22
Rampe U-Z (Suhl – Schweinfurt)	0+396,79	1400	Unterführung Gewässerbypass Gründleinsbach	Neubau
Rampe U-Z (Suhl – Schweinfurt)	0+400,27	1400	Unterführung Gewässerbypass Gründleinsbach	Neubau
Rampe U-Z (Suhl – Schweinfurt)	0+420,25	1400	Unterführung Augrabene	Neubau
Rampe X-W (Bayreuth – Nürnberg)	0+080,46	1400	Unterführung Gewässerbypass Gründleinsbach	Neubau
Rampe X-W (Bayreuth – Nürnberg)	0+083,61	1400	Unterführung Gewässerbypass Gründleinsbach	Neubau
Rampe R-Q (Nürnberg - Schweinfurt)	0+322,14	1400	Unterführung Gewässerbypass Gründleinsbach	Neubau
Rampe R-Q (Nürnberg - Schweinfurt)	0+325,42	1400	Unterführung Gewässerbypass Gründleinsbach	Neubau
Rampe N-T (Bayreuth - Suhl)	0+104,25	1400	Unterführung Gewässerbypass Gründleinsbach	Neubau
Rampe N-T (Bayreuth - Suhl)	0+109,42	1400	Unterführung Gewässerbypass Gründleinsbach	Neubau
Rampe G-M (Nürnberg -	0+282,53	1000	Unterführung Augrabene	Ersatz durch DN 1400

Verkehrsweg	Bau-km	Durchmesser [mm]	Funktion	Maßnahme
Bayreuth)			Bestand	
Rampe G-M (Nürnberg - Bayreuth)	0+282,53	1400	Unterführung Augraben Planung	Ersatzdurchlass für DN 1000
Rampe K-I (Schweinfurt - Suhl)	0+138,21	1400	Unterführung Augraben Planung	Neubau
Rampe D-C (Suhl - Bayreuth)	0+219,14	1400	Unterführung Augraben Planung	Neubau (vorh. Durchlass DN 1000 wird aufgelassen)
Kreisstraße BA 4	0+092,59	800	Unterführung Entwässerungsgraben	Bleibt unverändert bestehen
Kreisstraße BA 4	0+121,66	1200	Hochwasserdurchlass	Neubau

Tabelle 2: Übersicht Rohrdurchlässe

Die vorhandenen Durchlässe werden nach Fertigstellung der neuen Durchlässe verpresst. In Verbindung mit der Neuordnung der Brücken im Zuge der A 73 kommt es zu keinen Veränderungen des Abflussregimes (siehe auch Unterlage 18.3).

4 Planungsgrundlagen

4.1 Verwendete Regelwerke

Die Planung der Streckenentwässerung und der Regenwasserbehandlungsanlagen erfolgte auf Grundlage der geltenden technischen Regeln und Richtlinien, insbesondere folgender Regelwerke:

- Richtlinien für die Entwässerung von Straßen (REwS, Ausgabe 2021)
- DWA Merkblatt 153, Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser (DWA-M 153, Ausgabe 2013)
- DWA Arbeitsblatt 138, Planung, Bau und Betrieb zur Versickerung von Niederschlagswasser (DWA-A 138, Ausgabe 2006)
- DWA Arbeitsblatt 117, Bemessung von Regenrückhalteräumen (DWA-A 117; Ausgabe 2019)
- DWA Arbeitsblatt 178, Bemessung von Retentionsbodenfilteranlagen (DWA-A 178. Ausgabe Juni 2019)
- DWA Merkblatt 176, Hinweise zur konstruktiven Gestaltung und Ausrüstung von Bauwerken der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung (DWA-M 176. Ausgabe November 2013)

4.2 Grundlagen der hydraulischen Nachweise

Die Planungen, inklusive der Bemessungsgrundlagen, wurden grundsätzlich mit dem Wasserwirtschaftsamt Kronach abgestimmt.

Die Einzugsflächenermittlung erfolgt auf Grundlage der REwS, Ziffer 3.5. Der vereinfachte Ansatz wird dabei auch für die Berechnung des notwendigen Rückhalteraaumes angewendet.

Für den Nachweis des Rückhaltevolumens werden Regenreihen aus dem KOSTRA-Atlas des Deutschen Wetterdienstes (KOSTRA-DWD 2020) verwendet, die auf lang-

jährigen statistischen Aufzeichnungen basieren. Die Häufigkeit des Bemessungsniederschlags ist gemäß REwS, Ziffer 8.7.2.4 mindestens mit $n = 0,5$ (2-jähriges Regenereignis) anzunehmen. Bis auf das geplante Regenrückhaltevolumen in der Retentionsbodenfilteranlage RBFA 98-2 L wird aber auf der sicheren Seite jeweils das 5-jährige Regenereignis zugrunde gelegt. Die Ausnahme am RBFA 98-2 L wurde gewählt, da eine Vergrößerung der Beckenanlage eine aufwändige Verlegung der Fernwasserleitung DN 600 mit zusätzlichem Eingriff in Waldflächen erforderlich machen würde.

Das geplante zur Verfügung stehende Rückhaltevolumen liegt ca. 20 % unter dem erforderlichen Volumen eines 5-jährigen Regenereignisses, aber auch 6 % über dem 2-jährigen Regenereignis. In diesen Angaben ist eine mögliche spätere Verbreiterung der beiden Richtungsfahrbahnen (Einzugsgebiet 40) außerhalb der Planfeststellungsgrenzen bereits berücksichtigt. Wird dies außer Acht gelassen, da derzeit eine Verbreiterung nicht vorgesehen ist, so liegt das geplante Rückhaltvolumen 17 % unter dem 5-jährigen Regenereignis und 10 % über dem 2-jährigen Regenereignis. Aufgrund der örtlichen Verhältnisse, welche keine besondere Gefährdung bei Anspringen des Hochwasserüberlaufes verursacht, kann dies akzeptiert werden.

Die Ermittlung der Drosselabflussspende errechnet sich aus der zulässigen Regenabflussspende der jeweiligen Vorfluter (gemäß Einstufung der Vorfluter nach DWA-M153, Tabelle 3), dem Mittelwasserabfluss der Vorfluter (Bereitstellung durch das WWA Kronach vom 11.10.2022) und dem Einleitungswert nach Tabelle 4 (DWA-M153). Die Art des Gewässersediments und damit der zulässige Einleitungswert e_w wurde für alle betroffenen Vorfluter mit 2 bestimmt.

Der Zuschlagsfaktor wurde für den Außerortsstraßenbereich auf Grund der bereits hohen Sicherheitsreserven (lange Fließzeiten, großer Anteil versickerungsfähiger Flächen, Spritzverluste) für $f_z = 1,0$ gewählt. Eine negative Beeinträchtigung von Siedlungsstrukturen oder kritischer Infrastruktur im Versagensfall ist im vorliegenden Planungsbereich nicht vorhanden.

4.2.1 Regenhäufigkeit/ Wiederkehrzeiten

Die Wiederkehrzeit (T) bestimmt das erforderliche Maß an Sicherheit gegen Überstauung der Entwässerungsanlagen. Laut REwS wurden die folgenden Straßenentwässerungseinrichtungen mit den entsprechenden Regenhäufigkeiten (n) dimensioniert.

- Entwässerung von Fahrbahnflächen über Mulden, Seitengräben oder Rohrleitungen n = 1,0 T = 1
- Rohrleitungen bei Mittelstreifenentwässerung n = 0,33 T = 3
- Straßentiefpunkte n = 0,2 T = 5
- Transportmulden n = 1,0 T = 1

4.2.2 Regenspende

Für die hydraulische Auslegung der Anlagen wurden Regenspenden nach KOSTRA-DWD 2020, Rasterfeld Spalte 157, Zeile 163, „Gundelsheim“ (Niederschlagshöhen und –spenden, Zeitspanne Januar – Dezember) verwendet.

Regenspende	$r_{\text{krit}} = 15 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$
Regenspende	$r_{15,1} = 118,9 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$
Regenspende	$r_{15,5} = 186,7 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ (Bemessungsgrundlage Entlastungsbauwerk)
Regendauer für	ASB = 15 min
Regendauer für	RRB = variiert
Regenhäufigkeit für ASB	n = 1,0
Regenhäufigkeit für RRB	n = 0,2 (n = 0,5 für Rückhalteraum über RBFA 98-2L)

4.2.3 Abflussbeiwerte und Versickerungsraten

Für die Straßenentwässerung wird vereinfachend der Spitzenabflussbeiwert unabhängig von der Abflussspende als konstant angesetzt. Die Abflussbeiwerte sind in der REwS Tabelle 3 enthalten.

Fahrbahnen: Asphalt	$\psi_s = 0,9$
Fahrbahnen: Offenporiger Asphalt	$\psi_s = 0,6$
Sonstige befestigte horizontale Flächen (je nach Art der Befestigung)	$\psi_s = 0,6 - 0,9$

Die Ermittlung der Einzugsflächenermittlung erfolgt auf Grundlage der REwS. Aus diesem Grund wird der Abflussbeiwert ψ für potenziell versickerungsfähige Flächen (Böschungen, Bankette und Mittelstreifen) mit 1,0 angesetzt und anschließend mit der spezifischen Versickerrate verrechnet.

Spezifische Versickerraten gem. REwS, Ausgabe 2021:

Bewachsene Dammböschungen:	$q_s = 100 \text{ l/s*ha}$
Einschnittsböschungen im Lockergestein:	$q_s = 100 \text{ l/s*ha}$
Bankette nach ZTV E-StB:	$q_s = 10 \text{ l/s*ha}$
Rasenmulden und Mittelstreifen:	$q_s = 100 \text{ l/s*ha}$

Bei der Bemessung der Anlagen der Rückhaltung und Versickerung von SOW wird statt des Spitzenabflussbeiwertes der mittlere Abflussbeiwert ψ_M verwendet. Für die geplanten Straßen aus Asphalt liegt der mittlere Abflussbeiwert für einen Starkregen bei 0,9 und entspricht damit aufgrund der zu vernachlässigenden Verluste dem Spitzenabflussbeiwert.

5 Festlegung der Entwässerungsabschnitte mit geplanten Maßnahmen

5.1 Allgemeines

Die Richtlinien für die Entwässerung von Straßen (REwS), Ausgabe 2021 sehen vorzugsweise zur Beseitigung von Straßenoberflächenwasser den natürlichen Abfluss ohne vorherige Sammlung vor. Das Wasser fließt hierbei oberflächlich ab und versickert breitflächig über begrünte Bankette, Böschungen und Rasenmulden.

Bei der breitflächigen Versickerung über die bewachsene Bodenzone werden die partikulären Schadstoffe besonders effektiv herausgefiltert und viele gelöste Stoffe durch Sorption zurückgehalten.

Wo dies die örtlichen Verhältnisse zulassen, wird dieser Grundsatz bei der vorliegenden Planung berücksichtigt, denn nach DWA-A 138 stellt die Versickerung über die bewachsene Bodenzone auch von Hauptverkehrsstraßen (DTV > 15.000 Kfz/24h) eine ausreichende Behandlung dar.

Eine zusätzliche Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, wenn durch die breitflächige Ableitung und Versickerung der rechnerische Nachweis entsprechend der REwS erbracht wird, dass sich für die kritische Regenspende $r_{\text{krit}} = 15 \text{ l/(s * ha)}$ kein abzuleitender Oberflächenabfluss ergibt. Diese kritische Regenspende wird in der Regel von $\leq 10 \%$ des Jahresniederschlagsabflusses überschritten.

Wo am Fahrbahnrand keine breitflächige Ableitung mit Versickerung möglich ist, sind begrünte Rasenmulden oder befestigte Rinnenanlagen z. B. vor Lärmschutzwänden für die Sammlung von Straßenoberflächenwasser vorgesehen.

Bei gleichartig gerichteten Querneigungen der beiden Richtungsfahrbahnen (Sägezahnprofil) wird das Oberflächenwasser mit Hilfe von dichten Rinnensystemen am Mittelstreifen gesammelt und den dort vorgesehenen Rohrleitungen (Huckepack-System) zugeführt. Die Leitungen sammeln das verschmutzte Wasser und führen dieses den geplanten Behandlungsanlagen zu, welche auf das Schutzbedürfnis des aufnehmenden Gewässers abgestimmt sind.

In Unterlage 8.1, Blatt 1 ist ein Lageplan der neuen Verkehrsflächen vorhanden, in dem die einzelnen Verkehrsbelastungen der verschiedenen Autobahnabschnitte und die entsprechende Zuordnung in die einzelnen Kategorien für die unterschiedlichen Abtragsfrachten von schadstoffbeladenen Feinpartikeln gem. nachfolgender Tabelle (entspricht Tabelle 7 der REwS) dargestellt sind.

Tabelle 3: Mittlere AFS63-Abtragsfrachten von Außerortsstraßen nach REwS (Tabelle 7)

Kategorie	AFS 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

Für die Behandlung von Straßenoberflächenwasser ist der Rückhalt der schadstoffbeladenen Feinpartikel von großer Bedeutung. Daher ist die Feinfraktion (0,45 bis 63 µm) der abfiltrierbaren Stoffe (AFS63) der maßgebende Parameter zur Beurteilung der Belastung und Behandlungsbedürftigkeit der Niederschlagsabflüsse sowie der Wirksamkeit der Behandlungsanlagen.

Gemäß REwS Ziffer 8.1.2 wird als Behandlungsziel eine Begrenzung der mit dem Straßenabfluss eingeleiteten Feststofffracht auf einen Wert von ≤ 280 kg/(ha * a) AFS 63 angesetzt.

Um dieses Behandlungsziel zu erreichen, ergeben sich folgende erforderliche Wirkungsgrade für die Behandlung der unterschiedlich belasteten Fahrbahnen:

Tabelle 4: Erforderliche Wirkungsgrade AFS63 für Behandlungsanlagen nach REwS (Tabelle 8)

Kategorie	Erforderlicher Wirkungsgrad in [%]
Kategorie I Straßen DTV < 2.000 Kfz/24 h	Keine Behandlung erforderlich
Kategorie II Straßen DTV ≥ 2.000 Kfz/24 h bis ≤ 15.000 Kfz/24 h	25
Kategorie III Straßen DTV > 15.000 Kfz/24 h	50

Die nachfolgende Tabelle zeigt die AFS63-Wirkungsgrade der verschiedenen Behandlungsmöglichkeiten und Eignung für Straßenkategorien:

Tabelle 5: Wirkungsgrade AFS63 für Behandlungsanlagen und Eignung für Straßenkategorien nach REwS (Tabelle 9)

Behandlungsanlage	Wirkungsgrad AFS63 in [%]	Anlage geeignet für Straßen der Kategorie
Flächenversickerung und Versickerungsanlagen	>95	Kategorie II - III
Retentionsbodenfilteranlagen	95	Kategorie II - III
Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	70	Kategorie II - III
Absetzbecken ohne optimierten Zulauf	< 40	Kategorie II
RiStWag-Anlage ohne optimierten Zulauf	40	Kategorie II
Regenklärbecken mit optimiertem Zulauf	30	Kategorie II
Regenklärbecken ohne optimierten Zulauf	20	-

In der vorliegenden Planung wurden Behandlungsanlagen mit einem Mindestwirkungsgrad AFS 63 von 70 % gewählt. Dort wo aus der immissionsorientierten Betrachtungsweise der betroffenen Vorfluter (siehe auch Unterlage 18.2, Fachbeitrag zur Wasserrahmenrichtlinie) höhere Wirkungsgrade notwendig sind, wurden Retentionsbodenfilter mit dem höheren Wirkungsgrad von 95 % vorgesehen.

A 70

Im Zuge der Grunderneuerung der A 70 werden die vielen bestehenden Entwässerungsabschnitte neu geordnet und wo möglich zusammengefasst. Eine zeichnerische Darstellung der neuen Entwässerungsabschnitte ist in der Unterlage 8.1, Blatt 2 enthalten.

Zentrales Element der überarbeiteten Autobahntwässerung der A 70 ist die Anlage eines Versickerungsbeckens (VSB 64-1L bei Bau-km 64+250 links) mit einer vorgelagerten Sedimentationsanlage (ASB 64-1L) in der Anschlussstelle Bamberg. In dieses Becken kann zukünftig ein ca. 1,0 km langer Streckenabschnitt (Entwässerungsab-

schnitt E1) eingeleitet werden, welcher derzeit über das zukünftig überbaute, bestehende RRB 65-1L in den Gründleinsbach entwässert. Damit wird einer negativen hydraulischen Mehrbelastung dieses Vorfluters durch die Flächenvergrößerung der befestigten Fahrbahnen entgegengewirkt.

A 73

Auch die vorhandene Streckenentwässerung der BAB A 73 wird rückgebaut und nach dem aktuellen technischen Standard neu errichtet.

Unter dem Grundsatz einer breitflächigen Ableitung des anfallenden Oberflächenwassers über die begrünten Bankette wurde bei der Festlegung der leicht veränderten Linienführung der A 73 zwischen Bau-km 95+530 und 98+610 ein Dachprofil mit nach außen fallenden Querneigungen der beiden Richtungsfahrbahnen gewählt. Damit kann auf eine gesammelte Wasserführung im Bereich des Mittelstreifens verzichtet werden. Dort wird nur noch eine Sickerleitung zur Entwässerung des Planums erforderlich.

Somit wird zukünftig einer hydraulischen Spitzenbelastung entgegengewirkt, da das Abflussverhalten insgesamt verlangsamt wird.

5.2 Beschreibung der geplanten Entwässerungsabschnitte

Die neuen Entwässerungsabschnitte sind in den Lageplänen der Einzugsgebiete Unterlage 8.1, Blatt 2 bis 4 zeichnerisch dargestellt.

5.2.1 Entwässerungsabschnitt 1, AS Bamberg, Rampe St 2244 - A 70 (Bayreuth)

5.2.1.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 1 zwischen Bau-km 0+000 und 0+085 im Bereich der Verkehrsflächen der Anschlussstellenrampe anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette und Böschungen oberflächlich abgeleitet und versickert über die bewachsene Bodenzone auf den vorhandenen Nebenflächen in den Untergrund.

Tabelle 6: Wassermengenermittlung E1

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U $n=1$	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,051	0,9		0,046	0,7	5,5
2	Bankette	0,012	1	10	0,011	0,1	1,3
3	Dammböschung	0,029	1	100	0,005	-2,5	0,6
Summe:		0,092			0,062	-1,7	7,4

5.2.1.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-1,7 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.1.3 Rückhaltung

Eine Rückhaltung ist nicht erforderlich.

5.2.2 Entwässerungsabschnitt 2, A 70 Bau-km 64+165 bis 65+175

5.2.2.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 2 zwischen Bau-km 64+165 und 65+175 im Bereich der Verkehrsflächen der A 70 anfallende Oberflächenwasser wird über Rinnen und Rasenmulden, Straßenabläufe und Einlaufschächte sowie dichten Rohrleitungen gesammelt und dem neuen Absetz- und Versickerbecken 64-1L zugeführt.

Tabelle 7: Wassermengenermittlung E2

Wassermengen mit Zulauf zum Absatzbecken

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	mittlerer Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	Ψ_m	q_s	A_U	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	3,091	0,9		2,782	41,7	330,8
2	Mittelstreifen	0,325	1	10	0,298	1,6	35,4
3	Brückenfläche BW 64-b	0,039	0,9		0,035	0,5	4,2
4	Bankette	0,266	1	10	0,244	1,3	29,0
5	Rasenmulde	0,211	1	100	0,034	-17,9	4,0
6	Gabionenwand Vorderseite	0,059	0,9		0,053	0,8	6,3
7	Grünflächen	0,091	1	100	0,014	-7,7	1,7
8	Einschnittsböschungen	0,010	1	100	0,002	-0,9	0,2
Zwischensumme:		4,092			3,462	19,4	411,6

Wassermengen aus Betriebsweg, Böschungen und Beckenflächen

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	mittlerer Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	Ψ_m	q_s	A_U	Q, r_{krit} $r_{krit} = \text{l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = \text{l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
9	Betriebsweg Asphalt	0,024	0,9		0,022	0,3	2,6
10	Betriebsweg Schotter	0,102	0,3		0,031	0,5	3,7
11	Beckensohle	0,098	1	100	0,016	-8,3	1,9
12	Bankette	0,035	0,6		0,021	0,3	2,5
13	Grünflächen	0,110	1	100	0,017	-9,4	2,0
14	Böschungen	0,299	1	100	0,048	-25,4	5,7
Zwischensumme:		0,668			0,155	-42,0	18,4
Summe Bemessung VSB		4,760			3,617	-22,6	430,0

5.2.2.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung erfolgt über ein Versickerungsbecken im Bereich der Anschlussstelle Bamberg. Durchgeführte Baugrunduntersuchungen mit Anlage einer Grundwassermessstelle haben geeignete Untergrundverhältnisse aufgezeigt. Zwischen Beckensohle und Grundwasser ist ein ausreichender Flurabstand vorhanden.

Da die Entwässerung in diesem Abschnitt vorwiegend über Rohrleitungen erfolgt, ist gemäß REwS dem Versickerungsbecken eine Vorstufe vorzuschalten. Aus betrieblichen Gründen wird die Anlage eines Absatzbeckens mit Leichtstoffrückhalt vorgesehen.

Weitere technische Details sind der Unterlage 8.2, Blatt 1 zu entnehmen.

Tabelle 8: Nachweis des Wirkungsgrades VSB 64-1L

Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Mittlere Abtragsfracht AFS63	Behandlungsanlage		Wirkungsgrad AFS63 der Behandlungsanlage	Behandlungziel Feststofffracht AFS63	Eingebrachte Feststofffracht AFS63	Behandlungsziel
			Art	Nr.				
		[kg/(ha*a)]			[%]	[kg/(ha*a)]	[kg/(ha*a)]	
A 70	Kategorie III Straße mit DTV > 15.000 Kfz/d	550	Versickerungsanlage	ASB und VSB 64-1L	> 95	≤ 280	< 27,5	erreicht

5.2.2.3 Absetzbecken mit optimiertem Zulauf (ASB 64-1L)

Gemäß Bemessung ist eine Oberfläche von $A_{\text{erf}} = 82 \text{ m}^2$ erforderlich. Das Betonbecken wird mit einer Dauerstautiefe von mindestens 2,0 m vorgesehen.

Das Absetzbecken wird mit einer Oberflächenbeschickung von 18 m/h dimensioniert, um den Eintrag von Feinstoffen in das nachgeschaltete Versickerbecken 64-1L zu minimieren.

Gewählte Abmessungen:

$$L_{\text{gew}} = 16,50 \text{ m}$$

$$B_{\text{gew}} = 5,50 \text{ m}$$

$$A_{\text{gew}} = 90,8 \text{ m}^2$$

Der Zulauf zum ASB wird so gestaltet, dass der zuführende Kanal zur Hälfte durch den Dauerstau eingestaut ist. Damit kann auch bei hohen Durchflüssen der Austrag von abgesetzten Stoffen aus dem Becken vermieden werden.

Vor dem Ablauf des Beckens wird eine Tauchwand vorgesehen. Unter Ansatz von 30 m^3 Öl ergibt sich eine Ölschichtdicke von 0,37 m. Das Mindestrückhaltevolumen von 5 m^3 wird zur Verfügung gestellt.

Die Höhe des Schlammammelraumes des Beckens wird mit einer Höhe von 0,30 m angesetzt. Hierdurch steht ein Volumen für den Schlammammelraum von $V_{\text{SR}} = 27,2 \text{ m}^3$ zur Verfügung. Durch die Anlage von Absperrschiebern kann bei Unfällen und Wartungsarbeiten der Beckenablauf unterbrochen werden. Darüber hinaus ist der Bau eines Umlaufkanals aus Wartungsgründen vorgesehen.

Das Becken erhält mehrere Steigleitern als Zugangsmöglichkeit im entleerten Zustand und Rettungsmöglichkeit im gefüllten Zustand. Ebenso wird eine Kleintierausstiegshilfe vorgesehen.

5.2.2.4 Versickerbecken (VSB 64-1L)

Das Versickerbecken 64-1L wird als Erdbecken im nordöstlichen Quadranten der Anschlussstelle Hallstadt hergestellt. Die Sedimentationsanlage ASB 64-1L wird direkt davor geschaltet. Der Abstand der geplanten Beckensohle zum maximalen Grundwasserstand beträgt ca. 2,9 m ohne Ansatz eines Schwankungsbereiches. Geht man zusätzlich von einer Grundwasserschwankung von 1,5 m aus, beträgt der Abstand noch 1,4 m.

Aufgrund der Lage des Beckens kann eine Überflutung der Anlage nicht toleriert werden. Auf Grundlage des Arbeitsblattes „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“, DWA-A 138 wurden deshalb für verschiedene Überschreitungshäufigkeiten das erforderliche Beckenvolumen mit der dazugehörigen Einstauhöhe berechnet.

Tabelle 9: Erforderliches Volumen und zugehörige Stauhöhen im VSB 64-1L

n=	Jährlichkeit [a]	V _{erf} [m ³]	Stauhöhe [m]
0,1	10	870	0,77
0,2	5	722	0,65
0,5	2	534	0,50
1	1	398	0,38

Das maximale Stauvolumen bis Oberkante Becken beträgt ca. 4.000 m³ und ergibt sich unter Ausnutzung der maximalen Grundfläche von 980 m² und einer Beckentiefe von 2,7 m. Eine Überflutung der benachbarten Verkehrsanlagen kann damit ausgeschlossen werden. Darüber hinaus wird gewährleistet, dass auch bei Berücksichtigung eines 10-jährigen Regenereignisses kein Rückstau in das Absetzbecken und die Entwässerungsrohrleitungen der Autobahn stattfindet.

Die Entleerungszeit für ein jährliches Regenereignis (n=1) beträgt ca. 1,2 h und liegt damit deutlich unter dem Maximalwert von 48 h.

Die Böschungen sind mit einer Neigung von 1 : 3 geplant, im Bereich der Zuläufe werden diese durch Steinschüttungen gesichert. Zur Erhaltung einer gleichmäßigen Beschickung der Versickerungsfläche ist die Anlage einer Verteilerrinne, zur Unterhaltung eine Umfahrung und eine Zufahrtsrampe vorgesehen.

Die belebte Bodenschicht wird mit 5 cm Oberboden mit Magerrasen erstellt.

Die Einleitstelle in das Grundwasser trägt die Bezeichnung E1.

5.2.3 Entwässerungsabschnitt 3, A 70 Bau-km 65+175 bis 65+825

5.2.3.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 3 zwischen Bau-km 65+175 und 65+855 im Bereich der Verkehrsflächen der A 70 sowie der Rampe Schweinfurt - Nürnberg (A - F) von Bau-km 0+000 bis 0+713 anfallende Oberflächenwasser wird über Rinnen und Rasenmulden, Straßenabläufen und Einlaufschächten sowie dichten Rohrleitungen gesammelt und dem Absetzbecken 65-1R zugeführt. Dort wird es behandelt und anschließend über den Au graben (Einleitungsstelle E 2) dem Gründleinsbach zugeführt.

Technische Details sind der Unterlage 8.2, Blatt 2 zu entnehmen.

Tabelle 10: Wassermengenermittlung E3

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickerate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	Ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	2,702	0,9		2,432	36,5	289,2
2	Mittelstreifen	0,194	1	10	0,178	2,7	21,2
3	Bankette	0,467	1	10	0,428	2,3	50,9
4	Rasenmulde	0,307	1	100	0,049	-26,1	5,8
5	Grünflächen, Böschungen	0,176	1	100	0,028	-15,0	3,3
6	Steilwall	0,044	0,9		0,040	0,6	4,8
Summe:		3,890			3,155	1,0	375,2

5.2.3.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung erfolgt über ein neues Absetzbecken (ASB 65-1R) im Südwestquadranten des Autobahnkreuzes Bamberg.

Tabelle 11: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 65-1R

Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Mittlere Abtrags- fracht AFS63	Behandlungsanlage		Wirkungs- grad AFS63 der Behand- lungs- anlage	Behand- lungziel Feststoff- fracht AFS63	Einge- brachte Fest- stoff- fracht AFS63	Behandlungs- ziel
			Art	Nr.				
A 70 und Rampen AS Bamberg	Kategorie III Straße mit DTV > 15.000 Kfz/d	550	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ABS 65-1R	70	≤ 280	165	erreicht

5.2.3.3 Absetzbecken mit optimiertem Zulauf (ASB 65-1R)

Gemäß Bemessung ist eine Oberfläche von $A_{\text{erf}} = 150 \text{ m}^2$ erforderlich. Das Betonbecken wird mit einer Dauerstautiefe von mindestens 2,0 m vorgesehen.

Das Absetzbecken wird mit einer Oberflächenbeschickung von 9 m/h dimensioniert, um den Eintrag von Feinstoffen in den Vorfluter zu minimieren.

Gewählte Abmessungen:

$$L_{\text{gew}} = 21,90 \text{ m}$$

$$B_{\text{gew}} = 7,30 \text{ m}$$

$$A_{\text{gew}} = 159,9 \text{ m}^2$$

Der Zulauf zum ASB wird so gestaltet, dass der zuführende Kanal zur Hälfte durch den Dauerstau eingestaut ist. Damit kann auch bei hohen Durchflüssen der Austrag von abgesetzten Stoffen aus dem Becken vermieden werden.

Vor dem Ablauf des Beckens wird eine Tauchwand vorgesehen. Unter Ansatz von 30 m^3 Öl ergibt sich eine Ölschichtdicke von 0,20 m. Das Mindestrückhaltevolumen von 5 m^3 wird zur Verfügung gestellt.

Die Höhe des Schlammammelraumes des Beckens wird mit einer Höhe von 0,20 m angesetzt. Hierdurch steht ein Volumen für den Schlammammelraum von $V_{\text{SR}} = 32,0 \text{ m}^3$ zur Verfügung. Durch die Anlage von Absperrschiebern kann bei Unfällen und Wartungsarbeiten der Beckenablauf unterbrochen werden. Darüber hinaus ist der Bau eines Umlaufkanals aus Wartungsgründen vorgesehen.

Das Becken erhält mehrere Steigleitern als Zugangsmöglichkeit im entleerten Zustand und Rettungsmöglichkeit im gefüllten Zustand. Ebenso wird eine Kleintierausstiegshilfe vorgesehen.

5.2.3.4 Rückhaltung

Bedingt durch die topographischen Zwangspunkte am Standort des ABS 65-1R kann aufgrund der Sohlhöhen des Vorfluters, dem vorhandenen hohen Grundwasserstand und der ungenügenden Flächenverfügbarkeit nach dem Absetzbecken 65-1R kein Rückhaltebecken angeordnet werden (siehe auch Unterlage 8.2, Blatt 2). Zum Ausgleich wird für das Einzugsgebiet E4 eine deutliche kleinere Drosselmenge als erfor-

derlich vorgesehen und so einer hydraulischen Überlastung des Augrabens und Gründleinsbaches vorgebeugt (siehe 5.2.4.4).

5.2.4 Entwässerungsabschnitt 4, A 70 Bau-km 65+825 bis 66+967

5.2.4.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 4 zwischen Bau-km 65+825 und 66+967 im Bereich der Verkehrsflächen der A 70 sowie der Rampe Nürnberg - Bayreuth (G - M) von Bau-km 0+062 bis 0+270 anfallende Oberflächenwasser wird über Rinnen und Rasenmulden, Straßenabläufe und Einlaufschächte sowie dichten Rohrleitungen gesammelt und dem Absetzbecken 65-2R zugeführt.

Dort wird es behandelt und anschließend über den Augrabens (Einleitungsstelle E 3) dem Gründleinsbach zugeführt.

Technische Details sind der Unterlage 8.2, Blatt 3 zu entnehmen.

Tabelle 12: Wassermengenermittlung E4

Ifd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	2,802	0,9		2,522	37,8	299,9
2	Mittelstreifen	0,430	1	10	0,394	2,2	46,8
3	Bankette	0,355	1	10	0,325	1,8	38,6
4	Rasenmulde	0,165	1	100	0,026	-14,0	3,1
5	Grünflächen, Böschungen	0,185	1	100	0,029	-15,7	3,4
Summe:		3,937			3,296	12,1	391,8

5.2.4.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung erfolgt über ein neues Absetzbecken (ASB 65-2R) im Südostquadranten des Autobahnkreuzes Bamberg.

Weitere technische Details sind der Unterlage 8.2, Blatt 3 zu entnehmen.

Tabelle 13: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 65-2R

Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Mittlere Abtragsfracht AFS63	Behandlungsanlage		Wirkungsgrad AFS63 der Behandlungsanlage	Behandlungziel Feststofffracht AFS63	Eingebrachte Feststofffracht AFS63	Behandlungsziel
			Art	Nr.				
		[kg/(ha*a)]			[%]	[kg/(ha*a)]	[kg/(ha*a)]	
A 70 und Rampen AK Bamberg	Kategorie II Straße mit $DTV \geq 2.000$ Kfz/d bis ≤ 15.000 Kfz/d	360	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ABS 65-2R	70	≤ 280	108	erreicht

5.2.4.3 Absetzbecken mit optimiertem Zulauf (ASB 65-2R)

Gemäß Bemessung ist eine Oberfläche von $A_{\text{erf}} = 157 \text{ m}^2$ erforderlich. Das Betonbecken wird mit einer Dauerstautiefe von mindestens 2,0 m vorgesehen.

Das Absetzbecken wird mit einer Oberflächenbeschickung von 9 m/h dimensioniert, um den Eintrag von Feinstoffen in den Vorfluter zu minimieren.

Gewählte Abmessungen:

$$L_{\text{gew}} = 22,50 \text{ m}$$

$$B_{\text{gew}} = 7,50 \text{ m}$$

$$A_{\text{gew}} = 168,8 \text{ m}^2$$

Der Zulauf zum ASB wird so gestaltet, dass der zuführende Kanal zur Hälfte durch den Dauerstau eingestaut ist. Damit kann auch bei hohen Durchflüssen der Austrag von abgesetzten Stoffen aus dem Becken vermieden werden.

Vor dem Ablauf des Beckens wird eine Tauchwand vorgesehen. Unter Ansatz von 30 m^3 Öl ergibt sich eine Ölschichtdicke von 0,19 m. Das Mindestrückhaltevolumen von 5 m^3 wird zur Verfügung gestellt.

Die Höhe des Schlammammelraumes des Beckens wird mit einer Höhe von 0,20 m angesetzt. Hierdurch steht ein Volumen für den Schlammammelraum von $V_{\text{SR}} = 33,8 \text{ m}^3$ zur Verfügung. Durch die Anlage von Absperrschiebern kann bei Unfällen und Wartungsarbeiten der Beckenablauf unterbrochen werden. Darüber hinaus ist der Bau eines Umlaufkanals aus Wartungsgründen vorgesehen.

Das Becken erhält mehrere Steigleitern als Zugangsmöglichkeit im entleerten Zustand und Rettungsmöglichkeit im gefüllten Zustand. Ebenso wird eine Kleintierausstiegshilfe vorgesehen.

5.2.4.4 Regenrückhaltebecken (RRB 65-2R)

Zur Rückhaltung des anfallenden Oberflächenwassers aus dem Entwässerungsabschnitt 4 wird ein ungedichtetes, begrüntes Regenrückhaltebecken als Trockenbecken in Erdbauweise errichtet. Gem. Immissionsprinzip nach Kapitel 6.3.2 des M 153 beträgt der maximal zulässige Drosselabfluss unter Ansatz eines Einleitungswertes $e_W = 2 \cdot 18,0 \text{ l/s}$ bzw. bei einem Einleitungswert $e_W = 3 \cdot 27,0 \text{ l/s}$.

Der gewählte maximale Drosselabfluss wird auf $9,1 \text{ l/s}$ begrenzt und beträgt damit nur $2,3 \%$ der Zulaufwassermenge.

Das Regenrückhaltebecken wird auf ein 5-jähriges Regenereignis bemessen.

Zulauf:	$Q_{zu(n=1)}$	=	$391,9 \text{ l/s}$
Rückhaltevolumen erforderlich:	$V_{(erf.)}$	=	1.223 m^3
Rückhaltevolumen geplant:	$V_{(gepl.)}$	=	1.315 m^3
Drosselabfluss:	$Q_{(Drossel, max.)}$	=	$9,1 \text{ l/s}$

Der Ablauf erfolgt über ein Auslaufbauwerk mit Drossel und Absperrschieber, um im Havariefall die Anlage vollständig schließen zu können. Als Notentlastung ist im Bauwerk eine Notüberlaufschwelle vorgesehen. Der gedrosselte Ablauf erfolgt über eine Rohrleitung in den Augrabungen (Einleitungsstelle E3).

Die Zufahrt zur Beckenanlage erfolgt über die Verteilerfahrbahn Süd an der A 70.

5.2.5 Entwässerungsabschnitt 5, Rampe Nürnberg - Bayreuth (G - M)

5.2.5.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 5 zwischen Bau-km 0-270 und 0+400 im Bereich der Verkehrsflächen der Rampe Nürnberg - Bayreuth (G - M) anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünzte Bankette oberflächlich abgeleitet und versickert in der bewachsenen Bodenzone der parallel angeordneten Straßenmulde.

Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Durch die Anordnung von Schächten mit Muldenabläufen und einer Rohrleitungen unter der Mulde gelangt das Wasser, welches nicht versickert und verdunstet, über

zwei Querdurchlässe bei Bau-km 0+340 und 0+366 in die Nebenfläche zwischen den Rampen G - M und K - I. Dort ist eine weitere Versickerungs- und Verdunstungsmöglichkeit vorhanden. Eine Entwässerung dieser Fläche ist über einen Durchlass DN 500 unter der Rampe K - I in den Augrabungen möglich.

Tabelle 14: Wassermengenermittlung E5

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickerrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,078	0,9		0,070	1,1	8,3
2	Bankette	0,032	1	10	0,029	0,2	3,4
3	Rasenmulde	0,043	1	100	0,007	-3,7	0,8
4	Böschungen	0,164	1	100	0,026	-13,9	3,1
Summe:		0,317			0,132	-16,3	15,6

5.2.5.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-16,3 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.5.3 Rückhaltung

Eine Rückhaltung entsteht aus der neu gestalteten Topografie in der Nebenfläche zwischen den Rampen G - M und K - I. Der geplante Querdurchlass DN 500 für die Ableitung in Richtung Augrabungen wird 10 cm höher angeordnet als die Sohle der Nebenfläche. Damit entsteht hier ein mögliches natürliches Rückhaltevolumen von bis zu ca. 230 m³.

5.2.6 Entwässerungsabschnitt 6, A 70, Richtungsfahrbahn Bayreuth, Bau-km 66+450 bis 66+705

5.2.6.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 6 zwischen Bau-km 66+450 und 66+705 im Bereich der Verkehrsflächen der Richtungsfahrbahn Bayreuth der A 70 anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette und Böschungen oberflächlich abgeleitet und versickert über die bewachsene Bodenzone in den Untergrund.

Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Böschungs- und Nebenflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser über Wegseitengräben in den Au graben und Gründleinsbach.

Tabelle 15: Wassermengenermittlung E6

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,312	0,9		0,281	4,2	33,4
2	Bankette	0,061	1	10	0,056	0,3	6,7
3	Dammböschung	0,076	1	100	0,012	-6,5	1,4
Summe:		0,449			0,349	-2,0	41,5

5.2.6.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-2,0 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.6.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen 255 m langen Teilabschnitt der Richtungsfahrbahn Bayreuth der A 70 wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Änderung der bestehenden Entwässerung entlastet wird. Darüber hinaus werden zukünftig geringere Wassermengen in die vorhandene Dammfußmulde eingebracht, da große Teile der Richtungsfahrbahn Bayreuth nun im Entwässerungsabschnitt E 4 am Fahrbahnrand in Rinnen gefasst und rückgehalten werden müssen (Grund: Anlage Lärmschutzwand) und damit nicht mehr breitflächig entwässern.

5.2.7 Entwässerungsabschnitt 7, A 70, Richtungsfahrbahn Bayreuth, Bau-km 66+705 bis 66+954

5.2.7.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 7 zwischen Bau-km 66+705 und 66+954 im Bereich der Verkehrsflächen der Richtungsfahrbahn Bayreuth der A 70 anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette und Böschungen oberflächlich abgeleitet und versickert über die bewachsene Bodenzone in den Untergrund.

Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Böschungs- und Nebenflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser über Wegseitengräben in den Au graben und Gründleinsbach.

Tabelle 16: Wassermengenermittlung E7

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,300	0,9		0,270	4,1	32,1
2	Bankette	0,038	1	10	0,035	0,2	4,2
3	Dammböschung	0,156	1	100	0,025	-13,3	3,0
Summe:		0,494			0,330	-9,0	39,3

5.2.7.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-9,0 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.7.3 Rückhaltung

Wie bereits unter Ziffer 5.2.5.3 begründet, wird für diesen 249 m langen Teilabschnitt der Richtungsfahrbahn Bayreuth der A 70 ebenfalls auf eine besondere Anlage einer technischen Rückhaltung verzichtet.

5.2.8 Entwässerungsabschnitt 8, A 70, Verteilerfahrbahn Süd, Bau-km 65+814 – 66+974

5.2.8.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 8 zwischen Bau-km 0+454 und 0+613 im Bereich der Verkehrsflächen der Verteilerfahrbahn Süd der A 70 anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette und Böschungen oberflächlich in die Nebenfläche zwischen den Rampen G - M und K - I abgeleitet und versickert über die bewachsene Bodenzone in den Untergrund.

Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Böschungs- und Nebenflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser über den neuen Querdurchlass DN 500 unter der Rampe K - I in den Au graben und Gründleinsbach.

Tabelle 17: Wassermengenermittlung E8

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbei- wert	spezifische Versicker- rate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,095	0,9		0,086	1,3	10,2
2	Bankette	0,032	1	10	0,029	0,2	3,4
3	Dammböschung	0,068	1	100	0,011	-5,8	1,3
Summe:		0,195			0,126	-4,3	14,9

5.2.8.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-4,3 l/s) für die kritische Regenspender vorhanden ist. Darüber hinaus befinden sich im betrachteten Entwässerungsabschnitt lediglich Fahrbahnen mit geringer Verkehrsbelastung ($DTV < 2000 \text{ Kfz/24h}$), welcher der Kategorie I zugeordnet werden. Auf eine besondere Behandlung kann verzichtet werden.

5.2.8.3 Rückhaltung

Eine Rückhaltung entsteht aus der neu gestalteten Topografie in der Nebenfläche zwischen den Rampen G - M und K - I. Der geplante Querdurchlass DN 500 für die Ableitung in Richtung Au Graben wird 10 cm höher angeordnet als die Sohle der Nebenfläche womit rd. 230 m³ natürliches Rückhaltevolumen vorhanden sind.

5.2.9 Entwässerungsabschnitt 9, Rampe Schweinfurt - Suhl (K - I)

5.2.9.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 9 zwischen Bau-km 0-068 und 0+444 im Bereich der Verkehrsflächen der Rampe Schweinfurt - Suhl (K - I) anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette oberflächlich abgeleitet und versickert in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen.

Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Böschungs- und Nebenflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser in die Grünfläche innerhalb der Schleifenrampe K - I. Dort kann das Wasser ebenfalls schadlos versickern und verdunsten. Weiter erfolgt dann die Ableitung über den Au Graben in den Gründleinsbach.

Tabelle 18: Wassermengenermittlung E9

Ifd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,371	0,9		0,334	5,0	39,7
2	Bankette	0,097	1	10	0,089	0,5	10,6
3	Rasenmulde	0,009	1	100	0,001	-0,8	0,1
4	Böschungen	0,364	1	100	0,058	-30,9	6,9
Summe:		0,841			0,482	-26,2	57,3

5.2.9.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-26,2 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.9.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da große Flächen im Südostquadranten zur Aufnahme des abfließenden Oberflächenwassers zur Verfügung stehen und nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.10 Entwässerungsabschnitt 10, Rampe Suhl - Schweinfurt (D - C)

5.2.10.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 10 zwischen Bau-km 0+055 und 0+240 im Bereich der Verkehrsflächen der Rampe Suhl - Bayreuth (D - C) anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette oberflächlich abgeleitet und versickert in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen.

Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Böschungs- und Nebenflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser in die Grünfläche innerhalb der Schleifenrampe D - C. Dort kann das Wasser ebenfalls schadlos versickern und verdunsten. Weiter erfolgt dann die Ableitung über den Ausgraben in den Gründleinsbach.

Tabelle 19: Wassermengenermittlung E10

Ifd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,111	0,9		0,100	1,5	11,9
2	Bankette	0,034	1	10	0,031	0,2	3,7
3	Böschungen	0,097	1	100	0,015	-8,2	1,8
Summe:		0,242			0,146	-6,5	17,4

5.2.10.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-6,5 l/s) für die kritische Regenspender vorhanden ist. Darüber hinaus befinden sich im betrachteten Entwässerungsabschnitt lediglich Fahrbahnen mit geringer Verkehrsbelastung ($DTV < 2000 \text{ Kfz/24h}$), welcher der Kategorie I zugeordnet werden. Auf eine besondere Behandlung kann verzichtet werden.

5.2.10.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da große Flächen im Südwestquadranten zur Aufnahme des abfließenden Oberflächenwassers zur Verfügung stehen und nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.11 Entwässerungsabschnitt 11, A 73 Bau-km 97+305 bis 97+560

5.2.11.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 11 zwischen Bau-km 97+305 und 97+560 im Bereich der Verkehrsflächen der A 73 anfallende Oberflächenwasser wird über Rinnen und Straßenabläufe, Rasenmulden und Muldenabläufe sowie dichten Rohrleitungen gesammelt und dem abgedichteten Regenrückhaltebecken 97-2L zugeführt. Von dort wird es gedrosselt zum Absetzbecken 97-2L weitergeleitet, behandelt und gelangt anschließend über den Augraben (Einleitungsstelle E4) in den Gründleinsbach.

Technische Details sind den Unterlagen 8.2, Blatt 6 und 8 zu entnehmen.

Tabelle 20: Wassermengenermittlung E11

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,242	0,9		0,218	3,3	25,9
2	Fahrbahnen OPA	0,648	0,6		0,389	5,8	46,3
3	Mittelstreifen	0,102	1	10	0,093	0,5	11,1
4	Bankette	0,186	1	10	0,170	0,9	20,2
5	Rasenmulde	0,109	1	100	0,017	-9,3	2,0
6	Wartungsweg RRB	0,010	0,9		0,009	0,1	1,1
7	Wartungsweg RRB	0,059	0,6		0,035	0,5	4,2
8	RRB, Becken befestigt	0,063	0,9		0,057	0,9	6,8
9	RRB, Böschungen	0,058	1	100	0,009	-4,9	1,1
Summe:		1,477			0,997	-2,2	118,7

5.2.11.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung erfolgt über ein neues Absetzbecken (ASB 97-2L) im Südostquadranten des Autobahnkreuzes Bamberg vor Einleitung in den Aufragen (Einleitungsstelle E 4), welches auch Wasser aus dem Entwässerungsabschnitt 25 (Tiefpunkt der Grundwasserwanne der verlegten GVS Bamberg – Gundelsheim, BW 97-b) aufnimmt.

Da Teile der Fahrbahnflächen der A 73 in die Kategorie III fallen, wurde der Nachweis der Wirkung der Behandlungsanlage auf der sicheren Seite entsprechend berechnet.

Tabelle 21: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 97-2L

Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Mittlere Abtrags- fracht AFS63	Behandlungsanlage		Wirkungs- grad AFS63 der Behand- lungs- anlage	Behand- lungziel Feststoff- fracht AFS63	Einge- brachte Fest- stoff- fracht AFS63	Behandlungs- ziel
			Art	Nr.				
		[kg/(ha*a)]			[%]	[kg/(ha*a)]	[kg/(ha*a)]	
A 73 und Rampen AK Bamberg	Kategorie III Straße mit DTV > 15.000 Kfz/d	550	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ABS 97-2L	70	≤ 280	165	erreicht

Das Behandlungsziel wird erreicht.

5.2.11.3 Regenrückhaltebecken (RRB 97-2L)

Bevor das zu behandelnde Straßenoberflächenwasser in die geplante Behandlungsanlage gelangt wird ein abgedichtetes Regenrückhaltebecken als Trockenbecken in Erdbauweise errichtet. Die Anlage wird in der südlichen Dreiecksfläche zwischen den Rampen K – I und G – M vorgesehen.

Der gewählte maximale Drosselabfluss wird auf 13,8 l/s begrenzt.

Das Regenrückhaltebecken wird auf ein 5-jähriges Regenereignis bemessen.

Zulauf:	$Q_{zu(n=1)}$	=	118,7 l/s
Rückhaltevolumen erforderlich:	$V_{(erf.)}$	=	234 m ³
Rückhaltevolumen geplant:	$V_{(gepl.)}$	=	335 m ³
Drosselabfluss:	$Q_{(Drossel, max.)}$	=	13,8 l/s

Der Ablauf erfolgt über ein Auslaufbauwerk mit Drossel und Absperrschieber, um im Havariefall die Anlage vollständig schließen zu können. Als Notentlastung ist im Bauwerk eine Notüberlaufschwelle mit Rohrleitung DN 600 direkt in den Aufraben vorgesehen. Der gedrosselte Ablauf erfolgt über eine Rohrleitung DN 300 zum Absetzbecken 97-2L und von dort in den Aufraben (Einleitungsstelle E4).

Die Zufahrt zur Beckenanlage erfolgt über die Verteilerfahrbahn Ost an der A 73.

5.2.11.4 Absetzbecken mit optimiertem Zulauf (ASB 97-2L)

Neben dem SOW aus dem Entwässerungsabschnitt 11 wird dem Absetzbecken auch Wasser aus dem Entwässerungsabschnitt 25 zugeleitet. Gemäß Bemessung ist eine Oberfläche von $A_{erf} = 13 \text{ m}^2$ erforderlich. Das Betonbecken wird mit einer Dauerstautiefe von mindestens 2,0 m vorgesehen.

Das Absetzbecken wird mit einer Oberflächenbeschickung von 9 m/h dimensioniert, um den Eintrag von Feinstoffen in den Vorfluter zu minimieren.

Gewählte Abmessungen:

L_{gew}	=	9,00 m
B_{gew}	=	3,00 m
A_{gew}	=	27,0 m ²

Der Zulauf zum ASB wird so gestaltet, dass der zuführende Kanal zur Hälfte durch den Dauerstau eingestaut ist. Damit kann auch bei hohen Durchflüssen der Austrag von abgesetzten Stoffen aus dem Becken vermieden werden.

Vor dem Ablauf des Beckens wird eine Tauchwand vorgesehen. Unter Ansatz von 30 m³ Öl ergibt sich eine Ölschichtdicke von 0,44 m. Das Mindestrückhaltevolumen von 5 m³ wird zur Verfügung gestellt.

Die Höhe des Schlammammelraumes des Beckens wird mit einer Höhe von 0,20 m angesetzt. Hierdurch steht ein Volumen für den Schlammammelraum von $VSR = 5,4 \text{ m}^3$ zur Verfügung. Durch die Anlage von Absperrschiebern kann bei Unfällen und Wartungsarbeiten der Beckenablauf unterbrochen werden. Darüber hinaus ist der Bau eines Umlaufkanals aus Wartungsgründen vorgesehen.

Das Becken erhält mehrere Steigleitern als Zugangsmöglichkeit im entleerten Zustand und Rettungsmöglichkeit im gefüllten Zustand. Ebenso wird eine Kleintierausstiegshilfe vorgesehen. Über die Rampe K – I besteht die Möglichkeit die Beckenanlage mit Unterhaltungsfahrzeugen anzufahren.

5.2.12 Entwässerungsabschnitt 12, A 70, Verteilerfahrbahn Süd, Bau-km 65+479 bis 65+564

5.2.12.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 12 zwischen Bau-km 0+121 und 0+208 im Bereich der Verkehrsflächen der Verteilerfahrbahn Süd der A 70 anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette und Böschungen oberflächlich abgeleitet und versickert über die bewachsene Bodenzone in den Untergrund.

Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Böschungflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser in den verlegten Aufragen und Gründleinsbach.

Tabelle 22: Wassermengenermittlung E10

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,052	0,9		0,047	0,7	5,6
2	Bankette	0,013	1	10	0,012	0,1	1,4
3	Grünflächen	0,005	1	100	0,001	-0,4	0,1
4	Böschungen	0,030	1	100	0,005	-2,6	0,6
Summe:		0,100			0,065	-2,2	7,7

5.2.12.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-2,2 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.12.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.13 Entwässerungsabschnitt 13, A 73 Bau-km 97+973 bis 97+242

5.2.13.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 13 zwischen Bau-km 96+973 und 97+242 im Bereich der Verkehrsflächen der A 73 anfallende Oberflächenwasser wird über Rinnen und Straßenabläufe, Rasenmulden und Muldenabläufe sowie dichten Rohrleitungen gesammelt und dem Absetz- und Regenrückhaltebecken 97-1R zugeführt. Anschließend wird das Wasser in die Geländefläche im Nordostquadranten abgegeben. Dort kann das Wasser in der bewachsenen Bodenzone schadlos versickern und verdunsten. Sind die Flächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser über den neuen Bypass des Gründleinsbaches in den verlegten Gründleinsbach (Einleitungsstelle E5).

Technische Details sind der Unterlage 8.2, Blatt 3 zu entnehmen.

Tabelle 23: Wassermengenermittlung E13

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickerrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,993	0,9		0,894	13,4	106,3
2	Mittelstreifen	0,107	1	10	0,098	0,5	11,7
3	Bankette	0,219	1	10	0,201	1,1	23,9
4	Rasenmulde	0,151	1	100	0,024	-12,8	2,9
5	Nebenflächen	0,096	1	100	0,015	-8,2	1,8
Summe:		1,566			1,232	-6,0	146,6

5.2.13.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung erfolgt über ein neues Absetzbecken (ASB 97-1R) in der Dreiecksfläche zwischen den Rampen U - Z und X – W auf der Westseite der A 73.

Tabelle 24: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 97-1R

Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Mittlere Abtragsfracht AFS63	Behandlungsanlage		Wirkungsgrad AFS63 der Behandlungsanlage	Behandlungziel Feststofffracht AFS63	Eingebrachte Feststofffracht AFS63	Behandlungsziel
			Art	Nr.				
		[kg/(ha*a)]			[%]	[kg/(ha*a)]	[kg/(ha*a)]	
A 73 und Rampen AK Bamberg	Kategorie II Straße mit $DTV \geq 2.000$ Kfz/d bis ≤ 15.000 Kfz/d	360	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ABS 97-1R	70	≤ 280	108	erreicht

5.2.13.3 Absetzbecken mit optimiertem Zulauf (ASB 97-1R)

Gemäß Bemessung ist eine Oberfläche von $A_{\text{eff}} = 59 \text{ m}^2$ erforderlich. Das Betonbecken wird mit einer Dauerstautiefe von mindestens 2,0 m vorgesehen.

Das Absetzbecken wird mit einer Oberflächenbeschickung von 9 m/h dimensioniert, um den Eintrag von Feinstoffen in den Vorfluter zu minimieren.

Gewählte Abmessungen:

$$L_{\text{gew}} = 13,80 \text{ m}$$

$$B_{\text{gew}} = 4,60 \text{ m}$$

$$A_{\text{gew}} = 63,5 \text{ m}^2$$

Der Zulauf zum ASB wird so gestaltet, dass der zuführende Kanal zur Hälfte durch den Dauerstau eingestaut ist. Damit kann auch bei hohen Durchflüssen der Austrag von abgesetzten Stoffen aus dem Becken vermieden werden.

Vor dem Ablauf des Beckens wird eine Tauchwand vorgesehen. Unter Ansatz von 30 m^3 Öl ergibt sich eine Ölschichtdicke von 0,53 m. Das Mindestrückhaltevolumen von 5 m^3 wird zur Verfügung gestellt.

Die Höhe des Schlammammelraumes des Beckens wird mit einer Höhe von 0,20 m angesetzt. Hierdurch steht ein Volumen für den Schlammammelraum von $V_{\text{SR}} = 12,7 \text{ m}^3$ zur Verfügung. Durch die Anlage von Absperrschiebern kann bei Unfällen und Wartungsarbeiten der Beckenablauf unterbrochen werden. Darüber hinaus ist der Bau eines Umlaufkanals aus Wartungsgründen vorgesehen.

Das Becken erhält mehrere Steigleitern als Zugangsmöglichkeit im entleerten Zustand und Rettungsmöglichkeit im gefüllten Zustand. Ebenso wird eine Kleintierausstiegshilfe vorgesehen.

5.2.13.4 Regenrückhaltebecken (RRB 97-1R)

Zur Rückhaltung des anfallenden Oberflächenwassers aus dem Entwässerungsabschnitt 13 wird ein ungedichtetes, begrüntes Regenrückhaltebecken als Trockenbecken in Erdbauweise errichtet. Typisiert man nach DWA-M 153 den Bypass Gründleinsbach als „kleinen Flachlandbach“ ergibt sich ein maximal zulässiger Drosselabfluss von 18,5 l/s.

Der gewählte maximale Drosselabfluss wird auf 16,1 l/s begrenzt. Das Regenrückhaltebecken wird auf ein 5-jähriges Regenereignis bemessen.

Zulauf:	$Q_{zu(n=1)}$	=	146,6 l/s
Rückhaltevolumen erforderlich:	$V_{(erf.)}$	=	313 m ³
Rückhaltevolumen geplant:	$V_{(gepl.)}$	=	447 m ³
Drosselabfluss:	$Q_{(Drossel, max.)}$	=	16,1 l/s

Der Ablauf erfolgt über ein Auslaufbauwerk mit Drossel und Absperrschieber, um im Havariefall die Anlage vollständig schließen zu können. Als Notentlastung ist im Bauwerk eine Notüberlaufschwelle vorgesehen. Der gedrosselte Ablauf erfolgt über eine neue Rohrleitung und einer Raubettmulde in die Grünfläche innerhalb der Schleifenrampe X - W. Dort kann das Wasser in der bewachsenen Bodenzone schadlos versickern und verdunsten.

Sind die Flächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser über den neuen Bypass des Gründleinsbaches in den verlegten Gründleinsbach (Einleitungsstelle E5).

Die Zufahrt zur Beckenanlage erfolgt über die Verteilerfahrbahn West an der A 73.

5.2.14 Entwässerungsabschnitt 14, Rampe Suhl - Schweinfurt (U - Z), Bau-km 0+059 bis 0+188

5.2.14.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 14 zwischen Bau-km 0+059 und 0+188 im Bereich der Verkehrsflächen der Rampe Suhl - Schweinfurt (U - Z) anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünzte Bankette oberflächlich abgeleitet und versickert

in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen. Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Böschungs- und Nebenflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser in den verlegten Gründleinsbach.

Tabelle 25: Wassermengenermittlung E14

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,080	0,9		0,072	1,1	8,6
2	Bankette	0,018	1	10	0,016	0,1	1,9
3	Böschungen	0,128	1	100	0,020	-10,9	2,4
Summe:		0,226			0,108	-9,7	12,9

5.2.14.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-9,7 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.14.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.15 Entwässerungsabschnitt 15, Nebenfläche und Teile der Zufahrt zur Entwässerungsanlage 97-1R

5.2.15.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das auf Teilen der Zufahrt zum Absetz- und Regenrückhaltebecken 97-1R anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig abgeleitet und kann in der bewachsenen Bodenzone der Nebenflächen versickern. Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Nebenflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser in geplante Entwässerungsmulden an den neuen Rampen. Bei Bau-km 0+280 der Rampe X - W befindet sich ein neuer Querdurchlass der Straßenentwässerung, welcher das Wasser dann

über eine Raubettmulde in die Grünfläche innerhalb der Schleifenrampe X - W leitet. Dort kann das Wasser in der bewachsenen Bodenzone schadlos versickern und verdunsten.

Tabelle 26: Wassermengenermittlung E15

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbei- wert	spezifische Versicker- rate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,015	0,9		0,014	0,2	1,7
2	Rasenmulde	0,048	1	100	0,008	-4,1	1,0
3	Nebenflächen	0,130	1	100	0,021	-11,1	2,5
Summe:		0,193			0,043	-15,0	5,2

5.2.15.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-15,0 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.15.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.16 Entwässerungsabschnitt 16, Rampe Suhl - Schweinfurt (U - Z) Bau-km 0+188 bis 0+300

5.2.16.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 16 zwischen Bau-km 0+188 und 0+300 im Bereich der Verkehrsflächen der Rampe Suhl - Schweinfurt (U - Z) anfallende Oberflächenwasser wird über Rinnen und Straßenabläufe, Rasenmulden und Muldenabläufe sowie dichten Rohrleitungen gesammelt und der Grünfläche innerhalb der Schleifenrampe X - W zugeleitet. Dort kann das Wasser in der bewachsenen Bodenzone schadlos versickern und verdunsten. Sind die Flächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser über den neuen Bypass des Gründleinsbaches in den verlegten Gründleinsbach (Einleitungsstelle E5).

Tabelle 27: Wassermengenermittlung E16

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbei- wert	spezifische Versicker- rate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,067	0,9		0,060	0,9	7,1
2	Bankette	0,040	1	10	0,037	0,2	4,4
3	Rasenmulde	0,003	1	100	0,000	-0,3	0,0
4	Böschungen	0,003	1	100	0,000	-0,3	0,0
Summe:		0,113			0,097	0,5	11,5

5.2.16.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung erfolgt über die Versickerung der Wassermengen durch die belebte Bodenzone im Bereich der großen Innenfläche des Nordwestquadranten. Ein besonderer Nachweis wird aufgrund der geringen Wassermenge in diesem Abschnitt nicht geführt.

5.2.16.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.17 Entwässerungsabschnitt 17, Rampe Suhl - Schweinfurt (X - W), Bau-km 0-070 bis 0+405

5.2.17.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 17 zwischen Bau-km 0-070 und 0+405 im Bereich der Verkehrsflächen der Rampe Bayreuth - Nürnberg (X - W) anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette oberflächlich abgeleitet und versickert in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen. Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Böschungs- und Nebenflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser in die Grünfläche innerhalb der Schleifenrampe X - W. Dort kann das Wasser ebenfalls schadlos versickern und verdunsten.

Tabelle 28: Wassermengenermittlung E17

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,272	0,9		0,245	3,7	29,1
2	Bankette	0,093	1	10	0,085	0,5	10,1
3	Böschungen	0,365	1	100	0,058	-31,0	6,9
Summe:		0,730			0,388	-26,8	46,1

5.2.17.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-26,8 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.17.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.18 Entwässerungsabschnitt 18, Rampe Suhl - Schweinfurt (U - Z), Bau-km 0+300 bis 0+550

5.2.18.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 18 zwischen Bau-km 0+300 und 0+550 im Bereich der Verkehrsflächen der Rampe Suhl - Schweinfurt (U - Z) anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette oberflächlich abgeleitet und versickert in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen. Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Böschungs- und Nebenflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser in den verlegten Gründleinsbach.

Tabelle 29: Wassermengenermittlung E18

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbei- wert	spezifische Versicker- rate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,150	0,9		0,135	2,0	16,1
2	Bankette	0,038	1	10	0,035	0,2	4,2
3	Böschungen	0,157	1	100	0,025	-13,3	3,0
Summe:		0,345			0,195	-11,1	23,3

5.2.18.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-11,1 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.18.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.19 Entwässerungsabschnitt 19, Rampe Bayreuth - Suhl (N - T), Bau-km 0+040 bis 0+168 und 0+312 bis 0+375

5.2.19.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das in den beiden Teilabschnitten des Entwässerungsabschnittes 19 (Bau-km 0+040 bis 0+168 und 0+312 bis 0+375) im Bereich der Verkehrsflächen der Rampe Bayreuth - Suhl (N - T) anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette oberflächlich abgeleitet und versickert in der bewachsenen Bodenzone der parallel angeordneten Rasenmulden. Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Durch die Anordnung von Schächten mit Muldenabläufen und Rohrleitungen unter der Mulde gelangt das Wasser, welches nicht versickert und verdunstet, in den verlegten Gründleinsbach (Einleitungsstelle E6).

Tabelle 30: Wassermengenermittlung E19

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,115	0,9		0,104	1,6	12,4
2	Bankette	0,033	1	10	0,030	0,2	3,6
3	Rasenmulde	0,067	1	100	0,011	-5,7	1,3
4	Böschungen	0,017	1	100	0,003	-1,4	0,4
Summe:		0,232			0,148	-5,3	17,7

5.2.19.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-5,3 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist. Darüber hinaus befinden sich im betrachteten Entwässerungsabschnitt lediglich Fahrbahnen mit geringer Verkehrsbelastung ($DTV < 2000 \text{ Kfz}/24\text{h}$), welcher der Kategorie I zugeordnet werden. Auf eine besondere Behandlung kann verzichtet werden.

5.2.19.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.20 Entwässerungsabschnitt 20, A 73 97+052 bis 97+152 (Ostseite), Nebenfläche

5.2.20.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das auf der Nebenfläche anfallende Oberflächenwasser kann in der bewachsenen Bodenzone versickern.

Ist die Nebenfläche bereits gesättigt, gelangt das Wasser in geplante Entwässerungsmulden an den neuen Rampe N-T. Bei Bau-km 0+155 der Rampe R - Q befindet sich ein neuer Querdurchlass der Straßenentwässerung, welcher das Wasser dann über eine Raubettmulde in die Grünfläche innerhalb der Schleifenrampe leitet. Dort kann das Wasser in der bewachsenen Bodenzone schadlos versickern und verdunsten.

Tabelle 31: Wassermengenermittlung E20

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Nebenflächen	0,282	1	100	0,045	-24,0	5,4
2	Rasenmulde	0,037	1	100	0,006	-3,1	0,7
3	Bankette	0,029	1	10	0,027	0,1	3,2
Summe:		0,348			0,078	-27,0	9,3

5.2.20.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-15,0 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist. Außerdem sind keine verschmutzten Flächen vorhanden.

5.2.20.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.21 Entwässerungsabschnitt 21, Rampe Suhl - Schweinfurt (U - Z) Bau-km 0+188 bis 0+300

5.2.21.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 21 zwischen Bau-km 0+220 und 0+312 im Bereich der Verkehrsflächen der Rampe Bayreuth - Suhl (N - T) anfallende Oberflächenwasser wird über Rinnen und Straßenabläufe sowie dichten Rohrleitungen gesammelt und der Grünfläche zwischen den Rampen R - Q und N - T zugeleitet. Dort kann das Wasser in der bewachsenen Bodenzone schadlos versickern und verdunsten.

Sind die Flächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser über den neuen Bypass des Gründleinsbaches in den verlegten Gründleinsbach (Einleitungsstelle E5).

Tabelle 32: Wassermengenermittlung E21

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbei- wert	spezifische Versicker- rate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,055	0,9		0,050	0,7	5,9
2	Bankette	0,024	1	10	0,022	0,1	2,6
3	Böschungen	0,007	1	100	0,001	-0,6	0,1
Summe:		0,086			0,073	0,2	8,6

5.2.21.2 Behandlungserfordernis

Im betrachteten Entwässerungsabschnitt befinden sich lediglich Fahrbahnen mit geringer Verkehrsbelastung ($DTV < 2000 \text{ Kfz/24h}$), welcher der Kategorie I zugeordnet werden. Damit entstehen im Normalfall keine nennenswerten Verunreinigungen. Auf eine besondere Behandlung kann verzichtet werden.

5.2.21.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.22 Entwässerungsabschnitt 22, Rampe Bayreuth - Suhl (N - T) Bau-km 0+168 bis 0+220

5.2.22.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 22 zwischen Bau-km 0+168 und 0+220 im Bereich der Verkehrsflächen der Rampe Bayreuth - Suhl (N - T) anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette oberflächlich abgeleitet und versickert in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen.

Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Flächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser über den neuen Bypass des Gründleinsbaches in den verlegten Gründleinsbach (Einleitungsstelle E5).

Tabelle 33: Wassermengenermittlung E22

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,032	0,9		0,029	0,4	3,4
2	Bankette	0,008	1	10	0,007	0,0	0,8
3	Böschungen	0,019	1	100	0,003	-1,6	0,4
Summe:		0,059			0,039	-1,2	4,6

5.2.22.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-1,2 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist. Darüber hinaus sind im betrachteten Entwässerungsabschnitt lediglich Fahrbahnen mit geringer Verkehrsbelastung (DTV < 2000 Kfz/24h) vorhanden, welche der Kategorie I zugeordnet werden. Auf eine besondere Behandlung kann verzichtet werden.

5.2.22.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.23 Entwässerungsabschnitt 23, Rampe Nürnberg – Schweinfurt (R - Q) Bau-km 0-050 bis 0+457

5.2.23.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 23 zwischen Bau-km 0-050 und 0+457 im Bereich der Verkehrsflächen der Rampe Nürnberg - Schweinfurt (R - Q) anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette oberflächlich abgeleitet und versickert in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen.

Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Böschungs- und Nebenflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser in die Grünfläche innerhalb der Schleifenrampe R - Q. Dort kann das Wasser ebenfalls schadlos versickern und verdunsten.

Tabelle 34: Wassermengenermittlung E23

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbei- wert	spezifische Versicker- rate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,323	0,9		0,291	4,4	34,6
2	Bankette	0,094	1	10	0,086	0,5	10,2
3	Böschungen	0,445	1	100	0,071	-37,8	8,4
Summe:		0,862			0,448	-32,9	53,2

5.2.23.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-32,9 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.23.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.24 Entwässerungsabschnitt 24, Ausfahrt Rampe N – T (Verteilerfahrbahn Nord) A 70, Bau-km 65+937 bis 66+129 (Nordseite)

5.2.24.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 24 im Bereich der Ausfahrt auf den Verkehrsflächen der Verteilerfahrbahn anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette oberflächlich abgeleitet und versickert unter der Lärmschutzwand in Richtung des verlegten Gründleinsbaches.

Tabelle 35: Wassermengenermittlung E24

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbei- wert	spezifische Versicker- rate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,076	0,9		0,068	1,0	8,1
2	Bankette	0,068	1	10	0,062	0,3	7,4
Summe:		0,144			0,130	1,3	15,5

5.2.24.2 Behandlungserfordernis

Im betrachteten Entwässerungsabschnitt befinden sich lediglich Fahrbahnen mit geringer Verkehrsbelastung ($DTV < 2000 \text{ Kfz}/24\text{h}$), welcher der Kategorie I zugeordnet werden. Auf eine besondere Behandlung kann verzichtet werden.

5.2.24.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.25 Entwässerungsabschnitt 25, Verlegte GVS Bamberg – Gundelsheim Abschnitt Trogbauwerk, Bau-km 0+155 bis 0+415

5.2.25.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 25 innerhalb des Trogbauwerkes BW 97-b zwischen Bau-km 0+155 und 0+415 anfallende Oberflächenwasser wird über Rinnen, Straßenabläufe und dichte Rohrleitungen dem Absetzbecken 97-2L zugeleitet und gelangt anschließend in den Augraben (Einleitungsstelle E4).

Tabelle 36: Wassermengenermittlung E25

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahn, Geh- und Radweg Asphalt	0,186	0,9		0,167	2,5	19,9
Summe:		0,186			0,167	2,5	19,9

5.2.25.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung erfolgt über ein neues Absetzbecken (ASB 97-2L) im Südostquadranten des Autobahnkreuzes Bamberg, welches neben dem Trogbauwerk auch verschmutztes Oberflächenwasser aus dem Entwässerungsabschnitt 11 reinigt. Große Flächenanteile der Fahrbahnen der A 73 im Entwässerungsabschnitt 11 sind der Kategorie II und ein Teil ist der Kategorie III zuzuordnen. Beim Nachweis des Wirkungsgrades der Behandlungsanlage wird auf der sicheren Seite die Kategorie III angesetzt. Die Behandlungsmaßnahme ist ausreichend (siehe nachfolgende Tabelle).

Tabelle 37: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 97-2L

Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Mittlere Abtragsfracht AFS63	Behandlungsanlage		Wirkungsgrad AFS63 der Behandlungsanlage	Behandlungziel Feststofffracht AFS63	Eingebrachte Feststofffracht AFS63	Behandlungsziel
			Art	Nr.				
		[kg/(ha*a)]			[%]	[kg/(ha*a)]	[kg/(ha*a)]	
A 73 und Rampen AK Bamberg	Kategorie III Straße mit DTV > 15.000 Kfz/d	550	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ABS 97-2L	70	≤ 280	165	erreicht
Verlegte GVS Bamberg-Gundelsheim im Bereich des Trogbauwerkes 0+155 bis 0+415	Kategorie II Straße mit DTV ≥ 2.000 Kfz/d bis ≤15.000 Kfz/d	360	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ABS 97-2L	70	≤ 280	108	erreicht

5.2.25.3 Absetzbecken mit optimiertem Zulauf (ASB 97-2L)

Eine Beschreibung der Anlage ist Ziffer 5.2.11.4 zu entnehmen.

5.2.25.4 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.26 Entwässerungsabschnitt 26, Verlegte GVS Bamberg – Gundelsheim Abschnitt Bau-km 0+415 bis 0+585

5.2.26.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 26 zwischen Bau-km 0+415 und 0+585 im Bereich der Fahrbahn der verlegten Gemeindeverbindungsstraße anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette der parallel angeordneten Straßmulde bzw. dem dort vorhandenen Straßengraben zugeführt und entwässert wie bisher über Rohrleitungen in Richtung Kreisstraße BA 4 und anschließend in den Augraben.

Das auf dem Geh- und Radweg anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig dem anschließenden Gelände zugeführt.

Tabelle 38: Wassermengenermittlung E26

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,129	0,9		0,116	1,7	13,8
2	Bankette	0,016	1	10	0,015	0,1	1,8
3	Rasenmulde	0,023	1	100	0,004	-2,0	0,5
4	Dammböschungen	0,049	1	100	0,008	-4,2	1,0
5	Einschnittsböschungen	0,101	1	100	0,016	0,0	1,9
Summe:		0,318			0,159	-4,4	19,0

5.2.26.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-4,4 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.26.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen Entwässerungsabschnitt wird verzichtet, da nachgewiesen werden kann, dass der Vorfluter Gründleinsbach durch die Gesamtänderung der bestehenden Entwässerung der A 70 (Anlage Versickerbecken 64-1L) entlastet wird.

5.2.27 Entwässerungsabschnitt 27, Verlegte GVS Bamberg – Gundelsheim Abschnitt Bau-km 0+000 bis 0+155

5.2.27.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 27 zwischen Bau-km 0+040 und 0+155 im Bereich der Verkehrsflächen der verlegten Gemeindeverbindungsstraße anfallende Oberflächenwasser wird über Rinnen, Straßenabläufe und einem neuen Regenwasserkanal dem bestehenden städtischen Kanal DN 300 in der Kemmerstraße zugeleitet. Eine Versickerung des Oberflächenwasser scheidet aufgrund des hoch anstehenden Grundwassers aus. Darüber hinaus wird mit der gewählten technischen Lösung der Eingriff in die Kleingartenanlage auf das wesentliche minimiert.

Tabelle 39: Wassermengenermittlung E27

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbei- wert	spezifische Versickerrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt, G+R	0,103	0,9		0,093	1,4	11,1
2	Feldweg, ungebunden	0,044	0,3		0,013	0,2	1,5
3	Bankette	0,016	1	10	0,015	0,1	1,8
4	Grünfläche	0,031	1	100	0,005	-2,6	0,6
Summe:		0,194			0,126	1,7	15,0

5.2.27.2 Behandlungserfordernis

Durch die Verkehrsbelastung mit ca. 3.700 Kfz/24h muss die Fahrbahn der Kemmerstraße nach ATV DWA-A 102 der Flächengruppe V2 und der Flächenkategorie II (mäßig belastet) zugeordnet werden. Ziel der Regenwasserbehandlung ist es, die Konzentration und Fracht an AFS63 aus dem Regenabfluss von befestigten Flächen auf eine für den Vorfluter tolerierbare Belastung zu verringern. Bei der Einleitung in den vorhandenen Regenwasserkanal mit Ableitung in das Oberflächengewässer Seebach ist eine grundsätzliche Behandlung erforderlich. Nach ATV DWA-A102 ist zum Erreichen des zulässigen Stoffeintrags ($280 \text{ kg}/(\text{ha}\cdot\text{a})$) ein Wirkungsgrad des Stoffrückhalts von mindestens 47 % erforderlich.

Auf Grund der geringen Einzugsgebietsfläche der neuen belasteten Fahrbahnflächen (ca. 630 m^2) ist eine zentrale Anlage zur Behandlung des Abflusses nicht wirtschaftlich zu realisieren. Daher wird im ca. 115 m langen Neubauabschnitt eine dezentrale Behandlung vorgesehen. Dies erfolgt über den Einsatz von Filtereinsätzen (Wirkungsgrad min. 47 %) in den geplanten vier Straßenabläufen. Die gewählte technische Lösung ist mit dem zukünftigen Straßenbaulastträger vorabgestimmt.

Tabelle 40: Nachweis des Wirkungsgrades der dezentralen Behandlung durch Filtereinsätze

Flächenermittlung und Flächenkategorisierung				
Angeschlossene Fläche	$A_{b,a,i}$ [ha]	Flächengruppe	Kategorie	flächenspez. Stoffabtrag [kg/(ha*a)]
Verkehrsflächen	0,063	V2	II	530
Summe $A_{b,a} =$		0,063		
Bilanzierung des Stoffabtrags $B_{R,a,AFS63}$				
Kategorie	flächenspez. Stoffabtrag $b_{R,a,AFS63,i}$	$A_{b,a,i}$	Stoffabtrag $B_{R,a,i,AFS63,i}$	Flächenanteil
[-]	[kg/(ha*a)]	[ha]	[kg/a]	[%]
I	280	0,000	0,0	0,0%
II	530	0,063	33,4	100,0%
III	760	0,000	0,0	0,0%
Stoffabtrag Gesamtgebiet $B_{R,a,AFS63} =$			33,4	
vorh. flächenspez. Stoffabtrag				
$b_{R,a,AFS63} = B_{R,a,AFS63} / A_{b,a}$			530,0	kg/(ha*a)
zul. flächenspez. Stoffabtrag AFS63				
$b_{R,e,zul,AFS63}$ (nach DWA-A 102)			280,0	kg/(ha*a)
			$b_{R,a,AFS63}$	>
				$b_{R,e,zul,AFS63}$
Eine Niederschlagswasserbehandlung wird ERFORDERLICH				
Nachweis der Reinigungsanlage				
zulässiger Stoffeintrag				
$B_{R,e,zul,AFS63} = A_{b,a} * b_{R,e,zul,AFS63}$			18	kg/a
erforderliche Stoffrückhaltung				
$B_{R,r,AFS63} = B_{R,a,AFS63} - B_{R,e,zul,AFS63}$			16	kg/a
erforderlicher Wirkungsgrad der Behandlungsanlage				
$\eta_{\text{erf}} = [1 - (b_{R,e,zul,AFS63} / b_{R,a,AFS63})] * 100$			47	%
Vorbehandlungsmaßnahmen für	Wirkungsgrad	Anzahl Anlagen	Anschließbare Fläche	
$r_{\text{krit}} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	η_{Anlage}	[-]	[ha]	
	[%]			
Filtereinsätze in Straßenabläufen	47	4	250	
resultierender Stoffabtrag (Stoffeintrag ins Gewässer)				
$B_{R,e,AFS63} = A_{b,a} * (1 - \eta_{\text{ges}}) * b_{R,a,AFS63}$			17,6	kg/a
			$B_{R,e,AFS63}$	<=
				$B_{R,e,zul,AFS63}$
Die Niederschlagswasserbehandlung ist AUSREICHEND				

5.2.27.3 Rückhaltung

Eine hydraulische Betrachtung des bestehenden Regenwasserkanals mit der geplanten zusätzlichen Einleitung durch die Stadt Bamberg hat ergeben, dass damit in Teilbereichen des Kanalnetzes die Grenzen der vorhandenen Leistungsfähigkeit überschritten werden.

In Abstimmung mit der Stadt Bamberg wird deshalb ein 25 m langer Stauraumkanal DN 1000 vorgesehen. Das erforderliche Drosselbauwerk wird an der Westseite des Stauraumkanals angeordnet, der maximalen Abfluss wird auf 10 l/s (mittlerer Abfluss = 5 l/s) begrenzt. Im Bauwerk wird ein Notüberlauf angeordnet, welcher Wasser außerhalb des Bemessungsregens an den bestehenden Vorflutkanal weitergibt.

Das Regenrückhaltevolumen wird für ein 5-jähriges Regenereignis bemessen.

Zulauf: $Q_{zu(n=1)}$ = 15 l/s

Rückhaltevolumen erforderlich: $V_{(erf.)}$ = 20 m³

Rückhaltevolumen geplant: $V_{(gepl.)}$ = 22 m³

Drosselabfluss: $Q_{(Drossel, max.)}$ = 10 l/s

Die Zufahrt zum Stauraumkanal mit Drosselschacht kann für den Betriebsdienst über den nördlich angelegten Feld- und Waldweg erfolgen.

5.2.28 Entwässerungsabschnitt 28, A 73

RF Suhl, Bau-km 95+024 bis 95+535 und RF Nürnberg, Bau-km 96+318 bis 95+499

5.2.28.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 28 zwischen Bau-km 95+024 und 95+535 (RF Suhl) und zwischen Bau-km 95+318 und 95+499 (RF Nürnberg) im Bereich der Verkehrsflächen der A 73 sowie der Fahrbahnen und Parkplätze des dort vorhandenen beidseitigen Rastplatzes anfallende Oberflächenwasser wird über Rinnen und Rasenmulden, Straßenabläufe und Einlaufschächte sowie dichten Rohrleitungen gesammelt und dem Absetz- und Regenrückhaltebecken 95-1R zugeführt.

Nach Behandlung und Rückhaltung wird es anschließend in ein vorhandenes Grabensystem nördlich des öffentlichen Feld- und Waldweges am Überführungsbauwerk BW 95-c (Einleitungsstelle E7) und weiter dem Leitenbach zugeführt.

Technische Details zur Behandlungs- und Rückhalteanlage sind der Unterlage 8.2, Blatt 4 zu entnehmen.

In der nachfolgenden Wassermengenermittlung ist bereits eine mögliche spätere Verbreiterung der A 73 auf den Regelquerschnitt RQ 31 mit 12,0 m breiten Richtungsfahrbahnen außerhalb des vorliegenden Planfeststellungsabschnittes berücksichtigt.

Tabelle 41: Wassermengenermittlung E28

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	1,073	0,9		0,966	14,5	114,9
2	Bankette, Mittelstreifen	0,289	1	10	0,265	1,4	31,5
3	Rasenmulde	0,070	1	100	0,011	-6,0	1,3
4	Böschungen	0,047	1	100	0,007	-4,0	0,8
Summe:		1,479			1,249	5,9	148,5

5.2.28.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung erfolgt über ein neues Absetzbecken (ASB 95-1R) aus Stahlbeton an der Südseite des westlichen Parkplatzes bei Bau-km 95+490.

Tabelle 42: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 95-1R

Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Mittlere Abtrags- fracht AFS63	Behandlungsanlage		Wirkungs- grad AFS63 der Behand- lungs- anlage	Behand- lungziel Feststoff- fracht AFS63	Einge- brachte Fest- stoff- fracht AFS63	Behandlungs- ziel
		[kg/(ha*a)]	Art	Nr.				
A 73 und Parkplatz 95+024 bis 95+535	Kategorie III Straße mit DTV > 15.000 Kfz/d	550	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ASB 95-1R	70	≤ 280	165	erreicht

5.2.28.3 Absetzbecken mit optimiertem Zulauf (ASB 95-1R)

Gemäß Bemessung ist eine Oberfläche von $A_{\text{eff}} = 59 \text{ m}^2$ erforderlich. Das Betonbecken wird mit einer Dauerstautiefe von mindestens 2,0 m vorgesehen.

Das Absetzbecken wird mit einer Oberflächenbeschickung von 9 m/h dimensioniert, um den Eintrag von Feinstoffen in den Vorfluter zu minimieren.

Gewählte Abmessungen:

$$L_{\text{gew}} = 15,00 \text{ m}$$

$$B_{\text{gew}} = 5,00 \text{ m}$$

$$A_{\text{gew}} = 75,0 \text{ m}^2$$

Der Zulauf zum ASB wird so gestaltet, dass der zuführende Kanal zur Hälfte durch den Dauerstau eingestaut ist. Damit kann auch bei hohen Durchflüssen der Austrag von abgesetzten Stoffen aus dem Becken vermieden werden.

Vor dem Ablauf des Beckens wird eine Tauchwand vorgesehen. Unter Ansatz von 30 m^3 Öl ergibt sich eine Ölschichtdicke von $0,45 \text{ m}$. Das Mindestrückhaltevolumen von 5 m^3 wird zur Verfügung gestellt.

Die Höhe des Schlammammelraumes des Beckens wird mit einer Höhe von $0,20 \text{ m}$ angesetzt. Hierdurch steht ein Volumen für den Schlammammelraum von $VSR = 15,0 \text{ m}^3$ zur Verfügung. Durch die Anlage von Absperrschiebern kann bei Unfällen und Wartungsarbeiten der Beckenablauf unterbrochen werden. Darüber hinaus ist der Bau eines Umlaufkanals aus Wartungsgründen vorgesehen.

Das Becken erhält mehrere Steigleitern als Zugangsmöglichkeit im entleerten Zustand und Rettungsmöglichkeit im gefüllten Zustand. Ebenso wird eine Kleintierausstiegshilfe vorgesehen.

5.2.28.4 Regenrückhaltebecken (RRB 95-1R)

Zur Rückhaltung des anfallenden Oberflächenwassers aus dem Entwässerungsabschnitt 28 wird ein ungedichtetes, begrüntes Regenrückhaltebecken als Trockenbecken in Erdbauweise errichtet. In dieses Becken wird auch der Entwässerungsabschnitt 29 direkt eingeleitet. Die Richtungsfahrbahn Nürnberg entwässert hier breitflächig über Bankett und Dammböschung in das Erdbecken. Ein zusätzliches Behandlungserfordernis für diesen rd. 160 m langen Abschnitt ergibt sich nicht, da kein Abfluss ($-0,9 \text{ l/s}$) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

Gem. Immissionsprinzip nach Kapitel 6.3.2 des M 153 beträgt der maximal zulässige Drosselabfluss im vorhandenen Graben unter Ansatz eines Einleitungswertes $e_w = 22,3 \text{ l/s}$.

Der gewählte maximale Drosselabfluss wird auf $16,8 \text{ l/s}$ begrenzt und beträgt damit nur $9,5 \%$ der Zulaufwassermenge.

Das Regenrückhaltebecken wird auf ein 5-jähriges Regenerereignis bemessen.

Zulauf:	$Q_{zu(n=1)}$	=	176,5 l/s
Rückhaltevolumen erforderlich:	$V_{(erf.)}$	=	364 m ³
Rückhaltevolumen geplant:	$V_{(gepl.)}$	=	453 m ³
Drosselabfluss:	$Q_{(Drossel, max.)}$	=	16,8 l/s

Der Ablauf erfolgt über ein Auslaufbauwerk mit Drossel und Absperrschieber, um im Havariefall die Anlage vollständig schließen zu können. Als Notentlastung ist im Bauwerk eine Notüberlaufschwelle vorgesehen. Der gedrosselte Ablauf erfolgt über einen Dammfußgraben in den vorhandenen Vorflutgraben zum Leitenbach (Einleitungsstelle E7, siehe auch Ziffer 10.8).

Die Zufahrt zur Beckenanlage erfolgt über den westlichen Parkplatz an der A 73.

5.2.29 Entwässerungsabschnitt 29, A 73, Richtungsfahrbahn Nürnberg Bau-km 95+499 bis 96+660

5.2.29.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 29 zwischen Bau-km 95+535 und 95+660 im Bereich der Verkehrsflächen der Richtungsfahrbahn Nürnberg der A 73 anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette oberflächlich abgeleitet und versickert in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen.

Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Böschungs- und Nebenflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser in das begrünte Regenrückhaltebecken RRB 95-1R.

Tabelle 43: Wassermengenermittlung E29

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} <small>$r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$</small>	$Q, r_{15(n=1)}$ <small>$r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$</small>
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,209	0,9		0,188	2,8	22,4
2	Bankette	0,044	1	10	0,040	0,2	4,8
3	Rasenmulde	0,000	1	100	0,000	0,0	0,0
4	Böschungen	0,046	1	100	0,007	-3,9	0,8
Summe:		0,299			0,235	-0,9	28,0

5.2.29.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-0,9 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.29.3 Rückhaltung

Zur Vermeidung einer hydraulischen Überlastung des vorhandenen Vorflutgrabens zum Leitenbach wird das anfallende Oberflächenwasser in das parallele Regenrückhaltebecken 94-1R eingeleitet. Erläuterungen hierzu siehe Ziffer 5.2.28.4.

5.2.30 Entwässerungsabschnitt 30, A 73, Richtungsfahrbahn Suhl Bau-km 95+535 bis 95+665

5.2.30.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 30 zwischen Bau-km 95+535 und 95+665 im Bereich der Verkehrsflächen der Richtungsfahrbahn Suhl der A 73 anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette einer dränierten Versickerungsmulde (DVM 95-1L) mit Stauschwellen zugeführt. Der Abfluss in die Mulde wird zwischengespeichert und versickert. Durch die bewachsene Bodenzone erfolgt eine Reinigung. Es wird nur der Wasseranteil im Filter zum Querdurchlass DN 500 bei Bau-km 95+665 und weiter zum vorhandenen Vorflutgraben zum Leitenbach (Einleitungsstelle E7) abgeleitet, der vor Ort nicht versickert und verdunstet.

Für die technischen Rahmenbedingungen zur Anlage der dränierten Versickerungsmulde gelten die Festlegungen der REwS gemäß Ziffer 8.2.3.4.

In nachfolgender Tabelle wird die abflusswirksame Fläche A_U nach ATV A-138 mit mittleren Abflussbeiwerten ψ_m für die Dimensionierung der Sickermulde berechnet.

Tabelle 44: Wassermengenermittlung E30

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	mittlerer Abflussbeiwert	spezifische Versickerrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_m	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = l/(s*ha)$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = l/(s*ha)$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,171	0,9		0,154	2,3	18,3
2	Bankette	0,035	0,6		0,021	0,3	2,5
3	Versickerungsmulde	0,039	1	100	0,006	-3,3	0,7
Summe:		0,332			0,195	-8,1	23,2

5.2.30.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung des Oberflächenwassers erfolgt durch die vorgesehene Sickerpassage. Die Filter unter der bewachsenen Oberbodenzone werden aus Sand oder einem Kies-Sand-Gemisch filterstabil hergestellt. Ein Vollsickerrohr im Filter verhindert, dass Stauwasser soweit ansteigt, dass das Straßenplanum vernässt (siehe auch Straßenquerschnitt Unterlage 14.2, Blatt 2, obere Abbildung).

5.2.30.3 Rückhaltung

Die Sickerpassage gewährleistet eine Abflussverminderung und für die Restabflüsse eine Abflussverzögerung und Kappung von Abflussspitzen, so dass hydraulische Stoßbelastungen für den vorhandenen Vorflutgraben zum Leitenbach (Einleitungsstelle E7) vermieden werden.

Durch den Einbau von Stauschwellen kann ein ausreichend großes Rückhaltevolumen zur Zwischenspeicherung des Niederschlagswassers geschaffen werden (siehe auch Ziffer 10.8).

5.2.30.4 Bemessung der dränierten Versickerungsmulde DVM 95-1L

Die Bemessung wird gem. ATV A-138 durchgeführt:

A138 - Programm des Bayerischen Landesamtes für Umwelt
 Höhnen & Partner Ingenieuraktiengesellschaft, Bamberg

Version 01/2018

Muldenversickerung

Projekt : Lärmvorsorge AK Bamberg
 Bemerkung : EZG 30

Datum : 06.05.2022

Bemessungsgrundlagen

Angeschlossene undurchlässige Fläche ohne genaue Flächenermittlung	A_U	:	1950	m ²
Abstand Geländeoberkante zum maßgebenden Grundwasserstand	h_{GW}	:	2	m
mittlere Versickerungsfläche	A_S	:	222	m ²
Durchlässigkeitsbeiwert der gesättigten Zone des Untergrundes	k_f	:	0,00001	m/s
Maximal zulässige Entleerungszeit für $n = 1$	$t_{E,max}$:	24	h
Zuschlagsfaktor gemäß DWA-A 117	f_Z	:	1,10	-

Starkregen nach: aus Datei

DWD StationRegendaten_KOSTRA2020_157_163.str

Gauß-Krüger Koord. Rechtswert : m

Geogr. Koord. östl. Länge : ° ' "

Rasterfeldnr. KOSTRA-DWD-2010R horizontal

Rasterfeldmittelpunkt liegt :

Überschreitungshäufigkeit

Räumlich interpoliert ?

Hochwert : m

nördl. Breite : ° ' "

vertikal

n : 1 1/a

Berechnungsergebnisse

Muldenvolumen	V_M	:	36,6	m ³
Einstauhöhe	z	:	0,16	m
Entleerungszeit für $n = 1$	t_E	:	9,2	h
Flächenbelastung	A_U/A_S	:	8,8	-
Zufluss	Q_{zu}	:	4,4	l/s
spezifische Versickerungsrate	q_S	:	5,7	l/(s·ha)
maßgebende Regenspende	$r_{D,n}$:	20,1	l/(s·ha)
maßgebende Regendauer	D	:	170	min

Warnungen und Hinweise

Keine vorhanden.

Abbildung 3: Bemessung dränierte Versickerungsmulde, Bau-km 95+535 – 95+665, Ost

In nachfolgender Berechnung werden die geometrischen Randbedingungen hinsichtlich des erforderlichen Stauvolumens und der notwendigen Sickerfläche nachgewiesen.

Lage

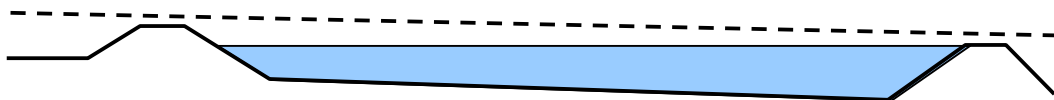
Einzugsgebiet **30**
 Streckenabschnitt Bau-km 95+535 bis Bau- km 95+665
 Straßenseite links

Anforderungen

erforderliches Stauvolumen in der Mulde $V_{\text{erf}} = 36,6 \text{ m}^3$
 erforderliche Versickerungsfläche = Wasserspiegeloberfläche $A_{\text{erf}} = 222,0 \text{ m}^2$

System

geneigte Muldensohle



Eingangsparameter

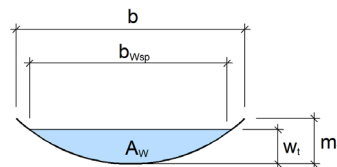
Mulde

Breite $b = 3,00 \text{ m}$
 Freibord (Höhendifferenz zw. Muldenoberkante und Wasserspiegel) $h_{\text{frei}} = 0,10 \text{ m}$
 Gesamtlänge $L_{\text{gesamt}} = 130,00 \text{ m}$

Längsneigung

Muldenoberkante $S_{\text{Oberkante}} = 1,00 \%$
 Muldensohle $S_{\text{Sohle}} = 1,00 \%$

Muldenparameter



Muldentiefe	$m_t =$	0,50 m	<i>Oben</i>	0,50 m	<i>Unten</i>
⇒ Wassertiefe	$w_t =$	0,08 m		0,40 m	
Wasserspiegelbreite	$b_{\text{Wsp}} =$	1,22 m		2,71 m	
Wasserquerschnittsfläche	$A_w =$	0,061 m ²		0,736 m ²	

Schwellen

Abstand $= 32,50 \text{ m}$
 Schwellenlänge = Länge der Verwaltung in der Schwelle $L_{\text{Schwelle}} = 4,20 \text{ m}$

Stauvolumen

Geplantes Stauvolumen

$$V = A_{\text{mittel}} * L * \text{Korr}$$

Ermittlung der Wasserquerschnittsfläche A

Wasserquerschnittsfläche am Muldenanfang	$A_{w, \text{Anfang}} =$	0,736 m ²
Wasserquerschnittsfläche am Muldenende	$A_{w, \text{Ende}} =$	0,061 m ²
mittlere Wasserquerschnittsfläche	$A_{\text{mittel}} =$	0,398 m ²

Muldenlänge L

$$L = 130,00 \text{ m}$$

Korrekturfaktor K

Der Stauraum steht im Bereich der Schwelle nicht zur Verfügung.
 Daher muss das Stauvolumen um den Längenanteil der Schwelle vermindert werden.

Schwellenabstand	$L_{\text{Schwellenabstand}} =$	32,50 m
Länge der Schwelle in der Muldensohle	$L_{\text{Schwelle}} =$	4,20 m
⇒ Länge der Stauraumes	$L_{\text{Stauraum}} =$	28,30 m
Korrekturfaktor =	$L_{\text{Stauraum}} / L_{\text{Schwellenabstand}} =$	$\text{Korr} = 87,1 \%$
⇒ geplantes Stauvolumen	$V_{\text{vorh.}} =$	45,1 m³
erforderliches Stauvolumen	$V_{\text{erf.}} =$	36,6 m ³

**Das geplante Stauvolumen ist
größer
als das erforderliche Stauvolumen**

Sickerfläche

vereinfachend wird die Sickerfläche mit der Wasseroberfläche gleichgesetzt

Wasseroberfläche

$$A = L * b_{\text{mittel}} * \text{Korr}$$

Länge L

Schwellenabstand	$L_{\text{Schwellenabstand}} =$	32,50 m
Länge der Schwelle	$L_{\text{Schwelle}} =$	4,20 m
Wasserspiegelbreite am Muldenanfang	$A_{w, \text{Anfang}} =$	2,713 m
Wasserspiegelbreite am Muldenende	$A_{w, \text{Ende}} =$	1,216 m
mittlere Wasserspiegelbreite	$b_{\text{mittel}} =$	1,964 m

Korrekturfaktor K

Korrekturfaktor =	$L_{\text{WSP-Oberfläche}} / L_{\text{Schwellenabstand}} =$	$K = 87,1 \%$
⇒ geplante Wasseroberfläche	$A_{\text{gepl.}} =$	222,4 m²
erforderliche Wasseroberfläche (Sickerfläche)	$A_{\text{erf.}} =$	222,0 m ²

**Die geplante Wasseroberfläche ist
größer
als die erforderliche Sickerfläche**

5.2.31 Entwässerungsabschnitt 31, A 73, Richtungsfahrbahn Suhl Bau-km 95+665 bis 95+800

5.2.31.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 31 zwischen Bau-km 95+665 und 95+800 im Bereich der Verkehrsflächen der Richtungsfahrbahn Suhl der A 73 anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette einer dränierten Versickerungsmulde (DVM 95-2L) mit Stauschwellen zugeführt. Der Abfluss in die Mulde wird zwischengespeichert und versickert. Durch die bewachsene Bodenzone erfolgt eine Reinigung. Es wird nur der Wasseranteil im Filter zum Querdurchlass DN 800 bei Bau-km 95+800 und weiter zum vorhandenen Vorflutgraben zum Leitenbach (Einleitungsstelle E7) abgeleitet, der vor Ort nicht versickert und verdunstet.

Für die technischen Rahmenbedingungen zur Anlage der dränierten Versickerungsmulde gelten die Festlegungen der REwS gemäß Ziffer 8.2.3.4.

In nachfolgender Tabelle wird die abflusswirksame Fläche A_U nach ATV A-138 mit mittleren Abflussbeiwerten ψ_m für die Dimensionierung der Sickermulde berechnet.

Tabelle 45: Wassermengenermittlung E31

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	mittlerer Abflussbeiwert	spezifische Versickerrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_m	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = l/(s*ha)$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = l/(s*ha)$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,171	0,9		0,154	2,3	18,3
2	Bankette	0,041	0,6		0,025	0,4	3,0
3	Rasenmulde	0,039	1	100	0,006	-3,3	0,7
4	Böschungen	0,014	1	100	0,002	-1,2	0,2
Summe:		0,265			0,187	-1,8	22,2

5.2.31.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung des Oberflächenwassers erfolgt durch die vorgesehene Sickerpassage. Die Filter unter der bewachsenen Oberbodenzone werden aus Sand oder einem Kies-Sand-Gemisch filterstabil hergestellt. Ein Vollsickerrohr im Filter verhindert, dass Stauwasser soweit ansteigt, dass das Straßenplanum vernässt (siehe auch Straßenquerschnitt Unterlage 14.2, Blatt 2, obere Abbildung).

5.2.31.3 Rückhaltung

Die Sickerpassage gewährleistet eine Abflussverminderung und für die Restabflüsse eine Abflussverzögerung und Kappung von Abflussspitzen, so dass hydraulische

Stoßbelastungen für den vorhandenen Vorflutgraben zum Leitenbach (Einleitungsstelle E7) vermieden werden.

Durch den Einbau von Stauschwellen kann ein ausreichend großes Rückhaltevolumen zur Zwischenspeicherung des Niederschlagswassers geschaffen werden (siehe auch Ziffer 10.8).

5.2.31.4 Bemessung der dränierten Versickerungsmulde DVM 95-2L

Die Bemessung wird gem. ATV A-138 durchgeführt:

A138 - Programm des Bayerischen Landesamtes für Umwelt

Version 01/2018

Höhen & Partner Ingenieuraktiengesellschaft, Bamberg

Muldenversickerung

Projekt : Lärmvorsorge AK Bamberg

Datum : 27.03.2023

Bemerkung : EZG 31

Bemessungsgrundlagen

Angeschlossene undurchlässige Fläche ohne genaue Flächenermittlung	A_U	:	1870	m ²
Abstand Geländeoberkante zum maßgebenden Grundwasserstand	h_{GW}	:	2	m
mittlere Versickerungsfläche	A_S	:	255	m ²
Durchlässigkeitsbeiwert der gesättigten Zone des Untergrundes	k_f	:	0,00001	m/s
Maximal zulässige Entleerungszeit für $n = 1$	$t_{E,max}$:	24	h
Zuschlagsfaktor gemäß DWA-A 117	f_Z	:	1,10	-

Starkregen nach: aus Datei

DWD StationRegendaten_KOSTRA2020_157_163.str

Räumlich interpoliert ?

Gauß-Krüger Koord. Rechtswert : m

Hochwert : m

Geogr. Koord. östl. Länge : ° ' "

nördl. Breite : ° ' "

Rasterfeldnr. KOSTRA-DWD-2010R horizontal

vertikal

Rasterfeldmittelpunkt liegt :

Überschreitungshäufigkeit

n : 1 1/a

Berechnungsergebnisse

Muldenvolumen	V_M	:	33,9	m ³
Einstauhöhe	z	:	0,13	m
Entleerungszeit für $n = 1$	t_E	:	7,4	h
Flächenbelastung	A_U/A_S	:	7,3	-
Zufluss	Q_{zu}	:	4,9	l/s
spezifische Versickerungsrate	q_S	:	6,8	l/(s·ha)
maßgebende Regenspende	$r_{D,n}$:	23,3	l/(s·ha)
maßgebende Regendauer	D	:	140	min

Warnungen und Hinweise

Keine vorhanden.

Abbildung 4: Bemessung dränierte Versickerungsmulde, Bau-km 95+665 – 95+800, Ost

In nachfolgender Berechnung werden die geometrischen Randbedingungen hinsichtlich des erforderlichen Stauvolumens und der notwendigen Sickerfläche nachgewiesen.

Lage

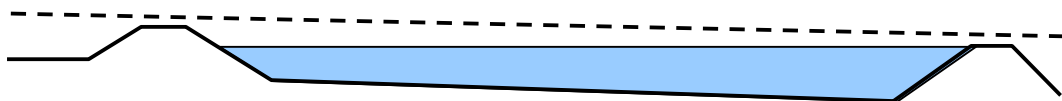
Einzugsgebiet **31**
 Streckenabschnitt Bau-km 95+665 bis Bau- km 95+800
 Straßenseite links

Anforderungen

erforderliches Stauvolumen in der Mulde $V_{\text{erf}} = 33,9 \text{ m}^3$
 erforderliche Versickerungsfläche = Wasserspiegeloberfläche $A_{\text{erf}} = 255,0 \text{ m}^2$

System

geneigte Muldensohle



Eingangsparameter

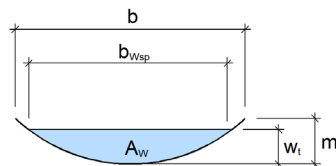
Mulde

Breite $b = 3,00 \text{ m}$
 Freibord (Höhendifferenz zw. Muldenoberkante und Wasserspiegel) $h_{\text{frei}} = 0,10 \text{ m}$
 Gesamtlänge $L_{\text{gesamt}} = 135,00 \text{ m}$

Längsneigung

Muldenoberkante $S_{\text{Oberkante}} = 0,60 \%$
 Muldensohle $S_{\text{Sohle}} = 0,60 \%$

Muldenparameter



Muldentiefe	$m_t =$	0,40 m	<i>Oben</i>	<i>Unten</i>
⇒ Wassertiefe	$w_t =$	0,12 m		0,30 m
Wasserspiegelbreite	$b_{\text{Wsp}} =$	1,68 m		2,62 m
Wasserquerschnittsfläche	$A_w =$	0,135 m ²		0,530 m ²

Schwellen

Abstand $= 30,00 \text{ m}$
 Schwellenlänge = Länge der Verwallung in der Schwelle $L_{\text{Schwelle}} = 3,40 \text{ m}$

Stauvolumen

Geplantes Stauvolumen

$$V = A_{\text{mittel}} * L * \text{Korr}$$

Ermittlung der Wasserquerschnittsfläche A

Wasserquerschnittsfläche am Muldenanfang	$A_{w, \text{Anfang}} =$	0,530 m ²
Wasserquerschnittsfläche am Muldenende	$A_{w, \text{Ende}} =$	0,135 m ²
mittlere Wasserquerschnittsfläche	$A_{\text{mittel}} =$	0,332 m ²

Muldenlänge L

$$L = 135,00 \text{ m}$$

Korrekturfaktor K

Der Stauraum steht im Bereich der Schwelle nicht zur Verfügung.

Daher muss das Stauvolumen um den Längenanteil der Schwelle vermindert werden.

Schwellenabstand	$L_{\text{Schwellenabstand}} =$	30,00 m
Länge der Schwelle in der Muldensohle	$L_{\text{Schwelle}} =$	3,40 m
⇒ Länge der Stauraumes	$L_{\text{Stauraum}} =$	26,60 m
Korrekturfaktor =	$L_{\text{Stauraum}} / L_{\text{Schwellenabstand}} =$	$\text{Korr} = 88,7 \%$
⇒ geplantes Stauvolumen	$V_{\text{vorh.}} =$	39,8 m³
erforderliches Stauvolumen	$V_{\text{erf.}} =$	33,9 m ³

**Das geplante Stauvolumen ist
größer
als das erforderliche Stauvolumen**

Sickerfläche

vereinfachend wird die Sickerfläche mit der Wasseroberfläche gleichgesetzt

Wasseroberfläche

$$A = L * b_{\text{mittel}} * \text{Korr}$$

Länge L

Schwellenabstand	$L_{\text{Schwellenabstand}} =$	30,00 m
Länge der Schwelle	$L_{\text{Schwelle}} =$	3,40 m
Wasserspiegelbreite am Muldenanfang	$A_{w, \text{Anfang}} =$	2,621 m
Wasserspiegelbreite am Muldenende	$A_{w, \text{Ende}} =$	1,684 m
mittlere Wasserspiegelbreite	$b_{\text{mittel}} =$	2,152 m

Korrekturfaktor K

Korrekturfaktor =	$L_{\text{WSP-Oberfläche}} / L_{\text{Schwellenabstand}} =$	$K = 88,7 \%$
⇒ geplante Wasseroberfläche	$A_{\text{gepl.}} =$	257,6 m²
erforderliche Wasseroberfläche (Sickerfläche)	$A_{\text{erf.}} =$	255,0 m ²

**Die geplante Wasseroberfläche ist
größer
als die erforderliche Sickerfläche**

5.2.32 Entwässerungsabschnitt 32, A 73, Richtungsfahrbahn Nürnberg Bau-km 95+660 bis 95+840

5.2.32.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 32 zwischen Bau-km 95+660 und 95+840 im Bereich der Verkehrsflächen der Richtungsfahrbahn Nürnberg der A 73 anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette einer dränen Versickerungsmulde (DVM 95-1R) mit Stauschwellen zugeführt. Der Abfluss in die Mulde wird zwischengespeichert und versickert. Durch die bewachsene Bodenzone erfolgt eine Reinigung. Es wird nur der Wasseranteil zum vorhandenen Vorflutgraben zum Leitenbach (Einleitungsstelle E7) abgeleitet, der vor Ort nicht versickert und verdunstet.

Für die technischen Rahmenbedingungen zur Anlage der dränen Versickerungsmulde gelten die Festlegungen der REwS gemäß Ziffer 8.2.3.4.

In nachfolgender Tabelle wird die abflusswirksame Fläche A_U nach ATV A-138 mit mittleren Abflussbeiwerten ψ_m für die Dimensionierung der Sickermulde berechnet.

Tabelle 46: Wassermengenermittlung E32

Ifd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	mittlerer Abflussbei- wert	spezifische Versickerrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_m	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = l/(s*ha)$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = l/(s*ha)$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,220	0,9		0,198	3,0	23,5
2	Bankette	0,043	0,6		0,026	0,4	3,1
3	Versickerungsmulde	0,054	1	100	0,009	-4,6	1,1
Summe:		0,317			0,233	-1,2	27,7

5.2.32.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung des Oberflächenwassers erfolgt durch die vorgesehene Sickerpassage. Die Filter unter der bewachsenen Oberbodenzone werden aus Sand oder einem Kies-Sand-Gemisch filterstabil hergestellt. Ein Vollsickerrohr im Filter verhindert, dass Stauwasser soweit ansteigt, dass das Straßenplanum vernässt (siehe auch Straßenquerschnitt Unterlage 14.2, Blatt 2, obere Abbildung).

5.2.32.3 Rückhaltung

Die Sickerpassage gewährleistet eine Abflussverminderung und für die Restabflüsse eine Abflussverzögerung und Kappung von Abflussspitzen, so dass hydraulische Stoßbelastungen für den vorhandenen Vorflutgraben zum Leitenbach (Einleitungsstelle E7) vermieden werden.

Durch den Einbau von Stauschwellen kann ein ausreichend großes Rückhaltevolumen zur Zwischenspeicherung des Niederschlagswassers geschaffen werden (siehe auch Ziffer 10.8).

5.2.32.4 Bemessung der dränierten Versickerungsmulde DVM 95-1R

Die Bemessung wird gem. ATV A-138 durchgeführt:

A138 - Programm des Bayerischen Landesamtes für Umwelt

Version 01/2018

Höhen & Partner Ingenieuraktiengesellschaft, Bamberg

Muldenversickerung

Projekt : Lärmvorsorge AK Bamberg

Datum : 27.03.2023

Bemerkung : EZG 32

Bemessungsgrundlagen

Angeschlossene undurchlässige Fläche ohne genaue Flächenermittlung	A_U	:	2330	m ²
Abstand Geländeoberkante zum maßgebenden Grundwasserstand	h_{GW}	:	2	m
mittlere Versickerungsfläche	A_S	:	320	m ²
Durchlässigkeitsbeiwert der gesättigten Zone des Untergrundes	k_f	:	0,00001	m/s
Maximal zulässige Entleerungszeit für $n = 1$	$t_{E,max}$:	24	h
Zuschlagsfaktor gemäß DWA-A 117	f_Z	:	1,10	-

Starkregen nach: aus Datei

DWD StationRegendaten_KOSTRA2020_157_163.str

Räumlich interpoliert ?

Gauß-Krüger Koord. Rechtswert : m

Hochwert : m

Geogr. Koord. östl. Länge : ° ' "

nördl. Breite : ° ' "

Rasterfeldnr. KOSTRA-DWD-2010R horizontal

vertikal

Rasterfeldmittelpunkt liegt :

Überschreitungshäufigkeit

n : 1 1/a

Berechnungsergebnisse

Muldenvolumen	V_M	:	42,2	m ³
Einstauhöhe	z	:	0,13	m
Entleerungszeit für $n = 1$	t_E	:	7,3	h
Flächenbelastung	A_U/A_S	:	7,3	-
Zufluss	Q_{zu}	:	6,3	l/s
spezifische Versickerungsrate	q_S	:	6,9	l/(s·ha)
maßgebende Regenspende	$r_{D,n}$:	23,9	l/(s·ha)
maßgebende Regendauer	D	:	135	min

Warnungen und Hinweise

Keine vorhanden.

Abbildung 5: Bemessung dränierte Versickerungsmulde, Bau-km 95+665 – 95+800, Ost

In nachfolgender Berechnung werden die geometrischen Randbedingungen hinsichtlich des erforderlichen Stauvolumens und der notwendigen Sickerfläche nachgewiesen.

Lage

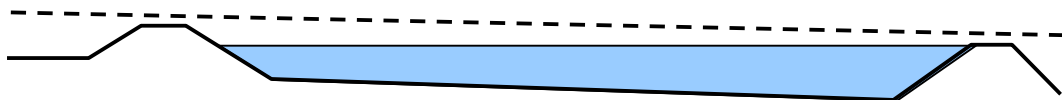
Einzugsgebiet	31
Streckenabschnitt	Bau-km 95+665 bis Bau- km 95+800
Straßenseite	links

Anforderungen

erforderliches Stauvolumen in der Mulde	$V_{\text{erf}} =$	33,9 m³
erforderliche Versickerungsfläche = Wasserspiegeloberfläche	$A_{\text{erf}} =$	255,0 m²

System

geneigte Muldensohle



Eingangsparameter

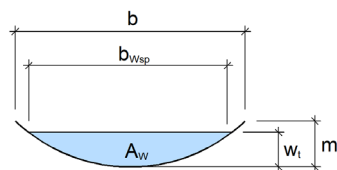
Mulde

Breite	$b =$	3,00 m
Freibord (Höhendifferenz zw. Muldenoberkante und Wasserspiegel)	$h_{\text{frei}} =$	0,10 m
Gesamtlänge	$L_{\text{gesamt}} =$	135,00 m

Längsneigung

Muldenoberkante	$S_{\text{Oberkante}} =$	0,60 %
Muldensohle	$S_{\text{Sohle}} =$	0,60 %

Muldenparameter



Muldentiefe	$m_t =$	0,40 m	<i>Oben</i>	<i>Unten</i>
⇒ Wassertiefe	$w_t =$	0,12 m		0,30 m
Wasserspiegelbreite	$b_{\text{Wsp}} =$	1,68 m		2,62 m
Wasserquerschnittsfläche	$A_w =$	0,135 m ²		0,530 m ²

Schwellen

Abstand	$=$	30,00 m
Schwellenlänge = Länge der Verwallung in der Schwelle	$L_{\text{Schwelle}} =$	3,40 m

Stauvolumen

Geplantes Stauvolumen

$$V = A_{\text{mittel}} * L * \text{Korr}$$

Ermittlung der Wasserquerschnittsfläche A

Wasserquerschnittsfläche am Muldenanfang	$A_{w, \text{Anfang}} =$	0,530 m ²
Wasserquerschnittsfläche am Muldenende	$A_{w, \text{Ende}} =$	0,135 m ²
mittlere Wasserquerschnittsfläche	$A_{\text{mittel}} =$	0,332 m ²

Muldenlänge L

$$L = 135,00 \text{ m}$$

Korrekturfaktor K

Der Stauraum steht im Bereich der Schwelle nicht zur Verfügung.
 Daher muss das Stauvolumen um den Längenanteil der Schwelle vermindert werden.

Schwellenabstand	$L_{\text{Schwellenabstand}} =$	30,00 m
Länge der Schwelle in der Muldensohle	$L_{\text{Schwelle}} =$	3,40 m
⇒ Länge der Stauraumes	$L_{\text{Stauraum}} =$	26,60 m
Korrekturfaktor =	$L_{\text{Stauraum}} / L_{\text{Schwellenabstand}} =$	$\text{Korr} = 88,7 \%$
⇒ geplantes Stauvolumen	$V_{\text{vorh.}} =$	39,8 m³
erforderliches Stauvolumen	$V_{\text{erf.}} =$	33,9 m ³

**Das geplante Stauvolumen ist
 größer
 als das erforderliche Stauvolumen**

Sickerfläche

vereinfachend wird die Sickerfläche mit der Wasseroberfläche gleichgesetzt

Wasseroberfläche

$$A = L * b_{\text{mittel}} * \text{Korr}$$

Länge L

Schwellenabstand	$L_{\text{Schwellenabstand}} =$	30,00 m
Länge der Schwelle	$L_{\text{Schwelle}} =$	3,40 m
Wasserspiegelbreite am Muldenanfang	$A_{w, \text{Anfang}} =$	2,621 m
Wasserspiegelbreite am Muldenende	$A_{w, \text{Ende}} =$	1,684 m
mittlere Wasserspiegelbreite	$b_{\text{mittel}} =$	2,152 m

Korrekturfaktor K

Korrekturfaktor =	$L_{\text{WSP-Oberfläche}} / L_{\text{Schwellenabstand}} =$	$K = 88,7 \%$
⇒ geplante Wasseroberfläche	$A_{\text{gepl.}} =$	257,6 m²
erforderliche Wasseroberfläche (Sickerfläche)	$A_{\text{erf.}} =$	255,0 m ²

**Die geplante Wasseroberfläche ist
 größer
 als die erforderliche Sickerfläche**

5.2.33 Entwässerungsabschnitt 33, A 73, Richtungsfahrbahn Suhl Bau-km 95+800 bis 96+400

5.2.33.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 33 zwischen Bau-km 95+800 und 96+400 im Bereich der Verkehrsflächen der Richtungsfahrbahn Suhl der A 73 anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette einer dränierten Versickerungsmulde (DVM 96-1L) mit Stauschwellen zugeführt. Der Abfluss in die Mulde wird zwischengespeichert und versickert. Durch die bewachsene Bodenzone erfolgt eine Reinigung. Es wird nur der Wasseranteil über den neuen Querdurchlass DN 500 bei Bau-km 96+320 zum Leitenbach (Einleitungsstelle E8) abgeleitet, der vor Ort nicht versickert und verdunstet.

Für die technischen Rahmenbedingungen zur Anlage der dränierten Versickerungsmulde gelten die Festlegungen der REwS gemäß Ziffer 8.2.3.4.

In nachfolgender Tabelle wird die abflusswirksame Fläche A_U nach ATV A-138 mit mittleren Abflussbeiwerten ψ_m für die Dimensionierung der Sickermulde berechnet.

Tabelle 47: Wassermengenermittlung E33

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	mittlerer Abflussbeiwert	spezifische Versickerrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_m	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = l/(s*ha)$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = l/(s*ha)$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,735	0,9		0,662	9,9	78,7
2	Bankette	0,093	0,6		0,056	0,8	6,7
3	Versickermulde	0,171	1	100	0,027	-14,5	3,2
4	Einschnittsböschung	0,295	1	100	0,047	-25,1	5,6
Summe:		1,294			0,792	-28,9	94,2

5.2.33.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung des Oberflächenwassers erfolgt durch die vorgesehene Sickerpassage. Die Filter unter der bewachsenen Oberbodenzone werden aus Sand oder einem Kies-Sand-Gemisch filterstabil hergestellt. Ein Vollsickerrohr im Filter verhindert, dass Stauwasser soweit ansteigt, dass das Straßenplanum vernässt (siehe auch Straßenquerschnitt Unterlage 14.2, Blatt 2, obere Abbildung).

5.2.33.3 Rückhaltung

Die Sickerpassage gewährleistet eine Abflussverminderung und für die Restabflüsse eine Abflussverzögerung und Kappung von Abflussspitzen, so dass hydraulische

Stoßbelastungen für den Leitenbach (Einleitungsstelle E8) vermieden werden. Weitere Erläuterungen zu dieser Einleitung siehe Ziffer 5.2.34.3.

Durch den Einbau von Stauschwellen kann ein ausreichend großes Rückhaltevolumen zur Zwischenspeicherung des Niederschlagswassers geschaffen werden.

5.2.33.4 Bemessung der dränenen Versickerungsmulde DVM 96-1L

Die Bemessung wird gem. ATV A-138 durchgeführt:

A138 - Programm des Bayerischen Landesamtes für Umwelt
Höhen & Partner Ingenieuraktiengesellschaft, Bamberg

Version 01/2018

Muldenversickerung

Projekt : Lärmvorsorge AK Bamberg
Bemerkung : EZG 33

Datum : 27.03.2023

Bemessungsgrundlagen

Angeschlossene undurchlässige Fläche ohne genaue Flächenermittlung	A_U	:	7920	m ²
Abstand Geländeoberkante zum maßgebenden Grundwasserstand	h_{GW}	:	2	m
mittlere Versickerungsfläche	A_S	:	1270	m ²
Durchlässigkeitsbeiwert der gesättigten Zone des Untergrundes	k_f	:	0,00001	m/s
Maximal zulässige Entleerungszeit für $n = 1$	$t_{E,max}$:	24	h
Zuschlagsfaktor gemäß DWA-A 117	f_Z	:	1,10	-

Starkregen nach: aus Datei

DWD StationRegendaten_KOSTRA2020_157_163.str
Gauß-Krüger Koord. Rechtswert : m
Geogr. Koord. östl. Länge : ° ' "
Rasterfeldnr. KOSTRA-DWD-2010R horizontal
Rasterfeldmittelpunkt liegt :
Überschreitungshäufigkeit

Räumlich interpoliert ?
Hochwert : m
nördl. Breite : ° ' "
vertikal
n : 1 1/a

Berechnungsergebnisse

Muldenvolumen	V_M	:	139,8	m ³
Einstauhöhe	z	:	0,11	m
Entleerungszeit für $n = 1$	t_E	:	6,1	h
Flächenbelastung	A_U/A_S	:	6,2	-
Zufluss	Q_{zu}	:	25,6	l/s
spezifische Versickerungsrate	q_S	:	8,0	l/(s·ha)
maßgebende Regenspende	$r_{D,n}$:	27,9	l/(s·ha)
maßgebende Regendauer	D	:	110	min

Warnungen und Hinweise

Keine vorhanden.

Abbildung 6: Bemessung dränenen Versickerungsmulde, Bau-km 95+800 – 95+370, Ost

In nachfolgender Berechnung werden die geometrischen Randbedingungen hinsichtlich des erforderlichen Stauvolumens und der notwendigen Sickerfläche nachgewiesen.

Lage

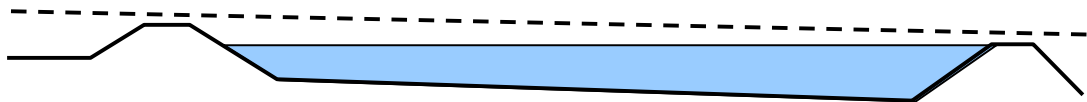
Einzugsgebiet		33
Streckenabschnitt	Bau-km 95+800 bis Bau- km 96+370	
Straßenseite		links

Anforderungen

erforderliches Stauvolumen in der Mulde	$V_{\text{erf}} =$	139,8 m³
erforderliche Versickerungsfläche = Wasserspiegeloberfläche	$A_{\text{erf}} =$	1.270,0 m²

System

geneigte Muldensohle



Eingangsparameter

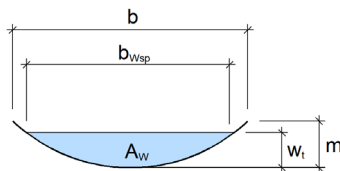
Mulde

Breite	$b =$	3,00 m
Freibord (Höhendifferenz zw. Muldenoberkante und Wasserspiegel)	$h_{\text{frei}} =$	0,10 m
Gesamtlänge	$L_{\text{gesamt}} =$	570,00 m

Längsneigung

Muldenoberkante	$S_{\text{Oberkante}} =$	0,05 %
Muldensohle	$S_{\text{Sohle}} =$	0,05 %

Muldenparameter



		<i>Oben</i>	<i>Unten</i>
Muldentiefe	$m_t =$	0,30 m	0,30 m
⇒ Wassertiefe	$w_t =$	0,17 m	0,20 m
Wasserspiegelbreite	$b_{Wsp} =$	2,31 m	2,47 m
Wasserquerschnittsfläche	$A_w =$	0,271 m ²	0,330 m ²

Schwellen

Abstand	$=$	50,00 m
Schwellenlänge = Länge der Verwaltung in der Schwelle	$L_{\text{Schwelle}} =$	2,60 m

Stauvolumen

Geplantes Stauvolumen

$$V = A_{\text{mittel}} \cdot L \cdot \text{Korr}$$

Ermittlung der Wasserquerschnittsfläche A

Wasserquerschnittsfläche am Muldenanfang	$A_{w, \text{Anfang}} =$	0,330 m ²
Wasserquerschnittsfläche am Muldenende	$A_{w, \text{Ende}} =$	0,271 m ²
mittlere Wasserquerschnittsfläche	$A_{\text{mittel}} =$	0,301 m ²

Muldenlänge L

$$L = 570,00 \text{ m}$$

Korrekturfaktor K

Der Stauraum steht im Bereich der Schwelle nicht zur Verfügung.
 Daher muss das Stauvolumen um den Längenanteil der Schwelle vermindert werden.

Schwellenabstand	$L_{\text{Schwellenabstand}} =$	50,00 m
Länge der Schwelle in der Muldensohle	$L_{\text{Schwelle}} =$	2,60 m
⇒ Länge der Stauraumes	$L_{\text{Stauraum}} =$	47,40 m
Korrekturfaktor = $L_{\text{Stauraum}} / L_{\text{Schwellenabstand}} =$	$\text{Korr} =$	94,8 %
⇒ geplantes Stauvolumen	$V_{\text{vorh.}} =$	162,4 m³
erforderliches Stauvolumen	$V_{\text{erf.}} =$	139,8 m ³

**Das geplante Stauvolumen ist
 größer
 als das erforderliche Stauvolumen**

Sickerfläche

vereinfachend wird die Sickerfläche mit der Wasseroberfläche gleichgesetzt

Wasseroberfläche

$$A = L \cdot b_{\text{mittel}} \cdot \text{Korr}$$

Länge L

Schwellenabstand	$L_{\text{Schwellenabstand}} =$	50,00 m
Länge der Schwelle	$L_{\text{Schwelle}} =$	2,60 m
Wasserspiegelbreite am Muldenanfang	$A_{w, \text{Anfang}} =$	2,466 m
Wasserspiegelbreite am Muldenende	$A_{w, \text{Ende}} =$	2,310 m
mittlere Wasserspiegelbreite	$b_{\text{mittel}} =$	2,388 m

Korrekturfaktor K

Korrekturfaktor = $L_{\text{WSP-Oberfläche}} / L_{\text{Schwellenabstand}} =$	$K =$	94,8 %
⇒ geplante Wasseroberfläche	$A_{\text{gepl.}} =$	1.290,4 m²
erforderliche Wasseroberfläche (Sickerfläche)	$A_{\text{erf.}} =$	1.270,0 m ²

**Die geplante Wasseroberfläche ist
 größer
 als die erforderliche Sickerfläche**

5.2.34 Entwässerungsabschnitt 34, A 73, Richtungsfahrbahn Nürnberg Bau-km 95+800 bis 96+400

5.2.34.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 34 zwischen Bau-km 95+800 und 96+400 im Bereich der Verkehrsflächen der Richtungsfahrbahn Nürnberg der A 73 anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette und Dammböschungen einer 3 m breiten Rasenmulde zugeführt. Durch die bewachsene Bodenzone auf Böschung und Mulde erfolgt eine Reinigung. Es wird nur der Wasseranteil zum Leitenbach abgeleitet, der vor Ort nicht versickert und verdunstet.

Tabelle 48: Wassermengenermittlung E34

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbei- wert	spezifische Versickerate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,677	0,9		0,609	9,1	72,4
2	Bankette	0,082	1	10	0,075	0,4	8,9
3	Rasenmulde	0,164	1	100	0,026	-13,9	3,1
4	Dammböschung	0,063	1	100	0,010	-5,4	1,2
Summe:		0,986			0,720	-9,8	85,6

5.2.34.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-9,8 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.34.3 Rückhaltung

In nachfolgender Berechnung wird der maximal zulässige Drosselabfluss für den Leitenbach als großer Flachlandbach in Bezug auf die Einleitung der beiden Entwässerungsabschnitte 33 und 34 bestimmt und mit der geplanten Einleitungsmenge verglichen, um festzustellen, ob eine zusätzliche Rückhaltung erforderlich wird.

Bemessungsgrundlage

Regenspende $r_{15 (n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$

Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Flächen:

Entwässerungsabschnitt 33 $A_{u E 33} = 1,037 \text{ ha}^*)$

Entwässerungsabschnitt 34 $A_{u E 34} = 0,720 \text{ ha}$

Summe: $A_u = 1,757 \text{ ha}$

*) Bei der Flächenermittlung zu A_u wurde im Gegensatz zur Tabelle 46 hier auch der Mittelstreifen berücksichtigt

Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{15; n=1}$

Entwässerungsabschnitt 33 $Q_{E 33} = 123,3 \text{ l/s}$

Entwässerungsabschnitt 34 $Q_{E 34} = 85,6 \text{ l/s}$

Summe: $Q = 208,9 \text{ l/s}$

Ermittlung der Drosselabflussspenden

nach DWA-M 153

Typ des Vorflutgewässers: großer Flachlandbach

Zulässiger Regenabflussspende: $q_r = 120 \text{ l/(s * ha)}$

"Undurchlässige" Fläche: $A_u = 1,757 \text{ ha}$

Maximal zulässiger Drosselabfluss: $Q_{dr} = q_r * A_u \text{ l/s}$

$Q_{dr} = 210,8 \text{ l/s}$

Immissionsprinzip nach Kap. 6.3.2 Maximalabfluss:

bekannter Mittelwasserabfluss: $MQ = 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$

Angabe WWA
vom 11.10.2022

1-jähriger Hochwasserabfluss: $HQ_1 = 24,2 \text{ m}^3/\text{s}$

Angabe WWA
vom 27.05.2021

Einleitungswert nach Tabelle 4 (DWA-M 153) : $e_w = 2$

Maximal zulässiger Abfluss: $Q_{dr,max} = 2000,0 \text{ l/s}$

Ermittlung der Einleitungsmengen

Bestimmung Abfluss aus Einzugsgebieten:

Spezifischen Versickerrate der Versickermulde in E 33: $q_s = 8,5 \text{ l/(s*ha)}$

Fläche E 33: $A_{u E 33} = 1,037 \text{ ha}$

Abfluss E 33 über dränierte Versickermulde: $Q_{dr E 33} = 8,8 \text{ l/s}$

Abfluss E 34 über Rasenmulde: $Q_{EZG 34 \text{ ungedrosselt}} = 85,6 \text{ l/s}$

Summe der Abflüsse und Einleitungsmenge: $Q_{Einleit (E8)} = 94,4 \text{ l/s}$

Differenz zum maximal zulässigen Drosselabfluss: $-116,4 \text{ l/s}$

Ergebnis

Ergebnis: **Keine Rückhaltung erforderlich**

5.2.35 Entwässerungsabschnitt 35, A 73

Richtungsfahrbahn Suhl Bau-km 96+400 bis 96+773

5.2.35.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 35 zwischen Bau-km 96+400 und 96+773 (RF Suhl) im Bereich der Verkehrsflächen der A 73 anfallende Oberflächenwasser wird über Rinnen und Straßenabläufe, aufgrund der im Osten geplanten Lärmschutzwand, sowie dichten Rohrleitungen gesammelt und dem Absetz- und Regenrückhaltebecken 96-1R zugeführt.

Nach Behandlung und Rückhaltung wird es anschließend über einen neuen Durchlass DN 600 unter der vorhandenen Kreisstraße BA 5 dem Leitenbach (Einleitungsstelle E9) zugeführt.

Technische Details zur Behandlungs- und Rückhalteinlage sind der Unterlage 8.2, Blatt 5 zu entnehmen.

Tabelle 49: Wassermengenermittlung E35

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickerrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,606	0,9		0,545	8,2	64,8
2	Bankett und Mittelstreifen	0,167	1	10	0,153	0,8	18,2
Summe:		0,773			0,698	9,0	83,0

5.2.35.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung erfolgt über ein neues Absetzbecken (ASB 96-1R) aus Stahlbeton an der Südseite der Kreisstraße BA 5 bei Bau-km 96+442.

Tabelle 50: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 96-1R

Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Mittlere Abtrags- fracht AFS63	Behandlungsanlage		Wirkungs- grad AFS63 der Behand- lungs- anlage	Behand- lungziel Feststoff- fracht AFS63	Einge- brachte Fest- stoff- fracht AFS63	Behandlungs- ziel
		[kg/(ha*a)]	Art	Nr.				
A 73 RF Suhl 96+400 bis 96+773	Kategorie III Straße mit DTV > 15.000 Kfz/d	550	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ASB 96-1R	70	≤ 280	165	erreicht

5.2.35.3 Absetzbecken mit optimiertem Zulauf (ASB 96-1R)

Gemäß Bemessung ist eine Oberfläche von $A_{\text{erf}} = 33 \text{ m}^2$ erforderlich. Das Betonbecken wird mit einer Dauerstautiefe von mindestens 2,0 m vorgesehen.

Das Absetzbecken wird mit einer Oberflächenbeschickung von 9 m/h dimensioniert, um den Eintrag von Feinstoffen in den Vorfluter zu minimieren.

Gewählte Abmessungen:

$$L_{\text{gew}} = 10,50 \text{ m}$$

$$B_{\text{gew}} = 3,50 \text{ m}$$

$$A_{\text{gew}} = 36,8 \text{ m}^2$$

Der Zulauf zum ASB wird so gestaltet, dass der zuführende Kanal zur Hälfte durch den Dauerstau eingestaut ist. Damit kann auch bei hohen Durchflüssen der Austrag von abgesetzten Stoffen aus dem Becken vermieden werden.

Vor dem Ablauf des Beckens wird eine Tauchwand vorgesehen. Unter Ansatz von 30 m^3 Öl ergibt sich eine Ölschichtdicke von 0,95 m. Das Mindestrückhaltevolumen von 5 m^3 wird zur Verfügung gestellt.

Die Höhe des Schlammammelraumes des Beckens wird mit einer Höhe von 0,20 m angesetzt. Hierdurch steht ein Volumen für den Schlammammelraum von $V_{\text{SR}} = 7,4 \text{ m}^3$ zur Verfügung. Durch die Anlage von Absperrschiebern kann bei Unfällen und Wartungsarbeiten der Beckenablauf unterbrochen werden. Darüber hinaus ist der Bau eines Umlaufkanals aus Wartungsgründen vorgesehen.

Das Becken erhält mehrere Steigleitern als Zugangsmöglichkeit im entleerten Zustand und Rettungsmöglichkeit im gefüllten Zustand. Ebenso wird eine Kleintierausstiegshilfe vorgesehen.

5.2.35.4 Regenrückhaltebecken (RRB 96-1R)

Zur Rückhaltung des anfallenden Oberflächenwassers aus dem Entwässerungsabschnitt 35 wird in Anschluss an das Absetzbecken ein ungedichtetes, begrüntes Regenrückhaltebecken als Trockenbecken in Erdbauweise errichtet. In dieses Becken wird auch der Entwässerungsabschnitt 36 direkt eingeleitet. Die Richtungsfahrbahn Nürnberg entwässert hier breitflächig über Bankett und einer hohen Dammböschung.

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis für diesen rd. 370 m langen Abschnitt ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-10,1 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

Gem. Immissionsprinzip nach Kapitel 6.3.2 des M 153 beträgt der maximal zulässige Drosselabfluss im Leitenbach unter Ansatz eines Einleitungswertes $e_w = 2 \cdot 160,4$ l/s.

Der gewählte maximale Drosselabfluss wird auf 126,0 l/s begrenzt.

Das Regenrückhaltebecken wird auf ein 5-jähriges Regenereignis bemessen.

Zulauf: $Q_{zu(n=1)} = 159,1$ l/s

Rückhaltevolumen erforderlich: $V_{(erf.)} = 132$ m³

Rückhaltevolumen geplant: $V_{(gepl.)} = 195$ m³

Drosselabfluss: $Q_{(Drossel, max.)} = 126,0$ l/s

Der Ablauf erfolgt über ein Auslaufbauwerk mit Drossel und Absperrschieber, um im Havariefall die Anlage vollständig schließen zu können. Als Notentlastung ist im Bauwerk eine Notüberlaufschwelle vorgesehen. Der gedrosselte Ablauf erfolgt über einen neuen Querdurchlass DN 600 zum Leitenbach (Einleitungsstelle E8).

Die Zufahrt zur Beckenanlage erfolgt über einen vorhandenen öffentlichen Feld- und Waldweg mit Anbindung an die Kreisstraße.

5.2.36 Entwässerungsabschnitt 36, A 73, Richtungsfahrbahn Nürnberg Bau-km 96+400 bis 96+773

5.2.36.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 36 zwischen Bau-km 96+400 und 96+773 im Bereich der Verkehrsflächen der Richtungsfahrbahn Nürnberg der A 73 anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette oberflächlich abgeleitet und versickert in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen.

Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Böschungs- und Nebenflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser über einen Dammfußgraben in das begrünte Regenrückhaltebecken 96-1R.

Tabelle 51: Wassermengenermittlung E36

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbei- wert	spezifische Versickerrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,510	0,9		0,459	6,9	54,6
2	Bankette	0,161	1	10	0,147	0,8	17,5
3	Nebenflächen	0,019	1	100	0,003	-1,6	0,4
4	Dammböschung	0,190	1	100	0,030	-16,2	3,6
Summe:		0,880			0,639	-10,1	76,1

5.2.36.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-10,1 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.36.3 Rückhaltung

Die geplante Dammfußmulde wird bis zum Regenrückhaltebecken RRB 96-1R geführt.

Bei der Größenfestlegung des Rückhaltevolumens wurden die beiden Entwässerungsabschnitte 35 und 36 berücksichtigt (siehe auch Ziffer 5.2.35.4).

5.2.37 Entwässerungsabschnitt 37, A 73

Richtungsfahrbahn Suhl Bau-km 96+773 bis 96+973

5.2.37.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 37 zwischen Bau-km 96+773 und 96+973 im Bereich der Verkehrsflächen der A 73 anfallende Oberflächenwasser wird über Rinnen, aufgrund der im Osten geplanten Lärmschutzwand, Rasenmulden und Muldenabläufe sowie dichten Rohrleitungen gesammelt und dem Absetz- und Regenrückhaltebecken 96-2L zugeführt.

Nach Behandlung und Rückhaltung wird es anschließend über einen neuen Durchlass DN 1600 unter der A 73 dem Stögicktbach (Einleitungsstelle E10) zugeführt.

Technische Details zur Behandlungs- und Rückhalteanlage sind der Unterlage 8.2, Blatt 6 zu entnehmen.

Tabelle 52: Wassermengenermittlung E37

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,702	0,9		0,632	9,5	75,1
2	Bankette und Mittelstreifen	0,174	1	10	0,159	0,9	18,9
3	Rasenmulde	0,042	1	100	0,007	-3,6	0,8
Summe:		0,918			0,798	6,8	94,8

5.2.37.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung erfolgt über ein neues Absetzbecken (ASB 96-2L) aus Stahlbeton auf der Ostseite der A 73 bei Bau-km 96+870.

Tabelle 53: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 96-2L

Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Mittlere Abtrags- fracht AFS63	Behandlungsanlage		Wirkungs- grad AFS63 der Behand- lungs- anlage	Behand- lungziel Feststoff- fracht AFS63	Einge- brachte Fest- stoff- fracht AFS63	Behandlungs- ziel
			Art	Nr.				
		[kg/(ha*a)]			[%]	[kg/(ha*a)]	[kg/(ha*a)]	
A 73 RF Suhl 96+773 bis 96+973	Kategorie II Straße mit DTV ≥ 2.000 Kfz/d bis ≤ 15.000 Kfz/d	360	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ASB 96-2L	70	≤ 280	108	erreicht

5.2.37.3 Absetzbecken mit optimiertem Zulauf (ASB 96-2L)

Gemäß Bemessung ist eine Oberfläche von $A_{\text{erf}} = 38 \text{ m}^2$ erforderlich. Das Betonbecken wird mit einer Dauerstautiefe von mindestens 2,0 m vorgesehen.

Das Absetzbecken wird mit einer Oberflächenbeschickung von 9 m/h dimensioniert, um den Eintrag von Feinstoffen in den Vorfluter zu minimieren.

Gewählte Abmessungen:

$$L_{\text{gew}} = 11,25 \text{ m}$$

$$B_{\text{gew}} = 3,75 \text{ m}$$

$$A_{\text{gew}} = 42,2 \text{ m}^2$$

Der Zulauf zum ASB wird so gestaltet, dass der zuführende Kanal zur Hälfte durch den Dauerstau eingestaut ist. Damit kann auch bei hohen Durchflüssen der Austrag von abgesetzten Stoffen aus dem Becken vermieden werden.

Vor dem Ablauf des Beckens wird eine Tauchwand vorgesehen. Unter Ansatz von 30 m³ Öl ergibt sich eine Ölschichtdicke von 0,82 m. Das Mindestrückhaltevolumen von 5 m³ wird zur Verfügung gestellt.

Die Höhe des Schlammammelraumes des Beckens wird mit einer Höhe von 0,20 m angesetzt. Hierdurch steht ein Volumen für den Schlammammelraum von VSR = 8,4 m³ zur Verfügung. Durch die Anlage von Absperrschiebern kann bei Unfällen und Wartungsarbeiten der Beckenablauf unterbrochen werden. Darüber hinaus ist der Bau eines Umlaufkanals aus Wartungsgründen vorgesehen.

Das Becken erhält mehrere Steigleitern als Zugangsmöglichkeit im entleerten Zustand und Rettungsmöglichkeit im gefüllten Zustand. Ebenso wird eine Kleintierausstiegshilfe vorgesehen.

5.2.37.4 Regenrückhaltebecken (RRB 96-2L)

Aufgrund der Leistungsfähigkeit des Vorfluters Stöckigtbach wäre ausschließlich für den Entwässerungsabschnitt 37 kein Regenrückhaltebecken erforderlich. Im westlichen Entwässerungsabschnitt 38 ist eine breitflächige Ableitung des Oberflächenwassers über Bankett in die hohen Dammböschungen möglich. Dort wird das Wasser über die belebte Bodenzone gereinigt und gelangt über eine Dammfußmulde in den Stöckigtbach ohne besondere Rückhaltung.

Aufgrund dieses Umstandes wird für den Entwässerungsabschnitt 37 ein Regenrückhaltebecken mit einem gewählten maximalen Drosselabfluss von 79,2 l/s angeordnet.

Das Regenrückhaltebecken wird auf ein 5-jähriges Regenereignis bemessen. Bei der Bemessung wurde die beiden Entwässerungsabschnitte 37 und 38 rechnerisch zusammengefasst.

Zulauf (EZG 37): $Q_{zu(n=1)} = 94,8 \text{ l/s}$

Rückhaltevolumen erforderlich: $V_{(erf.)} = 122 \text{ m}^3$

Rückhaltevolumen geplant: $V_{(gepl.)} = 130 \text{ m}^3$

Drosselabfluss: $Q_{(Drossel, max.)} = 79,2 \text{ l/s}$

Der Ablauf erfolgt über ein Auslaufbauwerk mit Drossel und Absperrschieber, um im Havariefall die Anlage vollständig schließen zu können. Als Notentlastung ist im Bau-

werk eine Notüberlaufschwelle vorgesehen. Der gedrosselte Ablauf erfolgt über einen neuen Querdurchlass DN 1600 zum Stöckigtbach (Einleitungsstelle E10).

Die Zufahrt zur Beckenanlage erfolgt über vorhandene und neue öffentliche Feld- und Waldwege mit Anbindung an die Kreisstraße BA 4.

5.2.38 Entwässerungsabschnitt 38, A 73, Richtungsfahrbahn Nürnberg Bau-km 96+773 bis 96+973

5.2.38.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 38 zwischen Bau-km 96+773 und 96+973 im Bereich der Verkehrsflächen der Verteilerfahrbahn West der A 73 anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette oberflächlich abgeleitet und versickert in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen.

Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Böschungs- und Nebenflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser über einen Dammfußgraben in das alte Bachbett des Stöckigtbaches und von dort weiter in den verlegten Stöckigtbach (Einleitungsstelle E10).

Tabelle 54: Wassermengenermittlung E38

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickerrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,177	0,9		0,159	2,4	18,9
2	Bankette	0,041	1	10	0,038	0,2	4,5
3	Rasenmulde	0,040	1	100	0,006	-3,4	0,7
4	Dammböschung	0,144	1	100	0,023	-12,2	2,7
Summe:		0,402			0,226	-13,0	26,8

5.2.38.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-13,0 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.38.3 Rückhaltung

Wie unter Ziffer 5.2.37.4 dargelegt, wurde die für die beiden Entwässerungsabschnitte 37 und 38 das Regenrückhaltebecken 96-2L vorgesehen. Auf eine eigenständige Rückhaltung für den Abschnitt 38 wurde aus Gründen der Eingriffsminimierung verzichtet.

5.2.39 Entwässerungsabschnitt 39, A 73 Bau-km 97+560 bis 98+795

5.2.39.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 39 zwischen Bau-km 97+560 und 98+795 im Bereich der Verkehrsflächen der A 73 anfallende Oberflächenwasser wird über Rinnen und Straßenabläufe, Rasenmulden und Muldenabläufe sowie dichten Rohrleitungen gesammelt und dem Absetzbecken 98-1R zugeführt. Hierfür wird bei Bau-km 98+614 ein Düker im Zuge der neuen Straßenentwässerung zur Querung des Seebaches erforderlich.

Nach der Reinigung des Wassers in der Behandlungsanlage gelangt es über das Regenrückhaltebecken 98-1R in einen bestehenden Vorflutkanal DN 500. Dieser mündet in einen bestehenden Graben zum Seebach (Einleitungsstelle E 12). Der Seebach ist ab der Einleitungsstelle verrohrt und fließt weiter in Richtung Südwesten.

Tabelle 55: Wassermengenermittlung E39

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,494	0,9		0,445	6,7	52,9
2	Fahrbahnen OPA	3,384	0,6		2,030	30,5	241,4
3	Bankette, Mittelstreifen	1,213	1	10	1,111	6,1	132,1
4	Rasenmulde	0,071	1	100	0,011	-6,0	1,3
5	Nebenflächen	0,179	1	100	0,028	0,0	3,3
6	Gabionenwand Vorderseite	0,075	0,9		0,068	1,0	8,1
Summe:		5,416			3,693	38,3	439,1

5.2.39.2 Behandlungserfordernis

Die Behandlung erfolgt über ein neues Absetzbecken (ASB 98-1R), welches nördlich des vorhandenen Erdbeckens RRB 97-1R angeordnet wird.

Weitere technische Details sind der Unterlage 8.2, Blatt 10 zu entnehmen.

Tabelle 56: Nachweis des Wirkungsgrades ASB 98-1R

Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Mittlere Abtragsfracht AFS63	Behandlungsanlage		Wirkungsgrad AFS63 der Behandlungsanlage	Behandlungziel Feststofffracht AFS63	Eingebrachte Feststofffracht AFS63	Behandlungsziel
			Art	Nr.				
		[kg/(ha*a)]			[%]	[kg/(ha*a)]	[kg/(ha*a)]	
A 73 97+560 bis 98+795	Kategorie III Straße mit DTV > 15.000 Kfz/d	550	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ASB 98-1R	70	≤ 280	165	erreicht

Ein verbesserter Wirkungsgrad der Reinigung für die Einleitung in den kleinen Seebach wäre nur durch Anlage einer Retentionsbodenfilteranlage möglich. Aufgrund der bestehenden Höhensituation des Vorflutkanals und des voraussichtlichen Grundwasserstandes ist dies allerdings nicht möglich, ohne dass eine aufwändige Betonbeckenkonstruktion mit Anlage eines Pumpwerkes erforderlich werden würde. Gegen diese Lösung sprechen betriebliche Gründe. Da die immissionstechnische Betrachtung im Fachbeitrag zur Wasserrahmenrichtlinie (siehe Unterlage 18.3) zu dem Ergebnis kommt, dass die Reinigungsleistung des geplanten Absetzbeckens ausreicht, um eine vorhabenbedingte Verschlechterung des chemischen Zustands des Seebaches ausschließen zu können, kann auf die Errichtung einer Retentionsbodenfilteranlage in diesem Entwässerungsabschnitt verzichtet werden.

5.2.39.3 Absetzbecken mit optimiertem Zulauf (ASB 98-1R)

Gemäß Bemessung ist eine Oberfläche von $A_{\text{erf}} = 176 \text{ m}^2$ erforderlich. Das Betonbecken wird mit einer Dauerstautiefe von mindestens 2,0 m vorgesehen.

Das Absetzbecken wird mit einer Oberflächenbeschickung von 9 m/h dimensioniert, um den Eintrag von Feinstoffen in den Vorfluter zu minimieren.

Gewählte Abmessungen:

$$L_{\text{gew}} = 24,00 \text{ m}$$

$$B_{\text{gew}} = 8,00 \text{ m}$$

$$A_{\text{gew}} = 192,0 \text{ m}^2$$

Der Zulauf zum ASB wird so gestaltet, dass der zuführende Kanal zur Hälfte durch den Dauerstau eingestaut ist. Damit kann auch bei hohen Durchflüssen der Austrag von abgesetzten Stoffen aus dem Becken vermieden werden.

Vor dem Ablauf des Beckens wird eine Tauchwand vorgesehen. Unter Ansatz von 30 m³ Öl ergibt sich eine Ölschichtdicke von 0,17 m. Das Mindestrückhaltevolumen von 5 m³ wird zur Verfügung gestellt.

Die Höhe des Schlammammelraumes des Beckens wird mit einer Höhe von 0,20 m angesetzt. Hierdurch steht ein Volumen für den Schlammammelraum von VSR = 38,4 m³ zur Verfügung. Durch die Anlage von Absperrschiebern kann bei Unfällen und Wartungsarbeiten der Beckenablauf unterbrochen werden. Darüber hinaus ist der Bau eines Umlaufkanals aus Wartungsgründen vorgesehen.

Das Becken erhält mehrere Steigleitern als Zugangsmöglichkeit im entleerten Zustand und Rettungsmöglichkeit im gefüllten Zustand. Ebenso wird eine Kleintierausstiegshilfe vorgesehen.

5.2.39.4 Regenrückhaltebecken (RRB 98-1R)

Zur Rückhaltung des anfallenden Oberflächenwassers aus dem Entwässerungsabschnitt 39 wird ein ungedichtetes, begrüntes Regenrückhaltebecken als Trockenbecken in Erdbauweise errichtet. Gem. Immissionsprinzip nach Kapitel 6.3.2 des M 153 beträgt der maximal zulässige Drosselabfluss unter Ansatz eines Einleitungswertes $e_w = 2 \cdot 55,4 \text{ l/s}$.

Der gewählte maximale Drosselabfluss wird auf 52,8 l/s begrenzt.

Das Regenrückhaltebecken wird auf ein 5-jähriges Regenereignis bemessen.

Zulauf:	$Q_{zu(n=1)}$	=	439,1 l/s
Rückhaltevolumen erforderlich:	$V_{(erf.)}$	=	923 m ³
Rückhaltevolumen geplant:	$V_{(gepl.)}$	=	935 m ³
Drosselabfluss:	$Q_{(Drossel, max.)}$	=	52,8 l/s

Der Ablauf erfolgt über ein Auslaufbauwerk mit Drossel und Absperrschieber, um im Havariefall die Anlage vollständig schließen zu können. Als Notentlastung ist im Bauwerk eine Notüberlaufschwelle vorgesehen. Der gedrosselte Ablauf erfolgt über die vorhandene Rohrleitung DN 500 in den Seebach (Einleitungsstelle E12).

Die Zufahrt zur Beckenanlage erfolgt über Wartungswege der Autobahn, welche an die Kemmerstraße angebunden sind.

5.2.40 Entwässerungsabschnitt 40, A 73 Bau-km 98+795 bis 100+040

5.2.40.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 40 zwischen Bau-km 98+795 und 100+040 im Bereich der Verkehrsflächen der A 73 anfallende Oberflächenwasser wird über Rinnen und Straßenabläufe sowie dichten Rohrleitungen gesammelt der neuen Retentionsbodenfilteranlage 98-2L zugeführt. Dafür wird das im Bestand vorhandenen Regenrückhaltebecken entsprechend umgebaut.

Nach der Reinigung und Rückhaltung des Wassers gelangt es in den Seebach (Eingleitungsstelle E 13).

Tabelle 57: Wassermengenermittlung E40

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickerate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	2,189	0,9		1,970	29,6	234,2
2	Fahrbahnen OPA	0,739	0,6		0,443	6,7	52,7
3	Bankette, Mittelstreifen	0,671	1	10	0,615	3,4	73,1
4	Rasenmulde	0,150	1	100	0,024	-12,8	2,9
5	Nebenflächen	0,070	1	100	0,011	-6,0	1,3
Summe:		3,819			3,063	20,9	364,2

5.2.40.2 Behandlungserfordernis

Aufgrund der Auswirkprognose für die beantragte Niederschlagswassereinleitung in den Seebach (siehe auch Unterlage 18.2) wird gegenüber der reinen Emissionsbetrachtung ein erhöhter Wirkungsgrad für die erforderliche Behandlungsanlage notwendig.

Tabelle 58: Nachweis des Wirkungsgrades RBFA 98-2L

Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Mittlere Abtragsfracht AFS63	Behandlungsanlage		Wirkungsgrad AFS63 der Behandlungsanlage	Behandlungsziel Feststofffracht AFS63	Eingebrachte Feststofffracht AFS63	Behandlungsziel
			Art	Nr.				
		[kg/(ha*a)]			[%]	[kg/(ha*a)]	[kg/(ha*a)]	
A 73 98+795 bis 100+038	Kategorie III Straße mit DTV > 15.000 Kfz/d	550	Retentionsbodenfilter	RBFA 98-2L	95	≤ 280	27,5	erreicht

5.2.40.3 Retentionsbodenfilteranlage (RBFA 98-2L)

Die Anlagenfläche des bestehenden Regenrückhaltebeckens wird vollständig genutzt, um eine Retentionsbodenfilteranlage anzulegen, welche mit einem zusätzlichen Speicherraum über und neben dem Filter ausgestattet ist.

Die RBFA besteht aus einem Geschiebeschacht und dem Retentionsbodenfilter. Im Geschiebeschacht mit integriertem Leichtstoffrückhalt werden aus betrieblichen Gründen gut absetzbare Feststoffe der Sand- und Kiesfraktion sowie Schwimmstoffe zurückgehalten.

Geschiebevolumen erforderlich: $V_{\text{erf.}} = 7,7 \text{ m}^2$

Geschiebevolumen geplant: $V_{\text{gepl.}} = 9,4 \text{ m}^2$

Ölauffangraum: $V_{\text{erf.}} = \text{min. } 5 \text{ m}^3$

Für das Filterbecken und den Geschiebeschacht ist ein Umlaufkanal vorgesehen, welcher eine Weiterführung des Betriebes einzelner Anlagenteile bei Wartungs- und Reparaturarbeiten ermöglicht.

Der Retentionsbodenfilter wird erst nach Etablierung der geplanten Schilfbepflanzung in Betrieb genommen. Da das neue Filterbecken auf dem Grundriss des bestehenden Regenrückhaltebeckens entstehen muss, ist während der Bauzeit und Wachstumsphase der Schilfbepflanzung eine eingeschränkte Flächenverfügbarkeit des bestehenden Beckens vorhanden. Durch bauzeitliche Provisorien wird sichergestellt, dass weiterhin Reinigungs- und Rückhaltefunktion bestehen bleiben. Gewisse Einschränkungen müssen dabei aber in Kauf genommen werden.

Eine alternative Lage der neuen Anlagenteile außerhalb des bestehenden Autobahngrundstückes wäre nur mit zusätzlichem Eingriff in die bestehende Waldfläche in

Verbindung mit Verlegung der vorhandenen Fernwasserleitung DN 600 möglich. Diese Variante wurde während des Planungsprozesses verworfen.

Die Bemessung der Retentionsbodenfilteranlage erfolgt gem. DWA-A 178.

Gemäß REwS wird der Retentionsbodenfilter ohne Vorentlastung ausgelegt (Vollstrombehandlung).

Bei der Bemessung der Anlagenteile wurde eine spätere mögliche Fahrbahnverbreiterung der A 73 über die Planfeststellungsgrenze hinaus bereits berücksichtigt.

Gemäß Bemessung ist eine Bodenfilteroberfläche von $A_{\text{RBFA erf}} = 293 \text{ m}^2$ erforderlich, gewählt wurden 300 m^2 . Die maximale Einstauhöhe im Retentionsraum beträgt 1,0 m. Die Drosselwassermenge wird unter Ansatz einer spezifischen Drosselabflussspende von $0,05 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$ auf $15,0 \text{ l/s}$ begrenzt.

Vor Einleitung in den Seebach wird ein Auslaufbauwerk mit Drossel und Absperrschiebern errichtet.

5.2.40.4 Regenrückhaltung

Zur Rückhaltung des anfallenden Oberflächenwassers aus dem Entwässerungsabschnitt 40 wird über der Filterfläche ein Stauraum für die Zwischenspeicherung angelegt.

Gem. Immissionsprinzip nach Kapitel 6.3.2 des M 153 beträgt der maximal zulässige Drosselabfluss für den Seebach $45,9 \text{ l/s}$. Der maximal zulässige Drosselabfluss aus dem Retentionsbodenfilter ist deutlich kleiner und beträgt $15,0 \text{ l/s}$.

Nach REwS Ziffer 8.7.2.4 ist die Häufigkeit des Bemessungsniederschlages auf die örtlichen Verhältnisse abzustimmen, mindestens aber mit $n = 0,5$ (2-jähriges Regenereignis) anzunehmen. Aufgrund der oben beschriebenen eingeschränkten Flächenverfügbarkeit wird der Mindestwert als Grundlage für die Ermittlung des erforderlichen Rückhaltevolumens nach ATV -A117 verwendet. Eine Beeinträchtigung von Siedlungsstrukturen und kritischer Infrastruktur ist im Versagensfall nicht vorhanden.

Damit ergeben folgende Werte:

Zulauf: $Q_{zu(n=1)} = 364,2 \text{ l/s}$

Rückhaltevolumen erforderlich: $V_{(erf.)} = 769 \text{ m}^3$

Rückhaltevolumen geplant: $V_{(gepl.)} = 815 \text{ m}^3$

Drosselabfluss: $Q_{(Drossel, max.)} = 15,0 \text{ l/s}$

Die Retentionsbodenfilteranlage erhält einen Beckenüberlauf auf Höhe des maximalen Stauzieles. Der umlaufende Wartungsweg hat einen Freibord von $\geq 0,5 \text{ m}$. Der gedrosselte Ablauf erfolgt über eine neue Rohrleitung in den Seebach (Einleitungsstelle E13).

Eine zeichnerische Darstellung mit weiteren Angaben ist in Unterlage 8.2, Blatt 11 enthalten.

Die Zufahrt zur Retentionsbodenfilteranlage erfolgt direkt über die Autobahn A 73.

5.2.41 Entwässerungsabschnitt 41, A 73, AS Memmelsdorf, Rampe St 2190 - Suhl

5.2.41.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das im Entwässerungsabschnitt 41 im Bereich der Einfahrt der Rampe St 2190 - Suhl auf den Verkehrsflächen anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über begrünte Bankette oberflächlich abgeleitet und versickert in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen und nachfolgenden Nebenflächen.

Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Sind die Böschungs- und Nebenflächen bereits gesättigt, gelangt das Wasser in den Seebach.

Tabelle 59: Wassermengenermittlung E41

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbei- wert	spezifische Versicker- rate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,050	0,9		0,045	0,7	5,4
2	Fahrbahnen OPA	0,024	0,6		0,014	0,2	1,7
3	Bankette	0,019	1	10	0,017	0,1	2,0
4	Dammböschungen	0,035	1	100	0,006	-3,0	0,7
Summe:		0,128			0,082	-2,0	9,8

5.2.41.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-2,0 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.41.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen kleinen Entwässerungsabschnitt kann verzichtet werden. Eine hydraulische Überlastung des Seebaches wird ausgeschlossen.

5.2.42 Entwässerungsabschnitt 42, A 73, AS Memmelsdorf, Nebenfläche

5.2.42.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das auf der Nebenfläche anfallende Oberflächenwasser kann in der bewachsenen Bodenzone versickern.

Ist die Nebenfläche bereits gesättigt, gelangt das Wasser über eine Querdurchlass DN 500 unter der Rampe St 2190 – Suhl und einer anschließenden Rasenmulde in den Seebach.

Tabelle 60: Wassermengenermittlung E42

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbei- wert	spezifische Versicker- rate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Bankette	0,020	1	10	0,018	0,1	2,1
2	Mulden	0,048	1	100	0,008	-4,1	1,0
3	Nebenflächen	0,007	1	100	0,001	-0,6	0,1
Summe:		0,075			0,027	-4,6	3,2

5.2.42.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-4,6 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist. Außerdem sind keine verschmutzten Flächen vorhanden.

5.2.42.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen kleinen Entwässerungsabschnitt kann verzichtet werden. Eine hydraulische Überlastung des Seebaches wird ausgeschlossen.

5.2.43 Entwässerungsabschnitt 43, BW 64-b, Ortsstraße Teilabschnitt nördlich A 70

5.2.43.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das auf der Fahrbahn der sehr schwach belasteten Ortsstraße anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über die begrünten Bankette abgeleitet und kann in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen versickern. Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Tabelle 61: Wassermengenermittlung E43

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	Ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahn Asphalt	0,048	0,9		0,043	0,6	5,1
2	Bankette	0,009	1	10	0,008	0,0	1,0
3	Dammböschung	0,049	1	100	0,008	-4,2	1,0
Summe:		0,106			0,059	-3,6	7,1

5.2.43.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-3,6 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist. Die Entwässerungsflächen sind der Straßenkategorie I zuzuordnen, demnach ist ebenfalls keine Behandlung erforderlich.

5.2.43.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen kleinen Entwässerungsabschnitt kann verzichtet werden. Das Wasser kann am Dammfuß und den angrenzenden Sandflächen versickern.

5.2.44 Entwässerungsabschnitt 44, BW 64-b, Ortsstraße Teilabschnitt südlich A 70

5.2.44.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das auf der Fahrbahn der sehr schwach belasteten Ortsstraße anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über die begrünten Bankette abgeleitet und kann in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen versickern. Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Tabelle 62: Wassermengenermittlung E44

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickerrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahn Asphalt	0,037	0,9		0,033	0,5	3,9
2	Bankette	0,007	1	10	0,006	0,0	0,7
3	Dammböschung	0,049	1	100	0,008	-4,2	1,0
Summe:		0,093			0,047	-3,7	5,6

5.2.44.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-3,7 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist. Die Entwässerungsflächen sind der Straßenkategorie I zuzuordnen, demnach ist ebenfalls keine Behandlung erforderlich.

5.2.44.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen kleinen Entwässerungsabschnitt kann verzichtet werden. Das Wasser kann am Dammfuß und den angrenzenden Sandflächen versickern.

5.2.45 Entwässerungsabschnitt 45, BW 95-c, öFW Teilabschnitt östlich A 73

5.2.45.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das auf der Fahrbahn des öffentlichen Feld- und Waldweges „Motschenweg“ anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig abgeleitet und kann in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen versickern. Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Tabelle 63: Wassermengenermittlung E45

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbei- wert	spezifische Versickerrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahn Asphalt	0,019	0,9		0,017	0,3	2,0
2	Bankette	0,004	1	10	0,004	0,0	0,5
3	Dammböschung	0,028	1	100	0,004	-2,4	0,5
Summe:		0,051			0,025	-2,1	3,0

5.2.45.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-2,1 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist. Die Entwässerungsflächen sind der Straßenkategorie I zuzuordnen, demnach ist ebenfalls keine Behandlung erforderlich.

5.2.45.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen kleinen Entwässerungsabschnitt kann verzichtet werden. Das Wasser kann am Dammfuß und den angrenzenden landwirtschaftlichen Flächen versickern.

5.2.46 Entwässerungsabschnitt 46, BW 95-c, öFW Teilabschnitt westlich A 73

5.2.46.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das auf der Fahrbahn des öffentlichen Feld- und Waldweges „Motschenweg“ anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig abgeleitet und kann in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen versickern. Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Tabelle 64: Wassermengenermittlung E46

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbei- wert	spezifische Versickerrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahn Asphalt	0,041	0,9		0,037	0,6	4,4
2	Bankette	0,012	1	10	0,011	0,1	1,3
3	Dammböschung	0,094	1	100	0,015	-8,0	1,8
Summe:		0,147			0,063	-7,3	7,5

5.2.46.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-7,3 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist. Die Entwässerungsflächen sind der Straßenkategorie I zuzuordnen, demnach ist ebenfalls keine Behandlung erforderlich.

5.2.46.3 Rückhaltung

Auf die Anlage einer technischen Rückhaltung für diesen kleinen Entwässerungsabschnitt kann verzichtet werden. Das Wasser kann am Dammfuß und den angrenzenden landwirtschaftlichen Flächen versickern.

5.2.47 Entwässerungsabschnitt 47, BW 66-a, Kreisstraße BA 4, Teilabschnitt nördlich der A 70

5.2.47.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das auf der Fahrbahn der Kreisstraße BA 4 (Kategorie II) anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über die begrünten Bankette abgeleitet und kann in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen versickern. Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Tabelle 65: Wassermengenermittlung E47

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,151	0,9		0,136	2,0	16,2
2	Bankette	0,023	1	10	0,021	0,1	2,5
3	Dammböschung	0,155	1	100	0,025	-13,2	3,0
Summe:		0,329			0,182	-11,1	21,7

Auch das Wasser im Bereich des Geh- und Radweges wird breitflächig der angrenzenden Dammböschung zugeleitet.

5.2.47.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-11,1 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.47.3 Rückhaltung

Durch die Maßnahme ist keine Abflussmehrung im Vergleich zum Bestand zu erwarten. Eine Rückhaltung ist damit entbehrlich.

5.2.48 Entwässerungsabschnitt 48, BW 66-a, Kreisstraße BA 4, Teilabschnitt südlich der A 70

5.2.48.1 Beschreibung und Wassermengenermittlung

Das auf der Fahrbahn der Kreisstraße BA 4 (Kategorie II) anfallende Oberflächenwasser wird breitflächig über die begrünten Bankette abgeleitet und kann in der bewachsenen Bodenzone der Dammböschungen versickern. Die Reinigungskraft des bewachsenen Oberbodens sorgt dafür, dass die im Wasser enthaltenen Schadstoffe nicht bis in das Grundwasser gelangen können.

Tabelle 66: Wassermengenermittlung E48

lfd. Nr.	Teilfläche Bezeichnung	Fläche Einzugsgebiet	Abflußbeiwert	spezifische Versickertrate	reduzierte Fläche	Wassermenge	Wassermenge
		A_E	ψ_s	q_s	A_U (n=1)	Q, r_{krit} $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$	$Q, r_{15(n=1)}$ $r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s*ha)}$
		[ha]		[l/(s*ha)]	[ha]	[l/s]	[l/s]
1	Fahrbahnen Asphalt	0,086	0,9		0,077	1,2	9,2
2	Bankette	0,018	1	10	0,016	0,1	1,9
3	Dammböschung	0,134	1	100	0,021	-11,4	2,5
Summe:		0,238			0,114	-10,1	13,6

Auch das Wasser im Bereich des Geh- und Radweges wird breitflächig der angrenzenden Dammböschung zugeleitet.

5.2.48.2 Behandlungserfordernis

Ein zusätzliches Behandlungserfordernis ergibt sich nicht, da kein Abfluss (-10,1 l/s) für die kritische Regenspende vorhanden ist.

5.2.48.3 Rückhaltung

Durch die Maßnahme ist keine Abflussmehrung im Vergleich zum Bestand zu erwarten. Eine Rückhaltung ist damit entbehrlich.

6 Zusammenstellung der Entwässerungsabschnitte

Entw.- ab- schnitt	Ein- zugs- gebiet Fläche redu- ziert	Einlei- tungs- menge $r_{15(n=1)}$	Einlei- tungs- menge $r_{15(krit)}$	Einlei- tungs- stelle	Einlei- tungs- menge max. Drossel- abfluss	Vorfluter	Bau-km	Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Behandlung		Rückhaltung	Rückhalte- volumen erforderlich nach ATV 117
										Art	Nr.		
E	A_U [ha]	Q [l/s]	Q [l/s]	Nummer	Q [l/s]			Bezeichnung	Art				[m³]
1	0,062	7,4	-1,7			Grundwasser	A 70 64+140 rechts	A 70 AS Bamberg, Rampe St 2244 - A 70	Kategorie II Straße mit DTV ≥ 2.000 Kfz/d bis ≤ 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
2	3,617	430		E1		Grundwasser	A 70 64+245 links	A 70	Kategorie III Straße mit DTV > 15.000 Kfz/d	Versickerungsanlage	ASB und VSB 64-1L		
3	3,155	375,2	1	E2		Augraben	A 70 65+580 rechts	A 70 und Rampen AS Bamberg	Kategorie III Straße mit DTV > 15.000 Kfz/d	Absetzbecken mit opti- miertem Zulauf	ABS 65-1R	Rückhaltung technisch nicht möglich	
4	3,296	391,8	12,1	E3	9,1	Augraben	A 70 65+780 rechts	A 70 und Rampen AK Bamberg	Kategorie II Straße mit DTV ≥ 2.000 Kfz/d bis ≤ 15.000 Kfz/d	Absetzbecken mit opti- miertem Zulauf	ABS 65-2R	RRB 65-2R	1223
5	0,132	15,6	-16,3			Grundwasser	A 70 65+830 - 65+875 rechts	AK Bamberg, Rampe G-M	Kategorie II Straße mit DTV ≥ 2.000 Kfz/d bis ≤ 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			

Entw.- ab- schnitt	Ein- zugs- gebiet Fläche redu- ziert	Einlei- tungs- menge $r_{15(n=1)}$	Einlei- tungs- menge $r_{15(krit)}$	Einlei- tungs- stelle	Einlei- tungs- menge max. Drossel- abfluss	Vorfluter	Bau-km	Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Behandlung		Rückhaltung	Rückhalte- volumen erforderlich nach ATV 117
										Art	Nr.		
E	A_U [ha]	Q [l/s]	Q [l/s]	Nummer	Q [l/s]			Bezeichnung	Art	Art	Nr.		[m ³]
6	0,349	41,5	-2,0			Grundwasser	A 70 66+450 bis 66+705	A 70, RF Bay- reuth	Kategorie II Straße mit DTV \geq 2.000 Kfz/d bis \leq 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
7	0,330	39,3	-9,0			Grundwasser	A 70 66+705 bis 66+954	A 70, RF Bay- reuth	Kategorie II Straße mit DTV \geq 2.000 Kfz/d bis \leq 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
8	0,126	14,9	-4,3			Grundwasser	A 70 65+814 bis 65+974	A 70, Verteiler- fahrbahn Süd	Kategorie I Straße mit DTV $<$ 2.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
9	0,482	57,3	-26,2			Grundwasser		AK Bamberg, Rampe K-I	Kategorie II Straße mit DTV \geq 2.000 Kfz/d bis \leq 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
10	0,146	17,4	-6,5			Grundwasser		AK Bamberg, Rampe D-C	Kategorie I Straße mit DTV $<$ 2.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
11	0,997	118,7	-2,2	E4	13,8	Augraben	A 73 97+500 links	A 73 und Rampen AK Bamberg	Kategorie III Straße mit DTV $>$ 15.000 Kfz/d	Absetzbecken mit opti- miertem Zulauf	ABS 97-2L	RRB 97-2L	234
12	0,065	7,7	-2,2			Grundwasser		A 70, Verteiler- fahrbahn Süd 65+478 bis 65+564 rechts	Kategorie II Straße mit DTV \geq 2.000 Kfz/d bis \leq 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			

Entw.- ab- schnitt	Ein- zugs- gebiet Fläche redu- ziert	Einlei- tungs- menge $r_{15(n=1)}$	Einlei- tungs- menge $r_{15(krit)}$	Einlei- tungs- stelle	Einlei- tungs- menge max. Drossel- abfluss	Vorfluter	Bau-km	Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Behandlung		Rückhaltung	Rückhalte- volumen erforderlich nach ATV 117
										Art	Nr.		
E	A_U [ha]	Q [l/s]	Q [l/s]	Nummer	Q [l/s]			Bezeichnung	Art	Art	Nr.		[m³]
13	1,232	146,6	-6,0	E5	16,1	Gründleins- bach	A 73 97+190 rechts	A 73 und Rampen AK Bamberg	Kategorie II Straße mit DTV ≥ 2.000 Kfz/d bis ≤ 15.000 Kfz/d	Absetzbecken mit opti- miertem Zulauf	ABS 97-1R	RRB 97-1R	313
14	0,108	12,9	-9,7			Grundwasser		AK Bamberg, Rampe U-Z 0+058 - 0+188	Kategorie II Straße mit DTV ≥ 2.000 Kfz/d bis ≤ 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
15	0,043	5,2	-15,0			Grundwasser		Nebenflächen im Dreieck Nordwest- Quadrant	Nebenflächen	keine			
16	0,097	11,5	0,5			Grundwasser		AK Bamberg, Rampe U-Z 0+188 - 0+300	Kategorie II Straße mit DTV ≥ 2.000 Kfz/d bis ≤ 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
17	0,388	46,1	-26,8			Grundwasser		AK Bamberg, Rampe X-W	Kategorie II Straße mit DTV ≥ 2.000 Kfz/d bis ≤ 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
18	0,195	23,3	-11,1			Grundwasser		AK Bamberg, Rampe U-Z 0+300 - 0+550	Kategorie II Straße mit DTV ≥ 2.000 Kfz/d bis ≤ 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
19	0,148	17,7	-5,3	E6		Grundwasser		AK Bamberg, Rampe N-T	Kategorie I Straße mit DTV < 2.000 Kfz/d	keine			

Entw.- ab- schnitt	Ein- zugs- gebiet Fläche redu- ziert	Einlei- tungs- menge $r_{15(n=1)}$	Einlei- tungs- menge $r_{15(krit)}$	Einlei- tungs- stelle	Einlei- tungs- menge max. Drossel- abfluss	Vorfluter	Bau-km	Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Behandlung		Rückhaltung	Rückhalte- volumen erforderlich nach ATV 117
										Art	Nr.		
E	A_U [ha]	Q [l/s]	Q [l/s]	Nummer	Q [l/s]			Bezeichnung	Art	Art	Nr.		[m³]
20	0,078	9,3	-27,0			Grundwasser		Nebenflächen im Dreieck Nordost- Quadrant	Nebenflächen	keine			
21	0,073	8,6	0,2			Grundwasser		AK Bamberg, Rampe N-T 0+220 - 0+312	Kategorie I Straße mit DTV < 2.000 Kfz/d	keine			
22	0,039	4,6	-1,2			Grundwasser		AK Bamberg, Rampe N-T 0+168 - 0+220	Kategorie I Straße mit DTV < 2.000 Kfz/d	keine			
23	0,448	53,2	-32,9			Grundwasser		AK Bamberg, Rampe R-Q	Kategorie II Straße mit DTV \geq 2.000 Kfz/d bis \leq 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
24	0,130	15,5	1,3			Grundwasser		AK Bamberg, Rampe N-T Verzögerungs- streifen	Kategorie I Straße mit DTV < 2.000 Kfz/d	keine			
5	0,167	19,9	2,5	E4	19, 29	Augraben	A 73 97+405 links	Verlegte GVS Bamberg- Gundelsheim im Bereich des Trogbauwerkes 0+155 bis 0+415	Kategorie II Straße mit DTV \geq 2.000 Kfz/d bis \leq 15.000 Kfz/d	Absetzbecken mit opti- miertem Zulauf	ABS 97-2L		
26	0,159	19,0	-4,4			Grundwasser	A 73 97+550 links	Verlegte GVS Bamberg- Gundelsheim 0+415 bis 0+585	Kategorie II Straße mit DTV \geq 2.000 Kfz/d bis \leq 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			

Entw.- ab- schnitt	Ein- zugs- gebiet Fläche redu- ziert	Einlei- tungs- menge $r_{15(n=1)}$	Einlei- tungs- menge $r_{15(krit)}$	Einlei- tungs- stelle	Einlei- tungs- menge max. Drossel- abfluss	Vorfluter	Bau-km	Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Behandlung		Rückhaltung	Rückhalte- volumen erforderlich nach ATV 117
										Art	Nr.		
E	A_U [ha]	Q [l/s]	Q [l/s]	Nummer	Q [l/s]			Bezeichnung	Art	Art	Nr.		[m³]
27	0,124	14,7	1,0		14,7	vorh. Regen- wasserkanal	A 73 97+600 rechts	Verlegte GVS Bamberg- Gundelsheim 0+000 bis 0+155	Kategorie II Straße mit DTV \geq 2.000 Kfz/d bis \leq 15.000 Kfz/d				
28	1,249	148,5	5,9	E7	16,8	Graben zum Leitenbach	A 73 95+830 rechts	A 73 und Park- platz 95+024 bis 95+535	Kategorie III Straße mit DTV $>$ 15.000 Kfz/d	Absetzbecken mit opti- miertem Zulauf	ASB 95-1R	RRB 95-1R	558
29	0,235	28,0	-0,9			Graben zum Leitenbach		A 73 RF Nürn- berg 95+535 bis 95+660	Kategorie III Straße mit DTV $>$ 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung		in RRB 95-1 enthalten	
30	0,263	31,3	-7,9		1,5	Graben zum Leitenbach		A 73 RF Suhl 95+535 bis 95+660	Kategorie III Straße mit DTV $>$ 15.000 Kfz/d	Versickerungsanlage		Dränierte Versicke- rungsmulde	
31	0,250	29,7	-1,7		1,7	Graben zum Leitenbach		A 73 RF Suhl 95+665 bis 95+800	Kategorie III Straße mit DTV $>$ 15.000 Kfz/d	Versickerungsanlage		Dränierte Versicke- rungsmulde	
32	0,255	30,3	-6,1		1,8	Graben zum Leitenbach		A 73 RF Nürn- berg 95+665 bis 95+840	Kategorie III Straße mit DTV $>$ 15.000 Kfz/d	Versickerungsanlage		Dränierte Versicke- rungsmulde	
33	1,037	123,3	-28,1		E8	8,8		Leitenbach	A 73 96+385 rechts	A 73 RF Suhl 95+800 bis 96+400	Kategorie III Straße mit DTV $>$ 15.000 Kfz/d	Versickerungsanlage	
34	0,720	85,6	-9,8	85,6		Leitenbach	A 73 RF Nürn- berg 95+800 bis 96+400	Kategorie III Straße mit DTV $>$ 15.000 Kfz/d		Versickerungsanlage			

Entw.- ab- schnitt	Ein- zugs- gebiet Fläche redu- ziert	Einlei- tungs- menge $r_{15(n=1)}$	Einlei- tungs- menge $r_{15(krit)}$	Einlei- tungs- stelle	Einlei- tungs- menge max. Drossel- abfluss	Vorfluter	Bau-km	Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Behandlung		Rückhaltung	Rückhalte- volumen erforderlich nach ATV 117
										Art	Nr.		
E	A_U [ha]	Q [l/s]	Q [l/s]	Nummer	Q [l/s]			Bezeichnung	Art	Art	Nr.		[m³]
35	0,698	83,0	9,0	E9	126,0	Leitenbach	A 73 96+375 rechts	A 73 RF Suhl 96+400 bis 96+773	Kategorie III Straße mit DTV > 15.000 Kfz/d	Absetzbecken mit opti- miertem Zulauf	ASB 96-1R	RRB 96-1R	132
36	0,639	76,1	-10,1			Leitenbach		A 73 RF Nürn- berg 96+400 bis 96+773	Kategorie III Straße mit DTV > 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
37	0,798	94,8	6,8	E10	79,2	Stöckigtbach	A 73 96+795 links	A 73 RF Suhl 96+773 bis 96+973	Kategorie II Straße mit DTV \geq 2.000 Kfz/d bis \leq 15.000 Kfz/d	Absetzbecken mit opti- miertem Zulauf	ASB 96-2L	RRB 96-2L	122
38	0,226	26,8	-13,0	E11		Stöckigtbach	A 73 96+795 rechts	A 73 RF Nürn- berg 96+773 bis 96+973	Kategorie II Straße mit DTV \geq 2.000 Kfz/d bis \leq 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung		Rückhaltevolumen in RRB 96- 2L mit berücksichtigt	
39	3,693	439,1	38,3	E12	52,8	Seebach	A 73 98+306 rechts	A 73 97+560 bis 98+795	Kategorie III Straße mit DTV > 15.000 Kfz/d	Absetzbecken mit opti- miertem Zulauf	ASB 98-1R	RRB 98-1R	923
40	3,063	364,2	20,9	E13	15,0	Seebach	A 73 98+691 links	A 73 98+795 bis 100+038	Kategorie III Straße mit DTV > 15.000 Kfz/d	Retentionsbodenfilter	RBFA 98-2L	Rückhaltevo- lumen über RBF geplant	769
41	0,082	9,8	-2,0			Grundwasser	98+634 A 73 links	AS Memmels- dorf Rampe	Kategorie II Straße mit DTV \geq 2.000 Kfz/d bis \leq 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
42	0,027	3,2	-4,6			Grundwasser	A 73 98+634 links	Nebenflächen an der AS Memmelsdorf Ost	Nebenflächen	keine			

Entw.- ab- schnitt	Ein- zugs- gebiet Fläche redu- ziert	Einlei- tungs- menge $r_{15(n=1)}$	Einlei- tungs- menge $r_{15(krit)}$	Einlei- tungs- stelle	Einlei- tungs- menge max. Drossel- abfluss	Vorfluter	Bau-km	Verkehrsweg	Straßenkategorie der Entwässerungsflächen der Fahrbahnen	Behandlung		Rückhaltung	Rückhalte- volumen erforderlich nach ATV 117
										Art	Nr.		
E	A_U [ha]	Q [l/s]	Q [l/s]	Nummer	Q [l/s]			Bezeichnung	Art	Art	Nr.		[m³]
43	0,059	7,1	-3,6			Grundwasser	A 70 64+810 links	BW 64-b öffentlicher Feldweg Teilabschnitt nördlich A 70	Kategorie I Straße mit DTV < 2.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
44	0,047	5,6	-3,7			Grundwasser	A 70 64+810 rechts	BW 64-b öffentlicher Feldweg Teilabschnitt südlich A 70	Kategorie I Straße mit DTV < 2.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
45	0,025	3,0	-2,1			Grundwasser	95+860 A 73 links	BW 95-c öffentlicher Feldweg Teilabschnitt östlich A 73	Kategorie I Straße mit DTV < 2.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
46	0,063	7,5	-7,3			Grundwasser	A 73 95+860 rechts	BW 95-c öffentlicher Feldweg Teilabschnitt westlich A 73	Kategorie I Straße mit DTV < 2.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
47	0,182	21,7	-11,1			Grundwasser	66+080 A 70 links	BW 66-a Kreisstraße BA 4 Teilabschnitt nördlich A 70	Kategorie II Straße mit DTV \geq 2.000 Kfz/d bis \leq 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			
48	0,114	13,6	-10,1			Grundwasser	A 70 66+080 rechts	BW 66-a Kreisstraße BA 4 Teilabschnitt südlich A 70	Kategorie II Straße mit DTV \geq 2.000 Kfz/d bis \leq 15.000 Kfz/d	Flächenversickerung			

7 Zusammenstellung der Einleitungsstellen und Anlagen

Tabelle 67: Zusammenstellung der Einleitungsstellen und Anlagen

Einleitungsstelle	Einleitungs- menge		Gemarkung Flurnummer	Vorfluter	Bau-km	Behandlung		Wirkungs- grad AFS63 der Behand- lungs- anlage	Rückhaltung	Rückhalte- volumen geplant
	Nr.	Q [l/s]				Art	Nr.			
E1		430,0	Hallstadt 860/8	Grundwasser	A 70 64+245 links	Versickerungsanlage	ASB und VSB 64-1L	> 95	-	-
E2		375,2	Gundelsheim 697	Augraben	A 70 65+580 rechts	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ABS 65-1R	70	-	-
E3		9,1	Gundelsheim 700	Augraben	A 70 65+780 rechts	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ABS 65-2R	70	RRB 65-2R	1315
E4		13,8	Gundelsheim 700	Augraben	A 73 97+500 links	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ABS 97-2L	70	RRB 97-2L	335
E5		16,1	Gundelsheim 700	Gründleins- bach	A 73 97+190 rechts	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ABS 97-1R	70	RRB 97-1R	447
E6		17,7	Gundelsheim 700	Gründleins- bach	A 70 65+968 links	keine erforderlich (Kategorie I)	-	-	-	-
E7	16,8	21,8	Gundelsheim 213/13	Graben zum Leitenbach	A 73 95+830 rechts	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ASB 95-1R	70	RRB 95-1R	453
	1,5					Versickerungsanlage	DVM95-1L	95	Mulde	45
	1,7					Versickerungsanlage	DVM95-2L	95	Mulde	40
	1,8					Versickerungsanlage	DVM95-1R	95	Mulde	65
603										
E8	8,8	94,4	Gundelsheim 139/4	Leitenbach	A 73 96+385 rechts	Versickerungsanlage	DVM96-1L	95	Mulde	162
	85,6					Flächenversickerung	Damm- böschungen	95	-	-
162										
E9		126,0	Gundelsheim 139/4	Leitenbach	A 73 96+375 rechts	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ASB 96-1R	70	RRB 96-1R	195
E10		79,2	Gundelsheim 700/8	Stöckigtbach	A 73 96+795 links	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ASB 96-2L	70	RRB 96-2L	130
E11		26,8	Gundelsheim 700/8	Stöckigtbach	A 73 96+795 rechts	Flächenversickerung	Damm- böschungen	95	Rückhaltevolumen in RRB 96-2L mit berücksichtigt	
E12		52,8	Memmelsdorf 594/33	Seebach	A 73 98+306 rechts	Absetzbecken mit optimiertem Zulauf	ASB 98-1R	70	RRB 98-1R	935
E13		15,0	Hauptsmoor 1/4	Seebach	A 73 98+691 links	Retentionsbodenfilter	RBFA 98-2L	95	Rückhalte- volumen über RBF	815

8 Hydraulische Betrachtung Einleitung Gründleinsbach

Wie bereits erläutert, wird die Einleitung von Oberflächenwasser in den Gründleinsbach durch die Veränderung des bisherigen Entwässerungssystems deutlich verringert. Gründe hierfür sind die Anlage des Versickerbeckens 64-1L an der Anschlussstelle Hallstadt sowie die geplanten Regenrückhaltebecken 97-1R, 97-2L und 65-2R mit den entsprechend gedrosselten Abgabemengen im unmittelbaren Bereich des Autobahnkreuzes Bamberg.

Bisher werden rd. 8,781 ha befestigte Fahrbahnflächen in den Gründleinsbach (Abbildung 7) an der rot gekennzeichneten Stelle eingeleitet. Zu beachten ist, dass für diesen Vergleich die verschiedenen vorhandenen Einleitungsstellen zusammengefasst betrachtet werden. Für eine vereinfachende Gegenüberstellung zwischen Bestand und Planung ergibt sich unter Berücksichtigung eines Abflussbeiwertes von 0,9 eine reduzierte Fläche von 7,903 ha und ein Gesamtabfluss von ca. 940 l/s für ein einjähriges Regenereignis ($r_{15(n=1)} = 118,9 \text{ l/(s * ha)}$) im Bestand.

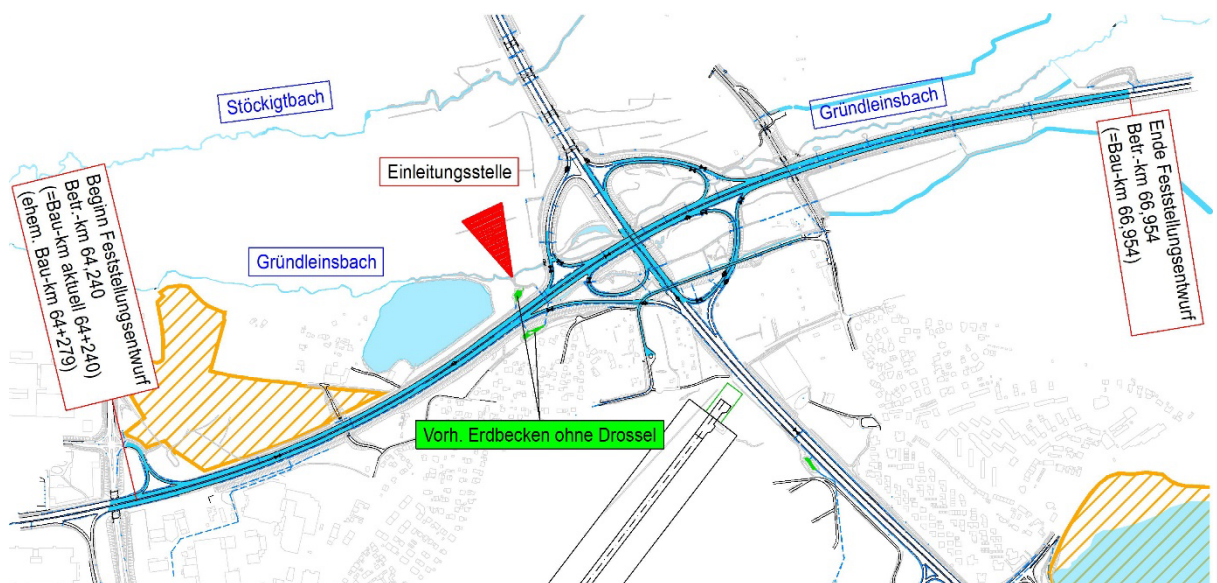


Abbildung 7: Einleitung in den Gründleinsbach, Bestand

Zukünftig entwässert zwar eine größere Fahrbahnfläche mit 10,513 ha in den Gründleinsbach (siehe Abbildung 8), aber durch die Anlage der drei Regenrückhaltebecken wird die Gesamteinleitungsmenge im Vergleich zum Bestand um ca. 277 l/s verringert.

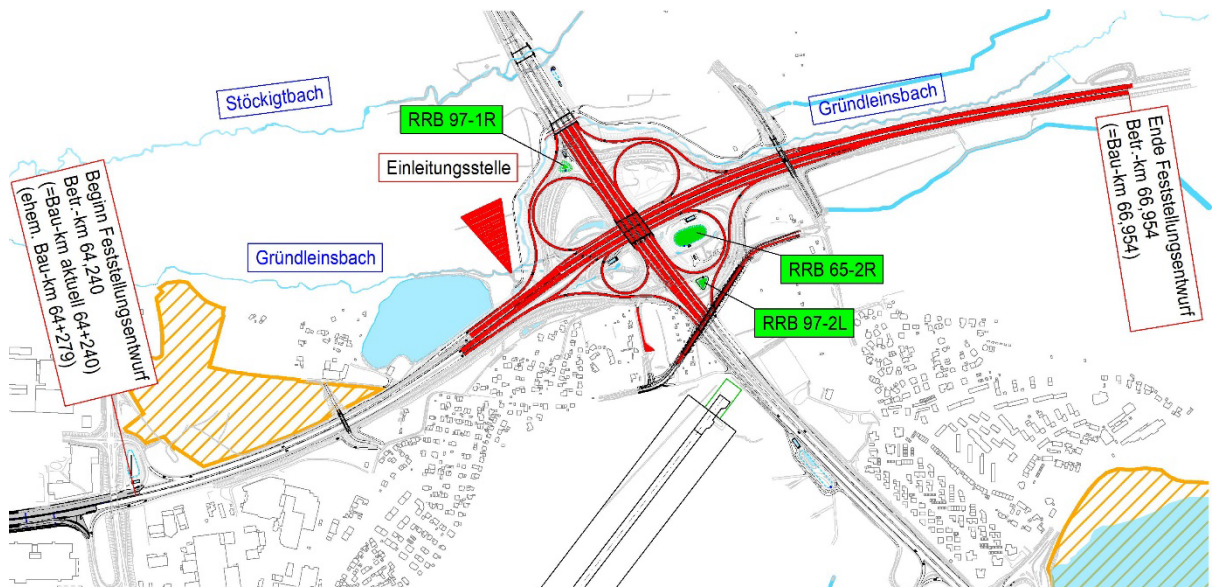


Abbildung 8: Einleitung in den Gründleinsbach, Planung

In nachfolgender Tabelle ist der Rechenweg für diese einfache Betrachtungsweise dargelegt:

Tabelle 68: Wassermengenbilanz Einleitung Gründleinsbach

Wassermengen Bestand						
Bezeichnung	Fläche Fahrbahnen	Abflußbeiwert	reduzierte Fläche	Wassermenge von Fahrbahnen	Regenrückhaltebecken vorhanden	Wassermenge unter Berücksichtigung der RRB
	A_E [ha]	ψ_s	A_U [ha]	$Q, r_{15(n=1)}$ [l/s]		$Q, r_{15(n=1)}$ [l/s]
Fahrbahnen gesamt	8,781	0,9	7,903	939,7	RRB 65-1R und RRB 65-1L ohne Drossel	939,7

Wassermengen Planung						
Bezeichnung	Fläche Fahrbahnen	Abflußbeiwert	reduzierte Fläche	Wassermenge von Fahrbahnen	Regenrückhaltebecken geplant	Wassermenge unter Berücksichtigung der RRB
	A_E [ha]	ψ_s	A_U [ha]	$Q, r_{15(n=1)}$ [l/s]		$Q, r_{15(n=1)}$ [l/s]
Flächen über Böschungen						
Fahrbahnen	5,828	0,9	5,245	623,6	keine	623,6
Flächen über Regenrückhaltebecken						
Fahrbahnen im EW-Abschnitt 4	2,802	0,9	2,522	299,9	RRB 65-2R mit Drossel auf max.	9,1
Fahrbahnen im EW-Abschnitt 11	0,890	0,9	0,801	95,2	RRB 97-2L mit Drossel auf max.	13,8
Fahrbahnen im EW-Abschnitt 13	0,993	0,9	0,894	106,3	RRB 97-1R mit Drossel auf max.	16,1
Summe Wassermengen Planung	10,513			1125,0		662,6

Wassermengenbilanz	
Bestand	939,7
Planung	662,6
Differenz	-277,1

9 Nachweis des schadlosen Hochwasserabflusses, Gewässerverlegungen, Retentionsraumbetrachtung

Der Nachweis des schadlosen Hochwasserabflusses mit der Gewässerverlegung Gründleinsbach sowie Aussagen zum Retentionsraum sind in Unterlage 18.3.1 Ergebnisse der hydraulischen Betrachtungen Leitenbach, Stöckigtbach, Gründleinsbach, Aufragen und Seebach enthalten.

10 Hydraulische Nachweise der Entwässerungsanlagen

10.1 Absetzbecken 64-1L (A 70)

Bemessung des Absetzbeckens

(nach REwS, Kap. 8.4.2)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	n=	1 1/a
Wiederkehrzeit	T _n =	1 a
Regenspende	r _{15 (n=1)} =	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche:	A _u =	3,462 ha (siehe gesonderte Aufstellung)
Bemessungszufluß für eine Regenspende r _{15; n=1}	Q =	411,6 l/s

3. Bestimmung der erforderlichen Wasseroberfläche

erf. Wasseroberfläche:	gem. REwS, Formel (17)	A _{W erf.} = Q(l/s) * 3,6 / q _A (m/h)
zulässige Oberflächenbeschickung:	q _A =	18 m/h Oberflächenbeschickung
erf. Wasseroberfläche:	A _{W erf.} =	82 m ²
gewählte Wasseroberfläche:	A _{W gewählt} =	90,8 m ²

4. Bestimmung der Geometrie

Wassertiefe im Dauerstaubereich:	t _{Dauerstau} =	2,2 m
Beckenlänge:	L _{Dauerstau} =	16,50 m
Beckenbreite:	B _{Dauerstau} =	5,5 m
Seitenverhältnis des Absetzbeckens L/B :	1 :	3,0 (Sollwert ≥ 3)

Wasseroberfläche:	A _W =	90,8 m ²
durchströmter Querschnitt:	A _Q =	12,1 m ²
Überlaufschwelle:	L _{A1} =	1,30 m
Breite Tauchwand:	B _T =	0,30 m
Abstand zwischen Zulauf und Tauchwand:	L _{A2} =	14,90 m

Unterkante Tauchwand 10 cm unter Höhe Ölauffangraum und Tauchwand >40cm unter Dauerwasserspiegel :	t _{UK} =	0,47 m
---	-------------------	--------

5. Berechnung des erforderlichen Ölauffangraumes

Erforderlicher Auffangraum für Leichtflüssigkeiten:	V _{L(erf.)} =	30 m ³
	A _{Wasseroberfläche} =	L _{A2} * B _G
	A _{Wasseroberfläche} =	81,95 m ²
Tiefe Auffangraum:	t =	0,37 m

6. Nachweis auf Einhaltung der Klärbedingungen im Absetzbecken

Wasseroberfläche:	$A_W =$	90,8 m ²
durchströmter Querschnitt:	$A_Q =$	12,1 m ²
reduzierte Fläche:	$A_u =$	3,462 ha
kritische Regenspende:	$r_{krit} =$	118,9 l(s*ha)
zul. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Zul.} =$	18,0 m/h
zul. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Zul.} =$	0,05 m/s
kritischer Regenabfluss:	$Q_{rkrit} = A_{red} * r_{krit}$	
	$Q_{rkrit} =$	412 l/s
vorh. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Vorh.} = 3,6 * Q_{rkrit} / A_W$	
	$q_A \text{ Vorh.} =$	16,335 m/h
Ergebnis:		zul. Oberflächenbeschickung unterschritten
vorh. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Vorh.} = Q_{rkrit} / 1000 / A_Q$	
	$v_h \text{ Vorh.} =$	0,034 m/s
Ergebnis:		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

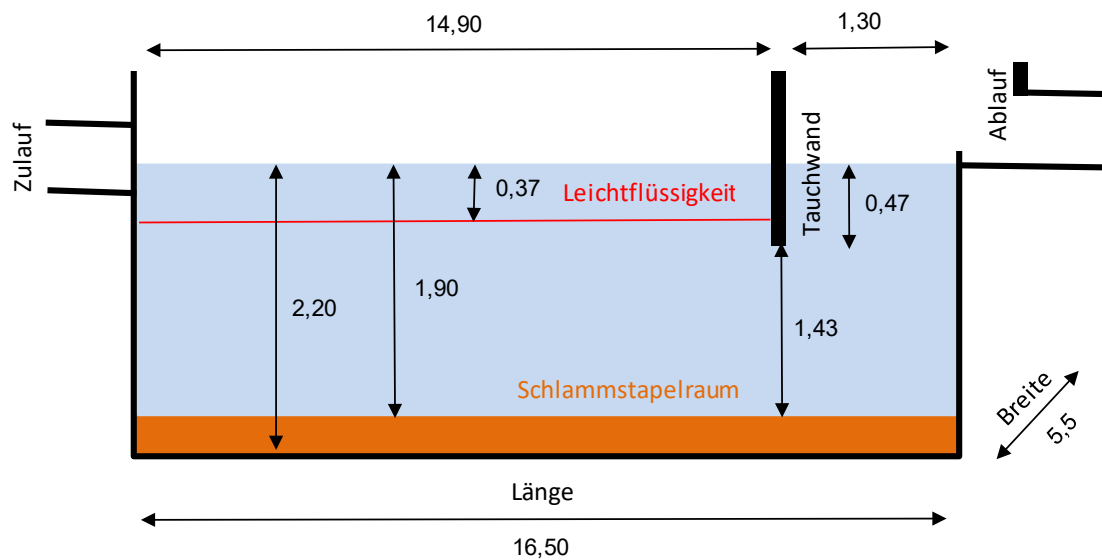
7. Nachweis Schlammraum

spez. Sedimentanfall:	$S_{sed} =$	1 m ³ /(ha _{AE,b} * a) (gem. REWS)
Oberkante Schlammraum:	$h_g =$	1,90 m unter Dauerstau
Prüfung Mindesttiefe gem. REWS Kap 8.4.1		Mindesttiefe von 1,80 m eingehalten
<u>Ermittlung des vorh. Schlammraums:</u>		
Oberkante Schlammraum	$h_g =$	1,90 m unter Dauerstau
Dauerstautiefe	$h_w =$	2,20 m
Höhe Schlammraum ($h_w - h_g$)	$h_s =$	0,30 m
mittlere Länge Schlammraum	=	16,50 m
mittlere Breite Schlammraum	=	5,50 m
vorh. Volumen Schlammraum	$V_{Sch, vorh.} =$	27,23 m ³
<u>Ermittlung Sedimentanfall aus dem Einzugsgebiet:</u>		
reduzierte Fläche:	$A_u =$	3,462 ha
Sedimentanfall	$S_{Sed} =$	3,46 m ³ /a
<u>Ermittlung des theoretischen Reinigungsintervalles:</u>		
theoretischen Entschlammungsintervall:	$T_{Räum} = V_{Sch, vorh.} / S_{Sed}$	
	$T_{Räum} =$	7,9 a
gewünschtes Entschlammungsintervall		5 a
Ergebnis:		Vorgabe erfüllt

8. Nachweis der Durchflussgeschwindigkeit unter Tauchwand

kritischer Regenabfluss:	$Q_{\text{krit}} =$	412 l/s
Maximale Fließgeschwindigkeit unter Tauchwand	$v_{\text{max}} =$	0,05 m/s
benötigte Querschnittsfläche:	$A_{\text{erf}} =$	8,2 m ²
Öffnung zw. UK Tauchwand und OK Schlammstapel:	$h =$	1,43 m
Bauwerksbreite:	$b =$	5,50 m
vorh. Querschnittsfläche unter Tauchwand:	$A_{\text{vorh}} =$	7,9 m ²
Berechnete Durchflußgeschwindigkeit:	$v =$	0,05 m/s
		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

9. Skizze



10.2 Versickerungsbecken 64-1L (A 70)

10.2.1 Überschreitungshäufigkeit 10 Jahre

A138 - Programm des Bayerischen Landesamtes für Umwelt

Version 01/2018

Höhen & Partner Ingenieuraktiengesellschaft, Bamberg

Beckenversickerung

Projekt : AK Bamberg

Datum : 31.03.2023

Bemerkung : VSB 64-1L

Bemessungsgrundlagen

Vorgesalteter Absetzraum vorhanden, Beckensohle ist 100 % durchlässig

Angeschlossene undurchlässige Fläche ohne genaue Flächenermittlung	A_u	:	36170	m ²
Abstand Geländeoberkante zum maßgebenden Grundwasserstand	h_{GW}	:	2,9	m
Durchlässigkeitsbeiwert der gesättigten Zone des Untergrundes	k_f	:	1,7E-4	m/s
Maximal zulässige Entleerungsdauer	$t_{E,max}$:	24	h
Länge der Beckensohle	l_s	:	31,34	m
Breite der Beckensohle	b_s	:	31,34	m
Böschungsneigung 1:m	m	:	3	-
Zuschlagsfaktor gemäß DWA-A 117	f_Z	:	1,20	-

Starkregen nach: aus Datei

DWD StationRegendaten_KOSTRA2020_157_163.str

Gauß-Krüger Koord. Rechtswert : m

Geogr. Koord. östl. Länge : ° ' "

Rasterfeldnr. KOSTRA-DWD-2010R horizontal

Rasterfeldmittelpunkt liegt :

Überschreitungshäufigkeit

Räumlich interpoliert ?

Hochwert : m

nördl. Breite : ° ' "

vertikal

n : 0,1 1/a

Berechnungsergebnisse

erforderliches Beckenvolumen	V	:	870	m ³
Einstauhöhe	z	:	0,77	m
Zufluss	Q_{zu}	:	400,4	l/s
spezifische Versickerungsrate	q_S	:	26,7	l/(s·ha)
maßgebende Regenspende	$r_{D,n}$:	106,9	l/(s·ha)
maßgebende Regendauer	D	:	40	min
Flächenbelastung	A_u/A_S	:	31,8	-
Entleerungszeit	t_E für n=1	:	1,2	h
Länge an der Oberfläche	l_o	:	35,9	m
Breite an der Oberfläche	b_o	:	35,9	m
Oberfläche	A_o	:	1292	m ²
Fläche der Beckensohle	$l_s \cdot b_s$:	982	m ²

Warnungen und Hinweise

Keine vorhanden.

10.2.2 Überschreitungshäufigkeit 5 Jahre

A138 - Programm des Bayerischen Landesamtes für Umwelt

Version 01/2018

Höhnen & Partner Ingenieuraktiengesellschaft, Bamberg

Beckenversickerung

Projekt : AK Bamberg

Datum : 31.03.2023

Bemerkung : VSB 64-1L

Bemessungsgrundlagen

Vorgesalteter Absetzraum vorhanden, Beckensohle ist 100 % durchlässig

Angeschlossene undurchlässige Fläche ohne genaue Flächenermittlung	A_U	:	36170	m ²
Abstand Geländeoberkante zum maßgebenden Grundwasserstand	h_{GW}	:	2,9	m
Durchlässigkeitsbeiwert der gesättigten Zone des Untergrundes	k_f	:	1,7E-4	m/s
Maximal zulässige Entleerungsdauer	$t_{E,max}$:	24	h
Länge der Beckensohle	l_s	:	31,34	m
Breite der Beckensohle	b_s	:	31,34	m
Böschungsneigung 1:m	m	:	3	-
Zuschlagsfaktor gemäß DWA-A 117	f_Z	:	1,20	-

Starkregen nach: aus Datei

DWD StationRegendaten_KOSTRA2020_157_163.str

Räumlich interpoliert ?

Gauß-Krüger Koord. Rechtswert : m

Hochwert : m

Geogr. Koord. östl. Länge : ° ' "

nördl. Breite : ° ' "

Rasterfeldnr. KOSTRA-DWD-2010R horizontal

vertikal

Rasterfeldmittelpunkt liegt :

Überschreitungshäufigkeit

n : 0,2 1/a

Berechnungsergebnisse

erforderliches Beckenvolumen	V	:	722	m ³
Einstauhöhe	z	:	0,65	m
Zufluss	Q_{zu}	:	382,4	l/s
spezifische Versickerungsrate	q_S	:	26,1	l/(s·ha)
maßgebende Regenspende	$r_{D,n}$:	102,2	l/(s·ha)
maßgebende Regendauer	D	:	35	min
Flächenbelastung	A_U/A_S	:	32,5	-
Entleerungszeit	t_E für n=1	:	1,2	h
Länge an der Oberfläche	l_o	:	35,2	m
Breite an der Oberfläche	b_o	:	35,2	m
Oberfläche	A_o	:	1242	m ²
Fläche der Beckensohle	$l_s \cdot b_s$:	982	m ²

Warnungen und Hinweise

Keine vorhanden.

10.2.3 Überschreitungshäufigkeit 2 Jahre

A138 - Programm des Bayerischen Landesamtes für Umwelt

Version 01/2018

Höhnen & Partner Ingenieuraktiengesellschaft, Bamberg

Beckenversickerung

Projekt : AK Bamberg

Datum : 31.03.2023

Bemerkung : VSB 64-1L

Bemessungsgrundlagen

Vorgesalteter Absetzraum vorhanden, Beckensohle ist 100 % durchlässig

Angeschlossene undurchlässige Fläche ohne genaue Flächenermittlung	A_u	:	36170	m ²
Abstand Geländeoberkante zum maßgebenden Grundwasserstand	h_{GW}	:	2,9	m
Durchlässigkeitsbeiwert der gesättigten Zone des Untergrundes	k_f	:	1,7E-4	m/s
Maximal zulässige Entleerungsdauer	$t_{E,max}$:	24	h
Länge der Beckensohle	l_s	:	31,34	m
Breite der Beckensohle	b_s	:	31,34	m
Böschungsneigung 1:m	m	:	3	-
Zuschlagsfaktor gemäß DWA-A 117	f_Z	:	1,20	-

Starkregen nach: aus Datei

DWD StationRegendaten_KOSTRA2020_157_163.str

Räumlich interpoliert ?

Gauß-Krüger Koord. Rechtswert : m

Hochwert : m

Geogr. Koord. östl. Länge : ° ' "

nördl. Breite : ° ' "

Rasterfeldnr. KOSTRA-DWD-2010R horizontal

vertikal

Rasterfeldmittelpunkt liegt :

Überschreitungshäufigkeit

n : 0,5 1/a

Berechnungsergebnisse

erforderliches Beckenvolumen

V : 534 m³

Einstauhöhe

z : 0,50 m

Zufluss

Q_{zu} : 339,8 l/s

spezifische Versickerungsrate

q_S : 25,4 l/(s·ha)

maßgebende Regenspende

$r_{D,n}$: 91 l/(s·ha)

maßgebende Regendauer

D : 30 min

Flächenbelastung

A_u/A_S : 33,5 -

Entleerungszeit

t_E für $n=1$: 1,2 h

Länge an der Oberfläche

l_o : 34,3 m

Breite an der Oberfläche

b_o : 34,3 m

Oberfläche

A_o : 1177 m²

Fläche der Beckensohle

$l_s \cdot b_s$: 982 m²

Warnungen und Hinweise

Keine vorhanden.

10.3 Absetzbecken 65-1R (A 70)

Bemessung des Absetzbeckens

(nach REwS, Kap. 8.4.2)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	n=	1 1/a
Wiederkehrzeit	T_n =	1 a
Regenspende	$r_{15} (n=1)$ =	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche:	A_u =	3,155 ha (siehe gesonderte Aufstellung)
Bemessungszufluß für eine Regenspende r_{15} ; n=1	Q =	375,2 l/s

3. Bestimmung der erforderlichen Wasseroberfläche

erf. Wasseroberfläche:	gem. REwS, Formel (17)	$A_{W \text{ erf.}} = Q(l/s) * 3,6 / q_A(m/h)$
zulässige Oberflächenbeschickung:	q_A =	9 m/h Oberflächenbeschickung
erf. Wasseroberfläche:	$A_{W \text{ erf.}}$ =	150 m ²
gewählte Wasseroberfläche:	A_W gewählt=	159,9 m²

4. Bestimmung der Geometrie

Wassertiefe im Dauerstaubereich:	$t_{\text{Dauerstau}}$ =	2,0 m
Beckenlänge:	$L_{\text{Dauerstau}}$ =	21,90 m
Beckenbreite:	$B_{\text{Dauerstau}}$ =	7,30 m
Seitenverhältnis des Absetzbeckens L/B :	1 :	3,0 (Sollwert ≥ 3)

Wasseroberfläche:	A_W =	159,9 m ²
durchströmter Querschnitt:	A_Q =	14,6 m ²
Überlaufschwelle:	L_{A1} =	1,30 m
Breite Tauchwand:	B_T =	0,30 m
Abstand zwischen Zulauf und Tauchwand:	L_{A2} =	20,30 m

Unterkante Tauchwand 10 cm unter Höhe Ölauffangraum und Tauchwand >40cm unter Dauerwasserspiegel :	t_{UK} =	0,40 m
---	------------	--------

5. Berechnung des erforderlichen Ölauffangraumes

Erforderlicher Auffangraum für Leichtflüssigkeiten:	$V_{L(erf.)}$ =	30 m ³
	$A_{\text{Wasseroberfläche}}$ =	$L_{A2} * B_G$
	$A_{\text{Wasseroberfläche}}$ =	148,19 m ²
Tiefe Auffangraum:	t=	0,20 m

6. Nachweis auf Einhaltung der Klärbedingungen im Absetzbecken

Wasseroberfläche:	$A_W =$	159,9 m ²
durchströmter Querschnitt:	$A_Q =$	14,6 m ²
reduzierte Fläche:	$A_u =$	3,155 ha
kritische Regenspende:	$r_{krit} =$	118,9 l(s*ha)
zul. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Zul.} =$	9,0 m/h
zul. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Zul.} =$	0,05 m/s
kritischer Regenabfluss:	$Q_{rkrit} = A_{red} * r_{krit}$	
	$Q_{rkrit} =$	375 l/s
vorh. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Vorh.} = 3,6 * Q_{rkrit} / A_W$	
	$q_A \text{ Vorh.} =$	8,443 m/h
Ergebnis:		zul. Oberflächenbeschickung unterschritten
vorh. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Vorh.} = Q_{rkrit} / 1000 / A_Q$	
	$v_h \text{ Vorh.} =$	0,026 m/s
Ergebnis:		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

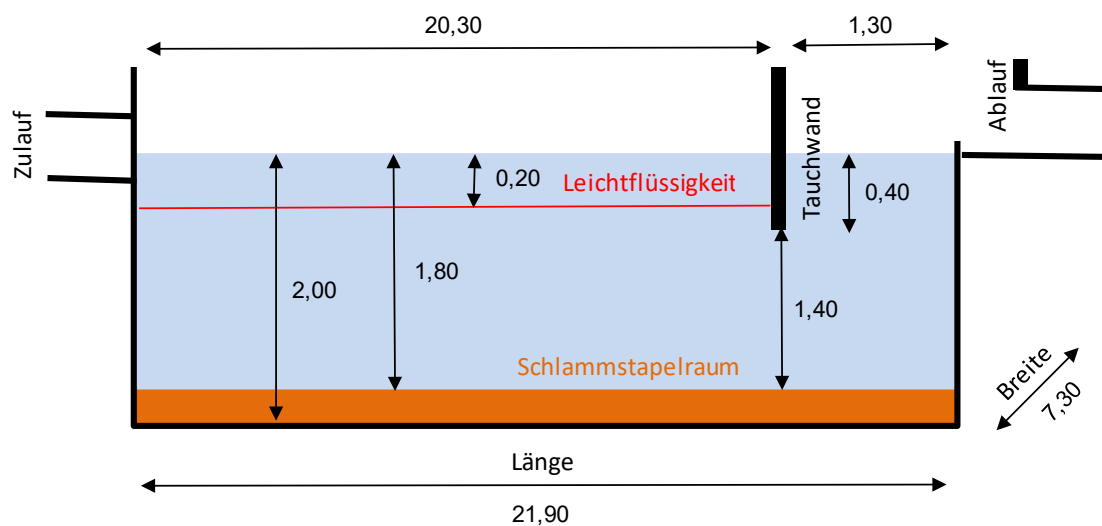
7. Nachweis Schlammraum

spez. Sedimentanfall:	$S_{sed} =$	1 m ³ /(ha _{AE,b} * a) (gem. REWS)
Oberkante Schlammraum:	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Prüfung Mindesttiefe gem. REWS Kap 8.4.1		Mindesttiefe von 1,80 m eingehalten
<u>Ermittlung des vorh. Schlammraums:</u>		
Oberkante Schlammraum	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Dauerstautiefe	$h_w =$	2,00 m
Höhe Schlammraum ($h_w - h_g$)	$h_s =$	0,20 m
mittlere Länge Schlammraum	=	21,90 m
mittlere Breite Schlammraum	=	7,30 m
vorh. Volumen Schlammraum	$V_{Sch, vorh.} =$	31,97 m ³
<u>Ermittlung Sedimentanfall aus dem Einzugsgebiet:</u>		
reduzierte Fläche:	$A_u =$	3,155 ha
Sedimentanfall	$S_{Sed} =$	3,16 m ³ /a
<u>Ermittlung des theoretischen Reinigungsintervalles:</u>		
theoretischen Entschlammungsintervall:	$T_{Räum} = V_{Sch, vorh.} / S_{Sed}$	
	$T_{Räum} =$	10,1 a
gewünschtes Entschlammungsintervall		10 a
Ergebnis:		Vorgabe erfüllt

8. Nachweis der Durchflussgeschwindigkeit unter Tauchwand

kritischer Regenabfluss:	$Q_{\text{krit}} =$	375 l/s
Maximale Fließgeschwindigkeit unter Tauchwand	$v_{\text{max}} =$	0,05 m/s
benötigte Querschnittsfläche:	$A_{\text{erf}} =$	7,5 m ²
Öffnung zw. UK Tauchwand und OK Schlammstapel:	$h =$	1,40 m
Bauwerksbreite:	$b =$	7,30 m
vorh. Querschnittsfläche unter Tauchwand:	$A_{\text{vorh}} =$	10,2 m ²
Berechnete Durchflußgeschwindigkeit:	$v =$	0,04 m/s
		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

9. Skizze



10.4 Absetzbecken 65-2R (A 70)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	$n =$	1 1/a
Wiederkehrzeit	$T_n =$	1 a
Regenspende	$r_{15} (n=1) =$	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	3,296 ha (siehe gesonderte Aufstellung)
Bemessungszufluß für eine Regenspende r_{15} ; $n=1$	$Q =$	391,9 l/s

3. Bestimmung der erforderlichen Wasseroberfläche

erf. Wasseroberfläche:	gem. REWS, Formel (17)	$A_{W \text{ erf.}} = Q(l/s) * 3,6 / q_A(m/h)$
zulässige Oberflächenbeschickung:		$q_A =$ 9 m/h Oberflächenbeschickung
erf. Wasseroberfläche:		$A_{W \text{ erf.}} =$ 157 m ²
gewählte Wasseroberfläche:		$A_w \text{ gewählt} =$ 168,8 m²

4. Bestimmung der Geometrie

Wassertiefe im Dauerstaubereich:	$t_{\text{Dauerstau}} =$	2,0 m
Beckenlänge:	$L_{\text{Dauerstau}} =$	22,50 m
Beckenbreite:	$B_{\text{Dauerstau}} =$	7,50 m
Seitenverhältnis des Absetzbeckens L/B :	1 :	3,0 (Sollwert ≥ 3)

Wasseroberfläche:	$A_w =$	168,8 m ²
durchströmter Querschnitt:	$A_Q =$	15,0 m ²
Überlaufschwelle:	$L_{A1} =$	1,30 m
Breite Tauchwand:	$B_T =$	0,30 m
Abstand zwischen Zulauf und Tauchwand:	$L_{A2} =$	20,90 m

Unterkante Tauchwand 10 cm unter Höhe Ölauffangraum und Tauchwand >40cm unter Dauerwasserspiegel :	$t_{UK} =$	0,40 m
---	------------	--------

5. Berechnung des erforderlichen Ölauffangraumes

Erforderlicher Auffangraum für Leichtflüssigkeiten:	$V_{L(\text{erf.})} =$	30 m ³
	$A_{\text{Wasseroberfläche}} =$	$L_{A2} * B_G$
	$A_{\text{Wasseroberfläche}} =$	156,75 m ²
Tiefe Auffangraum:	$t =$	0,19 m

6. Nachweis auf Einhaltung der Klärbedingungen im Absetzbecken

Wasseroberfläche:	$A_W =$	168,8 m ²
durchströmter Querschnitt:	$A_Q =$	15,0 m ²
reduzierte Fläche:	$A_u =$	3,296 ha
kritische Regenspende:	$r_{krit} =$	118,9 l(s*ha)
zul. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Zul.} =$	9,0 m/h
zul. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Zul.} =$	0,05 m/s
kritischer Regenabfluss:	$Q_{rkrit} = A_{red} * r_{krit}$	
	$Q_{rkrit} =$	392 l/s
vorh. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Vorh.} = 3,6 * Q_{rkrit} / A_W$	
	$q_A \text{ Vorh.} =$	8,360 m/h
Ergebnis:		zul. Oberflächenbeschickung unterschritten
vorh. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Vorh.} = Q_{rkrit} / 1000 / A_Q$	
	$v_h \text{ Vorh.} =$	0,026 m/s
Ergebnis:		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

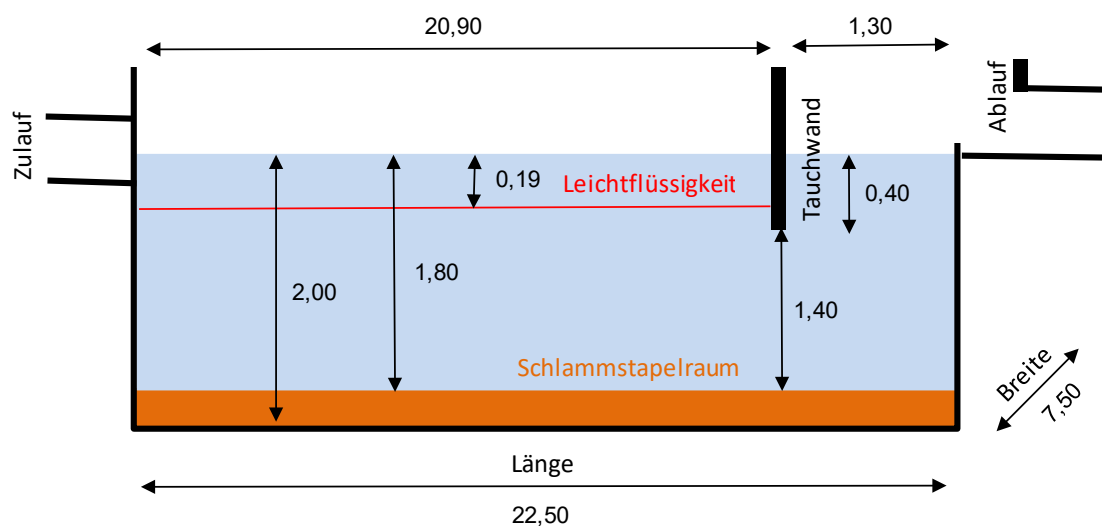
7. Nachweis Schlammraum

spez. Sedimentanfall:	$S_{sed} =$	1 m ³ /(ha _{AE,b} * a) (gem. REWS)
Oberkante Schlammraum:	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Prüfung Mindesttiefe gem. REWS Kap 8.4.1		Mindesttiefe von 1,80 m eingehalten
<u>Ermittlung des vorh. Schlammraums:</u>		
Oberkante Schlammraum	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Dauerstautiefe	$h_w =$	2,00 m
Höhe Schlammraum ($h_w - h_g$)	$h_s =$	0,20 m
mittlere Länge Schlammraum	=	22,50 m
mittlere Breite Schlammraum	=	7,50 m
vorh. Volumen Schlammraum	$V_{Sch, vorh.} =$	33,75 m ³
<u>Ermittlung Sedimentanfall aus dem Einzugsgebiet:</u>		
reduzierte Fläche:	$A_u =$	3,296 ha
Sedimentanfall	$S_{Sed} =$	3,30 m ³ /a
<u>Ermittlung des theoretischen Reinigungsintervalles:</u>		
theoretischen Entschlammungsintervall:	$T_{Räum} = V_{Sch, vorh.} / S_{Sed}$	
	$T_{Räum} =$	10,2 a
gewünschtes Entschlammungsintervall		10 a
Ergebnis:		Vorgabe erfüllt

8. Nachweis der Durchflussgeschwindigkeit unter Tauchwand

kritischer Regenabfluss:	$Q_{\text{krit}} =$	392 l/s
Maximale Fließgeschwindigkeit unter Tauchwand	$v_{\text{max}} =$	0,05 m/s
benötigte Querschnittsfläche:	$A_{\text{erf}} =$	7,8 m ²
Öffnung zw. UK Tauchwand und OK Schlammstapel:	$h =$	1,40 m
Bauwerksbreite:	$b =$	7,50 m
vorh. Querschnittsfläche unter Tauchwand:	$A_{\text{vorh}} =$	10,5 m ²
Berechnete Durchflußgeschwindigkeit:	$v =$	0,04 m/s
		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

9. Skizze



10.5 Regenrückhaltebecken 65-1R (A 70)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	$n=$	0,2 1/a
Wiederkehrzeit	$T_n=$	5 a
Regenspende	$r_{15 (n=1)} =$	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	3,296 ha (siehe gesonderte Aufstellung)
Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{15; n=1}$	$Q =$	391,9 l/s

3. Ermittlung der Drosselabflussspenden

nach DWA-M 153

Typ des Vorflutgewässers:	kleiner Flachlandbach	
Zulässiger Regenabflussspende:	$q_r =$	15 l/(s * ha)
"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	3,296 ha
Maximal zulässiger Drosselabfluss:	$Q_{dr} =$	$q_r * A_u$ l/s
	$Q_{dr} =$	49,4 l/s

Immissionsprinzip nach Kap. 6.3.2 Maximalabfluss:

bekannter Mittelwasserabfluss:	$MQ =$	0,009 m ³ /s	Angabe WWA
1-jähriger Hochwasserabfluss:	$HQ_1 =$	0,400 m ³ /s	vom 27.05.2021
Einleitungswert nach Tabelle 4 (DWA-M 153) :	$e_w =$	2	
Maximal zulässiger Abfluss:	$Q_{dr,max} =$	18,0 l/s	

Gewählter maximaler Drosselabfluss:	$Q_{dr, max (gewählt)} =$	9,1 l/s
Gewählter max. Drosselabfluss <= Zulässiger Drosselabfluss		
Gewählter max. Drosselabfluss <= Maximal zulässiger Drosselabfluss		

Gewählter mittlerer Drosselabfluss zur Volumenbestimmung des Rückhalteraaumes:

	$Q_{dr (gewählt)} =$	5,9 l/s
Regenanteil der Drosselabflussspende:	$q_{dr,r,u} =$	1,8 l/(s * ha)

4. Ermittlung des Abminderungsfaktors f_A

nach Anhang B, DWA-A 117

Fließzeit:	$t_f =$	15 min
Überschreitungshäufigkeit:	$n =$	0,2 1/a
Abminderungsfaktor:	$f_A =$	0,998

5. Festlegung des Zuschlagsfaktors f_z

nach Tabelle 2, DWA-A 117

Zuschlagsfaktor: $f_z = 1,00$ Risikomaß: Außerortsstraßen
 Für den Außerortsstraßenbereich wird auf Grund der bereits hohen Sicherheitsreserven (lange Fließzeiten, großer Anteil versickerungsfähiger Flächen, Spritzverluste) für $f_z = 1,0$ gew ählt.

6. Bestimmung der statistischen Niederschlagshöhen und Regenspenden

Anwendung von Gleichung 2 (DWA-A 117) für ausgewählte Dauerstufen

Spezifisches Speichervolumen $V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) * D * f_z * f_A * 0,06 \text{ [m}^3/\text{ha]}$

Grundlage: KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld

Spalte: 157

Zeile: 163

Dauerstufe D	Niederschlagshöhe hN für (n=0,2) /a	Zugehörige Regenspende r	Drosselabfluss- spende $q_{dr,r,u}$	Differenz zw . r und $q_{dr,r,u}$	spezifisches Speichervolumen $V_{s,u}$
[min]	[mm]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[m ³ /ha]
10	14,7	245,0	1,8	243,2	146
20	18,3	152,5	1,8	150,7	180
30	20,6	114,4	1,8	112,6	202
45	22,9	84,8	1,8	83,0	224
60	24,7	68,6	1,8	66,8	240
90	27,4	50,7	1,8	48,9	264
120	29,4	40,8	1,8	39,0	280
180	32,5	30,1	1,8	28,3	305
240	34,8	24,2	1,8	22,4	322
360	38,4	17,8	1,8	16,0	345
540	42,4	13,1	1,8	11,3	365
720	45,2	10,4	1,8	8,6	371
1080	49,8	7,5	1,8	5,7	369
1440	53,3	5,9	1,8	4,1	354
2880	62,7	3,4	1,8	1,6	276

7. Bestimmung des erforderlichen Rückhaltevolumens

Erforderliches Rückhaltevolumen: $V = V_{s,u} * A_u \text{ m}^3$

"Undurchlässige" Fläche: $A_u = 3,296 \text{ ha}$

Erforderliches spezifisches Volumen: $V_{s,u} = 371 \text{ m}^3/\text{ha}$

Erforderliches Volumen: $V = 1223 \text{ m}^3$

Gewähltes Volumen: $V = 1315 \text{ m}^3$

8. Berechnung der erforderlichen Drosselnennweite im Auslaufbauwerk des RRB

(Berechnung n. Wendehorst 29. Auflage Kap. 3.3.6)

Aufstauhöhe:	$h =$	0,50 m
Durchmesser Drossel:	$DN =$	80 mm
	$h_{\max} = \text{Aufstauhöhe} - \text{Drosselrohr}/2 =$	0,46 m
	$h_{\min} = \text{Drosselrohr}/2 =$	0,04 m
Einlaufverlustbeiwert:	$\alpha =$	0,60
Drosselabfluss Maximum:	$Q_{\max} =$	9,1 l/s
	max. Drosselabfluss \leq Zulässiger max. Drosselabfluss	
Drosselabfluss Minimum:	$Q_{\min} =$	2,7 l/s
Drosselabfluss Mittelwert:	$Q_{\text{Mittel}} =$	5,9 l/s

9. Bestimmung der Überlauföffnung im Auslaufbauwerk

kritischer Regenabfluss:	$Q_{\text{krit}} =$	392 l/s
Länge der Überlaufschwelle	$l_{\text{ü}} =$	2 m
Beiwert	$\mu =$	0,5
Höhe an der Überlaufschwelle	$h_{\text{ü}} = (1,5 \times Q_{\text{krit}} / (1000 \times l_{\text{ü}} \times \mu \times \sqrt{2g}))^{2/3}$	
	$h_{\text{ü}} =$	0,26 m
	gewählte $h_{\text{ü}} =$	0,40 m
Ergebnis:		erf. Überlaufhöhe vorhanden

10. Nachweis der Ablaufleitung ab Auslaufbauwerk

nach DWA A 111

Bemessungswassermenge:	$Q_{\text{Ü}} =$	392 l/s
Sohlgefälle geplant	$I =$	10 ‰
Rohrleitung gewählt	$DN =$	600
Fließgeschwindigkeit	$w =$	2,17 m/s ($k_b=1,5\text{mm}$)
Ableitungswassermenge Vollfüllung	$Q_{\text{voll}} =$	614 l/s
Auslastung		64%

11. Bemessung des Notüberlaufes

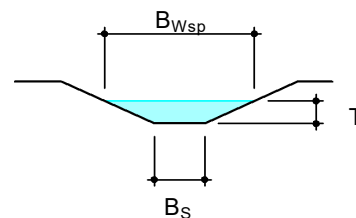
Überschreitungshäufigkeit	n=	0,01 1/a
Wiederkehrzeit	T_n =	100 a
"Undurchlässige" Fläche:	A_u =	3,296 ha
Regenspende	$r_{5;n=0,01}$ =	690,0 l/(s x ha)
Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{5;n=0,01}$	Q =	2274,2 l/s
	Q =	2,27 m³/s

Geometrie und Befestigung des Notüberlaufes:

Befestigung:

Wasserbausteine

Querschnitt:



Berechnung des Abflusses:

mittlere Wasserspiegelbreite :	B_{Wsp} =	9,50 m
mittlere Sohlbreite :	B_S =	6,50 m
Höhe (Tiefe des Wsp.) :	T=	0,15 m
Wasserspiegelgefälle :	I=	40 ‰
Rauhigkeitsbeiwert :	k_s =	40 m ^{1/3} /s

Durchflussfläche :	A=	1,20 m ²
Benetzter Umfang :	U=	9,51 m
Hydraulischer Radius :	R=	0,126 m
mittlere Fließgeschwindigkeit :	v=	2,01 m/s

errechneter Abfluss:	$Q = A \cdot k_s \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3}$
	Q= 2,41 m³/s

Ergebnis: Hochwasserabfluss ausreichend leistungsfähig

10.6 Absetzbecken 95-1R (A 73)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	$n =$	1 1/a
Wiederkehrzeit	$T_n =$	1 a
Regenspende	$r_{15} (n=1) =$	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	1,249 ha (siehe gesonderte Aufstellung)
Bemessungszufluß für eine Regenspende r_{15} ; $n=1$	$Q =$	148,5 l/s

3. Bestimmung der erforderlichen Wasseroberfläche

erf. Wasseroberfläche:	gem. REwS, Formel (17)	$A_{W \text{ erf.}} = Q(l/s) * 3,6 / q_A(m/h)$
zulässige Oberflächenbeschickung:		$q_A =$ 9 m/h Oberflächenbeschickung
erf. Wasseroberfläche:		$A_{W \text{ erf.}} =$ 59 m ²
gewählte Wasseroberfläche:	$A_w \text{ gewählt} =$	75,0 m²

4. Bestimmung der Geometrie

Wassertiefe im Dauerstaubereich:	$t_{\text{Dauerstau}} =$	2,0 m
Beckenlänge:	$L_{\text{Dauerstau}} =$	15,00 m
Beckenbreite:	$B_{\text{Dauerstau}} =$	5,00 m
Seitenverhältnis des Absetzbeckens L/B :	1 :	3,0 (Sollwert ≥ 3)
		0,0
Wasseroberfläche:	$A_W =$	75,0 m ²
durchströmter Querschnitt:	$A_Q =$	10,0 m ²
Überlaufschwelle:	$L_{A1} =$	1,30 m
Breite Tauchwand:	$B_T =$	0,30 m
Abstand zwischen Zulauf und Tauchwand:	$L_{A2} =$	13,40 m
Unterkante Tauchwand 10 cm unter Höhe Ölauffangraum und Tauchwand >40cm unter Dauerwasserspiegel :	$t_{UK} =$	0,55 m

5. Berechnung des erforderlichen Ölauffangraumes

Erforderlicher Auffangraum für Leichtflüssigkeiten:	$V_{L(\text{erf.})} =$	30 m ³
	$A_{\text{Wasseroberfläche}} =$	$L_{A2} * B_G$
	$A_{\text{Wasseroberfläche}} =$	67,00 m ²
Tiefe Auffangraum:	$t =$	0,45 m

6. Nachweis auf Einhaltung der Klärbedingungen im Absetzbecken

Wasseroberfläche:	$A_W =$	75,0 m ²
durchströmter Querschnitt:	$A_Q =$	10,0 m ²
reduzierte Fläche:	$A_u =$	1,249 ha
kritische Regenspende:	$r_{krit} =$	118,9 l(s*ha)
zul. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Zul.} =$	9,0 m/h
zul. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Zul.} =$	0,05 m/s
kritischer Regenabfluss:	$Q_{rkrit} = A_{red} * r_{krit}$	
	$Q_{rkrit} =$	149 l/s
vorh. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Vorh.} = 3,6 * Q_{rkrit} / A_W$	
	$q_A \text{ Vorh.} =$	7,152 m/h
Ergebnis:		zul. Oberflächenbeschickung unterschritten
vorh. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Vorh.} = Q_{rkrit} / 1000 / A_Q$	
	$v_h \text{ Vorh.} =$	0,015 m/s
Ergebnis:		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

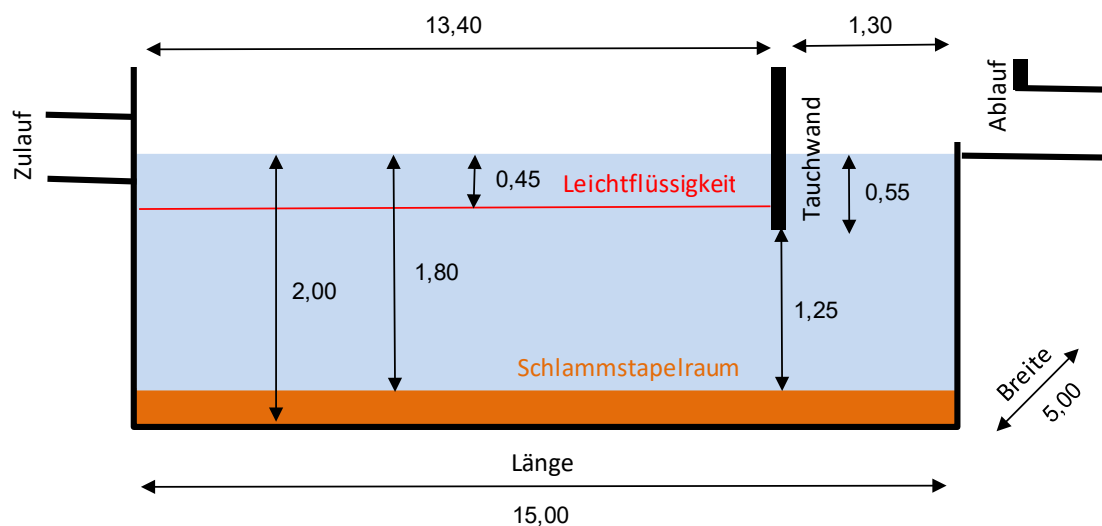
7. Nachweis Schlammraum

spez. Sedimentanfall:	$S_{sed} =$	1 m ³ /(ha _{AE,b} * a) (gem. REWS)
Oberkante Schlammraum:	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Prüfung Mindesttiefe gem. REWS Kap 8.4.1		Mindesttiefe von 1,80 m eingehalten
<u>Ermittlung des vorh. Schlammraums:</u>		
Oberkante Schlammraum	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Dauerstautiefe	$h_w =$	2,00 m
Höhe Schlammraum ($h_w - h_g$)	$h_s =$	0,20 m
mittlere Länge Schlammraum	=	15,00 m
mittlere Breite Schlammraum	=	5,00 m
vorh. Volumen Schlammraum	$V_{Sch, vorh.} =$	15,00 m ³
<u>Ermittlung Sedimentanfall aus dem Einzugsgebiet:</u>		
reduzierte Fläche:	$A_u =$	1,249 ha
Sedimentanfall	$S_{Sed} =$	1,25 m ³ /a
<u>Ermittlung des theoretischen Reinigungsintervalles:</u>		
theoretischen Entschlammungsintervall:	$T_{Räum} = V_{Sch, vorh} / S_{Sed}$	
	$T_{Räum} =$	12,0 a
gewünschtes Entschlammungsintervall		10 a
Ergebnis:		Vorgabe erfüllt

8. Nachweis der Durchflussgeschwindigkeit unter Tauchwand

kritischer Regenabfluss:	$Q_{\text{krit}} =$	149 l/s
Maximale Fließgeschwindigkeit unter Tauchwand	$v_{\text{max}} =$	0,05 m/s
benötigte Querschnittsfläche:	$A_{\text{erf}} =$	3,0 m ²
Öffnung zw. UK Tauchwand und OK Schlammstapel:	$h =$	1,25 m
Bauwerksbreite:	$b =$	5,00 m
vorh. Querschnittsfläche unter Tauchwand:	$A_{\text{vorh}} =$	6,3 m ²
Berechnete Durchflußgeschwindigkeit:	$v =$	0,02 m/s
		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

9. Skizze



10.7 Regenrückhaltebecken 95-1R (A 73)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	$n =$	0,2 1/a
Wiederkehrzeit	$T_n =$	5 a
Regenspende	$r_{15} (n=1) =$	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche:

EZG 28:	$A_{u \text{ EZG 28}} =$	1,249 ha
EZG 29:	$A_{u \text{ EZG 29}} =$	0,235 ha
"Undurchlässige" Fläche Summe:	$A_u =$	1,484 ha

Bemessungszufluß für eine Regenspende r_{15} ; $n=1$

EZG 28:	$Q_{\text{EZG 28}} =$	148,5 l/s
EZG 29:	$Q_{\text{EZG 29}} =$	28,0 l/s
Bemessungszufluß Summe:	$Q =$	176,5 l/s

3. Ermittlung der Drosselabflussspenden

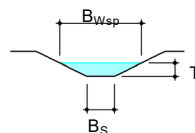
nach DWA-M 153

Typ des Vorflutgewässers:	kleiner Flachlandbach	
Zulässiger Regenabflussspende:	$q_r =$	15 l/(s * ha)
"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	1,484 ha
Maximal zulässiger Drosselabfluss:	$Q_{dr} =$	$q_r * A_u$ l/s
	$Q_{dr} =$	22,3 l/s

Immissionsprinzip nach Kap. 6.3.2 Maximalabfluss:

bekannter Mittelwasserabfluss:	$MQ =$	m^3/s	nicht bekannt !
1-jähriger Hochwasserabfluss:	$HQ_1 =$	m^3/s	nicht bekannt !

Gabenquerschnitt:



Abschätzung des Mittelwasserabflusses:

mittlere Wasserspiegelbreite :	$B_{Wsp} =$	0,70 m
mittlere Sohlbreite :	$B_S =$	0,40 m
Höhe (Tiefe des Wsp.) :	$T =$	0,20 m
Wasserspiegelgefälle :	$I =$	1 ‰
Rauhigkeitsbeiwert :	$k_s =$	25 $m^{1/3}/s$
Durchflussfläche :	$A =$	0,11 m^2
Benetzer Umfang :	$U =$	0,90 m
Hydraulischer Radius :	$R =$	0,122 m
mittlere Fließgeschwindigkeit :	$v =$	0,19 m/s

errechneter Mittelwasserabfluss :

$$MQ = A * k_s * I^{1/2} * R^{2/3}$$

$$MQ = 0,02 \text{ m}^3/s$$

Einleitungswert nach Tabelle 4 (DWA-M 153) :

$$e_w = 2$$

Maximal zulässiger Abfluss:

$$Q_{dr, max} = 40,0 \text{ l/s}$$

Gewähler maximaler Drosselabfluss:

$$Q_{dr, max (gewählt)} = 16,8 \text{ l/s}$$

Gewähler max. Drosselabfluss <= Zulässiger Drosselabfluss

Gewähler max. Drosselabfluss <= Maximal zulässiger Drosselabfluss

Gewähler mittlerer Drosselabfluss zur Volumenbestimmung des Rückhalteraaumes:

$$Q_{dr (gewählt)} = 10,8 \text{ l/s}$$

Regenanteil der Drosselabflussspende:

$$q_{dr, r, u} = 7,3 \text{ l/(s * ha)}$$

4. Ermittlung des Abminderungsfaktors f_A

nach Anhang B, DWA-A 117

Fließzeit:	$t_f =$	10 min
Überschreitungshäufigkeit:	$n =$	0,2 1/a
Abminderungsfaktor:	$f_A =$	0,995

5. Festlegung des Zuschlagsfaktors f_Z

nach Tabelle 2, DWA-A 117

Zuschlagsfaktor:	$f_Z =$	1,00	Risikomaß: Außerortsstraße
Für den Außerortsstraßenbereich wird auf Grund der bereits hohen Sicherheitsreserven (lange Fließzeiten, großer Anteil versickerungsfähiger Flächen, Spritzverluste) für $f_Z = 1,0$ gew ählt.			

6. Bestimmung der statistischen Niederschlagshöhen und Regenspenden

Anwendung von Gleichung 2 (DWA-A 117) für ausgewählte Dauerstufen

Spezifisches Speichervolumen $V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) * D * f_Z * f_A * 0,06$ [m³/ha]

Grundlage: KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld

Spalte: 157

Zeile: 163

Dauerstufe D	Niederschlagshöhe hN für (n=0,2) /a	Zugehörige Regenspende r	Drosselabfluss- spende $q_{dr,r,u}$	Differenz zw . r und $q_{dr,r,u}$	spezifisches Speichervolumen $V_{s,u}$
[min]	[mm]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[m ³ /ha]
10	14,7	245,0	7,3	237,7	142
20	18,3	152,5	7,3	145,2	173
30	20,6	114,4	7,3	107,1	192
45	22,9	84,8	7,3	77,5	208
60	24,7	68,6	7,3	61,3	220
90	27,4	50,7	7,3	43,4	233
120	29,4	40,8	7,3	33,5	240
180	32,5	30,1	7,3	22,8	245
240	34,8	24,2	7,3	16,9	242
360	38,4	17,8	7,3	10,5	226

7. Bestimmung des erforderlichen Rückhaltevolumens

Erforderliches Rückhaltevolumen:	$V =$	$V_{s,u} * A_u$ m ³
"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	1,484 ha
Erforderliches spezifisches Volumen:	$V_{s,u} =$	245 m ³ /ha
Erforderliches Volumen:	$V =$	364 m³
Gewähltes Volumen:	$V =$	453 m³

8. Berechnung der erforderlichen Drosselnennweite im Auslaufbauwerk des RRB

(Berechnung n. Wendehorst 29.Auflage Kap. 3.3.6)

Aufstauhöhe:	$h =$	0,70 m
Durchmesser Drossel:	$DN =$	100 mm
	$h_{max} = \text{Aufstauhöhe} - \text{Drosselrohr}/2 =$	0,65 m
	$h_{min} = \text{Drosselrohr}/2 =$	0,05 m
Einlaufverlustbeiwert:	$\alpha =$	0,60
Drosselabfluss Maximum:	$Q_{max} =$	16,8 l/s
	max. Drosselabfluss \leq Zulässiger max. Drosselabfluss	
Drosselabfluss Minimum:	$Q_{min} =$	4,7 l/s
Drosselabfluss Mittelwert:	$Q_{Mittel} =$	10,8 l/s

9. Bestimmung der Überlauföffnung im Auslaufbauwerk

kritischer Regenabfluss:	$Q_{rkrit} =$	177 l/s
Länge der Überlaufschwelle	$l_{ü} =$	2 m
Beiwert	$\mu =$	0,5
Höhe an der Überlaufschwelle	$h_{ü} = (1,5 \times Q_{rkrit} / (1000 \times l_{ü} \times \mu \times \sqrt{2g}))^{2/3}$	
	$h_{ü} =$	0,15 m
	gewählte $h_{ü} =$	0,20 m
Ergebnis:		erf. Überlaufhöhe vorhanden

10. Nachweis der Ablaufleitung ab Auslaufbauwerk

nach DWA A 111

Bemessungswassermenge:	$Q_{Ü} =$	177 l/s
Sohlgefälle geplant	$l =$	5 ‰
Rohrleitung gewählt	$DN =$	500
Fließgeschwindigkeit	$w =$	1,36 m/s (kb=1,5mm)
Ableitungswassermenge Vollfüllung	$Q_{voll} =$	267 l/s
Auslastung		66%

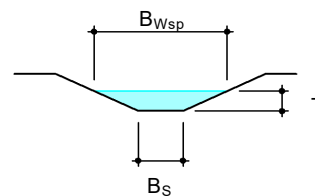
11. Bemessung des Notüberlaufes

Überschreitungshäufigkeit	$n =$	0,01 1/a
Wiederkehrzeit	$T_n =$	100 a
"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	1,484 ha
Regenspende	$r_{5;n=0,01} =$	690,0 l/(s x ha)
Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{5;n=0,01}$	$Q =$	1024,0 l/s
	$Q =$	1,02 m³/s

Geometrie und Befestigung des Notüberlaufes:

Befestigung: Wasserbausteine

Querschnitt:



Berechnung des Abflusses:

mittlere Wasserspiegelbreite :	$B_{Wsp} =$	6,00 m
mittlere Sohlbreite :	$B_S =$	4,00 m
Höhe (Tiefe des Wsp.) :	$T =$	0,15 m
Wasserspiegelgefälle :	$l =$	20 ‰
Rauhigkeitsbeiwert :	$k_s =$	40 m ^{1/3} /s
Durchflussfläche :	$A =$	0,75 m ²
Benetzter Umfang :	$U =$	6,02 m
Hydraulischer Radius :	$R =$	0,125 m
mittlere Fließgeschwindigkeit :	$v =$	1,41 m/s
errechneter Abfluss:	$Q = A \cdot k_s \cdot l^{1/2} \cdot R^{2/3}$	
	$Q =$	1,06 m³/s

Ergebnis: Hochwasserabfluss ausreichend leistungsfähig

10.8 Einleitungsstelle E7 (zusammenfassende Betrachtung mit Entwässerungsabschnitten 28 – 32)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	$n =$	0,2 1/a
Wiederkehrzeit	$T_n =$	5 a
Regenspende	$r_{15} (n=1) =$	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche:

EZG 28:	$A_{u \text{ EZG } 28} =$	1,249 ha
EZG 29:	$A_{u \text{ EZG } 29} =$	0,235 ha
EZG 30:	$A_{u \text{ EZG } 30} =$	0,263 ha
EZG 31:	$A_{u \text{ EZG } 31} =$	0,250 ha
EZG 32:	$A_{u \text{ EZG } 32} =$	0,255 ha
"Undurchlässige" Fläche Summe:	$A_u =$	2,252 ha

Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{15; n=1}$

EZG 28:	$Q_{\text{EZG } 28} =$	148,5 l/s
EZG 29:	$Q_{\text{EZG } 29} =$	28,0 l/s
EZG 30:	$Q_{\text{EZG } 30} =$	31,3 l/s
EZG 31:	$Q_{\text{EZG } 31} =$	29,7 l/s
EZG 32:	$Q_{\text{EZG } 32} =$	30,3 l/s

Bemessungszufluß Summe: $Q = 267,8 \text{ l/s}$

3. Ermittlung der Drosselabflussspenden

nach DWA-M 153

Typ des Vorflutgewässers:	Kleiner Flachlandbach	
Zulässiger Regenabflussspende:	$q_r =$	15 l/(s * ha)
"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	2,252 ha
Maximal zulässiger Drosselabfluss:	$Q_{dr} =$	$q_r * A_u \text{ l/s}$
	$Q_{dr} =$	33,8 l/s

Gewählter mittlerer Drosselabfluss zur Volumenbestimmung des Rückhalterauges:

Einzugsgebiet:	max. Drosselabfluss aus:		
EZG 28:	RRB 95-1R	$Q_{dr} =$	16,8 l/s
EZG 29:	in Q_{dr} EZG 28 enthalten		
EZG 30:	dräniertes Versickermulde	$Q_{dr} =$	1,5 l/s
EZG 31:	dräniertes Versickermulde	$Q_{dr} =$	1,7 l/s
EZG 32:	dräniertes Versickermulde	$Q_{dr} =$	1,8 l/s
Summe der Drosselabflüsse EZG 28 - EZG 32	$Q_{dr} \text{ (gewählt)} =$		21,8 l/s
Regenanteil der Drosselabflussspende:	$q_{dr,r,u} =$		9,7 l/(s * ha)

4. Ermittlung des Abminderungsfaktors f_A

nach Anhang B, DWA-A 117

Fließzeit:	$t_f =$	10 min
Überschreitungshäufigkeit:	$n =$	0,2 1/a
Abminderungsfaktor:	$f_A =$	0,993

5. Festlegung des Zuschlagsfaktors f_z

nach Tabelle 2, DWA-A 117

Zuschlagsfaktor:	$f_z =$	1,00	Risikomaß: Außerortsstraße
Für den Außerortsstraßenbereich wird auf Grund der bereits hohen Sicherheitsreserven (lange Fließzeiten, großer Anteil versickerungsfähiger Flächen, Spritzverluste) für $f_z = 1,0$ gewählt.			

6. Bestimmung der statistischen Niederschlagshöhen und Regenspenden

Anwendung von Gleichung 2 (DWA-A 117) für ausgewählte Dauerstufen

Spezifisches Speichervolumen $V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) * D * f_z * f_A * 0,06 \quad [m^3/ha]$ **Grundlage: KOSTRA-DWD 2020**

Rasterfeld Spalte: 157

Zeile: 163

Dauerstufe D	Niederschlagshöhe hN für (n=0,2) /a	Zugehörige Regenspende r	Drosselabfluss- spende $q_{dr,r,u}$	Differenz zw. r und $q_{dr,r,u}$	spezifisches Speichervolumen $V_{s,u}$
[min]	[mm]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[m ³ /ha]
10	14,7	245,0	9,7	235,3	140
20	18,3	152,5	9,7	142,8	170
30	20,6	114,4	9,7	104,7	187
45	22,9	84,8	9,7	75,1	201
60	24,7	68,6	9,7	58,9	211
90	27,4	50,7	9,7	41,0	220
120	29,4	40,8	9,7	31,1	222
180	32,5	30,1	9,7	20,4	219
240	34,8	24,2	9,7	14,5	207
360	38,4	17,8	9,7	8,1	174

7. Bestimmung des erforderlichen RückhaltevolumensErforderliches Rückhaltevolumen: $V = V_{s,u} * A_u \quad m^3$ "Undurchlässige" Fläche: $A_u = 2,252 \quad ha$ Erforderliches spezifisches Volumen: $V_{s,u} = 222 \quad m^3/ha$ Erforderliches Volumen: $V = 500 \quad m^3$

Geplante Maßnahmen:

RRB 95-1R $453 \quad m^3$ Dränierte Versickermulde in EZG 30 $45 \quad m^3$ Dränierte Versickermulde in EZG 31 $40 \quad m^3$ Dränierte Versickermulde in EZG 32 $65 \quad m^3$ **Summe geplantes Rückhaltevolumen $603 \quad m^3$**

Geplantes Rückhaltvolumen ist größer als erforderlich.

10.9 Absetzbecken 96-1R (A 73)

Bemessung des Absetzbeckens

(nach REwS, Kap. 8.4.2)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	n=	1 1/a
Wiederkehrzeit	T_n =	1 a
Regenspende	$r_{15} (n=1)$ =	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche Richtungsfahrbahn Suhl:	A_u =	0,698 ha
Bemessungszufluß für eine Regenspende r_{15} ; n=1	Q =	83,0 l/s

3. Bestimmung der erforderlichen Wasseroberfläche

erf. Wasseroberfläche:	gem. REwS, Formel (17)	$A_{W \text{ erf.}} = Q(l/s) * 3,6 / q_A(m/h)$
zulässige Oberflächenbeschickung:	q_A =	9 m/h Oberflächenbeschickung
erf. Wasseroberfläche:	$A_{W \text{ erf.}}$ =	33 m ²
gewählte Wasseroberfläche:	A_w gewählt=	36,8 m²

4. Bestimmung der Geometrie

Wassertiefe im Dauerstaubereich:	$t_{\text{Dauerstau}}$ =	2,0 m
Beckenlänge:	$L_{\text{Dauerstau}}$ =	10,50 m
Beckenbreite:	$B_{\text{Dauerstau}}$ =	3,50 m
Seitenverhältnis des Absetzbeckens L/B :	1 :	3,0 (Sollwert ≥ 3)
		0,0
Wasseroberfläche:	A_W =	36,8 m ²
durchströmter Querschnitt:	A_Q =	7,0 m ²
Überlaufschwelle:	L_{A1} =	1,30 m
Breite Tauchwand:	B_T =	0,20 m
Abstand zwischen Zulauf und Tauchwand:	L_{A2} =	9,00 m
Unterkante Tauchwand 10 cm unter Höhe Ölauffangraum und Tauchwand >40cm unter Dauerwasserspiegel :		
	t_{UK} =	1,05 m

5. Berechnung des erforderlichen Ölauffangraumes

Erforderlicher Auffangraum für Leichtflüssigkeiten:	$V_{L(erf.)}$ =	30 m ³
	$A_{\text{Wasseroberfläche}}$ =	$L_{A2} * B_G$
	$A_{\text{Wasseroberfläche}}$ =	31,50 m ²
Tiefe Auffangraum:	t=	0,95 m

6. Nachweis auf Einhaltung der Klärbedingungen im Absetzbecken

Wasseroberfläche:	$A_W =$	36,8 m ²
durchströmter Querschnitt:	$A_Q =$	7,0 m ²
reduzierte Fläche:	$A_u =$	0,698 ha
kritische Regenspende:	$r_{krit} =$	118,9 l(s*ha)
zul. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Zul.} =$	9,0 m/h
zul. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Zul.} =$	0,05 m/s
kritischer Regenabfluss:	$Q_{rkrit} = A_{red} * r_{krit}$	
	$Q_{rkrit} =$	83 l/s
vorh. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Vorh.} = 3,6 * Q_{rkrit} / A_W$	
	$q_A \text{ Vorh.} =$	8,120 m/h
Ergebnis:		zul. Oberflächenbeschickung unterschritten
vorh. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Vorh.} = Q_{rkrit} / 1000 / A_Q$	
	$v_h \text{ Vorh.} =$	0,012 m/s
Ergebnis:		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

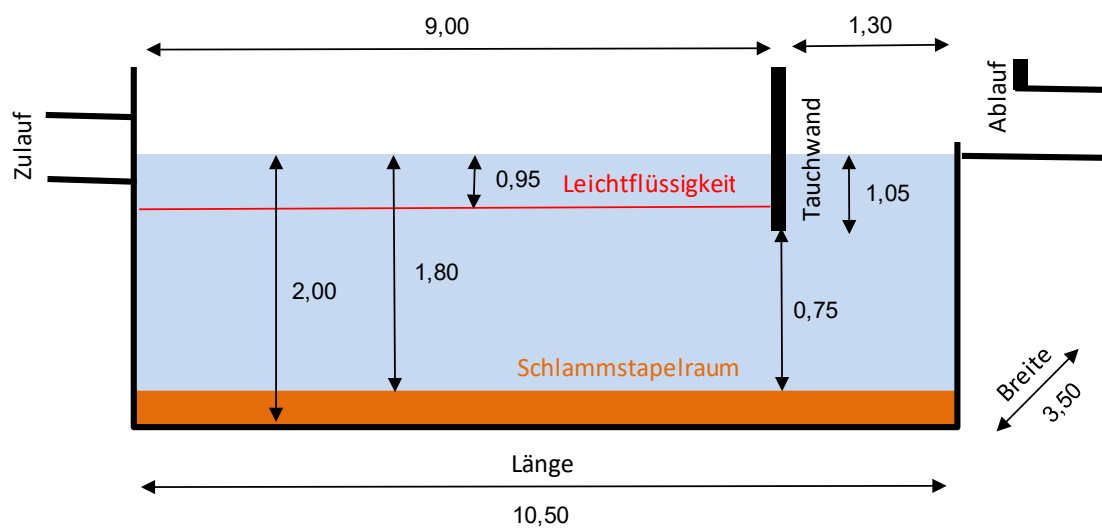
7. Nachweis Schlammraum

spez. Sedimentanfall:	$S_{sed} =$	1 m ³ /(ha _{AE,b} * a) (gem. REWS)
Oberkante Schlammraum:	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Prüfung Mindesttiefe gem. REWS Kap 8.4.1		Mindesttiefe von 1,80 m eingehalten
<u>Ermittlung des vorh. Schlammraums:</u>		
Oberkante Schlammraum	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Dauerstautiefe	$h_w =$	2,00 m
Höhe Schlammraum ($h_w - h_g$)	$h_s =$	0,20 m
mittlere Länge Schlammraum	=	10,50 m
mittlere Breite Schlammraum	=	3,50 m
vorh. Volumen Schlammraum	$V_{Sch, vorh.} =$	7,35 m ³
<u>Ermittlung Sedimentanfall aus dem Einzugsgebiet:</u>		
reduzierte Fläche:	$A_u =$	0,698 ha
Sedimentanfall	$S_{Sed} =$	0,70 m ³ /a
<u>Ermittlung des theoretischen Reinigungsintervalles:</u>		
theoretischen Entschlammungsintervall:	$T_{Räum} = V_{Sch, vorh.} / S_{Sed}$	
	$T_{Räum} =$	10,5 a
gewünschtes Entschlammungsintervall		10 a
Ergebnis:		Vorgabe erfüllt

8. Nachweis der Durchflussgeschwindigkeit unter Tauchwand

kritischer Regenabfluss:	$Q_{\text{krit}} =$	83 l/s
Maximale Fließgeschwindigkeit unter Tauchwand	$v_{\text{max}} =$	0,05 m/s
benötigte Querschnittsfläche:	$A_{\text{erf}} =$	1,7 m ²
Öffnung zw. UK Tauchwand und OK Schlammstapel:	$h =$	0,75 m
Bauwerksbreite:	$b =$	3,50 m
vorh. Querschnittsfläche unter Tauchwand:	$A_{\text{vorh}} =$	2,6 m ²
Berechnete Durchflußgeschwindigkeit:	$v =$	0,03 m/s
		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

9. Skizze



10.10 Regentrückhaltebecken 96-1R (A 73)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	n=	0,2 1/a
Wiederkehrzeit	T_n =	5 a
Regenspende	$r_{15 (n=1)}$ =	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche:

EZG 35:	$A_{u \text{ EZG } 35}$ =	0,698 ha
EZG 36:	$A_{u \text{ EZG } 36}$ =	0,639 ha
"Undurchlässige" Fläche Summe:	A_u =	1,337

Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{15; n=1}$

EZG 35:	$Q_{\text{EZG } 35}$ =	83,0 l/s
EZG 36:	$Q_{\text{EZG } 36}$ =	76,1 l/s
Bemessungszufluß Summe:	Q =	159,1 l/s

3. Ermittlung der Drosselabflussspenden

nach DWA-M 153

Typ des Vorflutgewässers:	großer Flachlandbach	
Zulässiger Regenabflussspende:	q_r =	120 l/(s * ha)
"Undurchlässige" Fläche:	A_u =	1,337 ha
Maximal zulässiger Drosselabfluss:	Q_{dr} =	$q_r * A_u$ l/s
	Q_{dr} =	160,4 l/s

Immissionsprinzip nach Kap. 6.3.2 Maximalabfluss:

bekannter Mittelwasserabfluss:	MQ =	1,000 m ³ /s	Angabe WWA vom 11.10.2022
1-jähriger Hochwasserabfluss:	HQ_1 =	24,200 m ³ /s	Angabe WWA vom 27.05.2021
Einleitungswert nach Tabelle 4 (DWA-M 153) :	e_w =	2	
Maximal zulässiger Abfluss:	$Q_{dr,max}$ =	2000,0 l/s	

Gewählter maximaler Drosselabfluss: **$Q_{dr, max (gewählt)} = 126,0$ l/s**
 Gewählter max. Drosselabfluss <= Zulässiger Drosselabfluss
 Gewählter max. Drosselabfluss <= Maximal zulässiger Drosselabfluss

Gewählter mittlerer Drosselabfluss zur Volumenbestimmung des Rückhalteranges:

	$Q_{dr (gewählt)}$ =	99,4 l/s
Regenanteil der Drosselabflussspende:	$q_{dr,r,u}$ =	74,3 l/(s * ha)

4. Ermittlung des Abminderungsfaktors f_A

nach Anhang B, DWA-A 117

Fließzeit:	t_f =	6 min
Überschreitungshäufigkeit:	n=	0,2 1/a
Abminderungsfaktor:	f_A=	0,967

5. Festlegung des Zuschlagsfaktors f_z

nach Tabelle 2, DWA-A 117

Zuschlagsfaktor: $f_z = 1,00$ Risikomaß: Außerortsstraßen
 Für den Außerortsstraßenbereich wird auf Grund der bereits hohen Sicherheitsreserven (lange Fließzeiten, großer Anteil versickerungsfähiger Flächen, Spritzverluste) für $f_z = 1,0$ gew. ählt.

6. Bestimmung der statistischen Niederschlagshöhen und Regenspenden

Anwendung von Gleichung 2 (DWA-A 117) für ausgewählte Dauerstufen

Spezifisches Speichervolumen $V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) * D * f_z * f_A * 0,06 \quad [m^3/ha]$

Grundlage: KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld

Spalte: 157

Zeile: 163

Dauerstufe D	Niederschlagshöhe hN für (n=0,2) /a	Zugehörige Regenspende r	Drosselabfluss- spende $q_{dr,r,u}$	Differenz zw. r und $q_{dr,r,u}$	spezifisches Speichervolumen $V_{s,u}$
[min]	[mm]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[m ³ /ha]
10	14,7	245,0	74,3	170,7	99
20	18,3	152,5	74,3	78,2	91
30	20,6	114,4	74,3	40,1	70
45	22,9	84,8	74,3	10,5	27
60	24,7	68,6	74,3	-5,7	-20
90	27,4	50,7	74,3	-23,6	-123
120	29,4	40,8	74,3	-33,5	-233
180	32,5	30,1	74,3	-44,2	-462
240	34,8	24,2	74,3	-50,1	-698
360	38,4	17,8	74,3	-56,5	-1180

7. Bestimmung des erforderlichen RückhaltevolumensErforderliches Rückhaltevolumen: $V = V_{s,u} * A_u \quad m^3$ "Undurchlässige" Fläche: $A_u = 1,337 \quad ha$ Erforderliches spezifisches Volumen: $V_{s,u} = 99 \quad m^3/ha$ Erforderliches Volumen: $V = 132 \quad m^3$ Gewähltes Volumen: $V = 195 \quad m^3$

8. Berechnung der erforderlichen Drosselnennweite im Auslaufbauwerk des RRB

(Berechnung n. Wendehorst 29.Auflage Kap. 3.3.6)

Aufstauhöhe:	$h =$	0,60 m
Durchmesser Drossel:	$DN =$	300 mm
	$h_{\max} = \text{Aufstauhöhe} - \text{Drosselrohr}/2 =$	0,45 m
	$h_{\min} = \text{Drosselrohr}/2 =$	0,15 m
Einlaufverlustbeiwert:	$\alpha =$	0,60
Drosselabfluss Maximum:	$Q_{\max} =$	126,0 l/s
	max. Drosselabfluss \leq Zulässiger max. Drosselabfluss	
Drosselabfluss Minimum:	$Q_{\min} =$	72,8 l/s
Drosselabfluss Mittelwert:	$Q_{\text{Mittel}} =$	99,4 l/s

9. Bestimmung der Überlauföffnung im Auslaufbauwerk

kritischer Regenabfluss:	$Q_{\text{krit}} =$	159 l/s
Länge der Überlaufschwelle	$l_{\text{ü}} =$	2 m
Beiwert	$\mu =$	0,5
Höhe an der Überlaufschwelle	$h_{\text{ü}} = (1,5 \times Q_{\text{krit}} / (1000 \times l_{\text{ü}} \times \mu \times \sqrt{2g}))^{2/3}$	
	$h_{\text{ü}} =$	0,14 m

10. Nachweis der Ablaufleitung ab Auslaufbauwerk

nach DWA A 111

Bemessungswassermenge:	$Q_{\text{Ü}} =$	159 l/s
Sohlgefälle geplant	$I =$	2 ‰
Rohrleitung gewählt	$DN =$	600
Fließgeschwindigkeit	$w =$	0,97 m/s ($k_b=1,5\text{mm}$)
Ableitungswassermenge Vollfüllung	$Q_{\text{voll}} =$	274 l/s
Auslastung		58%

11. Bemessung des Notüberlaufes

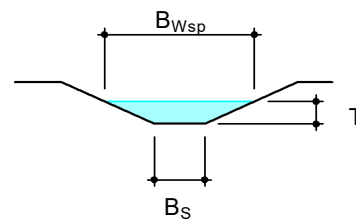
Überschreitungshäufigkeit	n=	0,01 1/a
Wiederkehrzeit	T_n =	100 a
"Undurchlässige" Fläche:	A_u =	1,337 ha
Regenspende	$r_{5;n=0,01}$ =	690,0 l/(s x ha)
Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{5;n=0,01}$	Q =	922,5 l/s
	Q =	0,92 m³/s

Geometrie und Befestigung des Notüberlaufes:

Befestigung:

Wasserbausteine

Querschnitt:



Berechnung des Abflusses:

mittlere Wasserspiegelbreite :	B_{Wsp} =	5,50 m
mittlere Sohlbreite :	B_S =	1,50 m
Höhe (Tiefe des Wsp.) :	T=	0,20 m
Wasserspiegelgefälle :	I=	20 ‰
Rauhigkeitsbeiwert :	k_s =	40 m ^{1/3} /s

Durchflussfläche :	A=	0,70 m ²
Benetzter Umfang :	U=	5,52 m
Hydraulischer Radius :	R=	0,127 m
mittlere Fließgeschwindigkeit :	v=	1,43 m/s

errechneter Abfluss:

$$Q = A \cdot k_s \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3}$$

$$Q = 1,00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ergebnis:

Hochwasserabfluss ausreichend leistungsfähig

10.11 Absetzbecken 96-2L (A 73)

Bemessung des Absetzbeckens

(nach REwS, Kap. 8.4.2)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	n=	1 1/a
Wiederkehrzeit	T_n =	1 a
Regenspende	$r_{15 (n=1)}$ =	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche Richtungsfahrbahn Suhl:	A_u =	0,798 ha
Bemessungszufluß für eine Regenspende r_{15} ; n=1	Q =	94,8 l/s

3. Bestimmung der erforderlichen Wasseroberfläche

erf. Wasseroberfläche:	gem. REwS, Formel (17)	$A_{W \text{ erf.}} = Q(l/s) * 3,6 / q_A(m/h)$
zulässige Oberflächenbeschickung:	q_A =	9 m/h
erf. Wasseroberfläche:	$A_{W \text{ erf.}}$ =	38 m ²
gewählte Wasseroberfläche:	A_w gewählt=	42,2 m²

4. Bestimmung der Geometrie

Wassertiefe im Dauerstaubereich:	$t_{\text{Dauerstau}}$ =	2,0 m
Beckenlänge:	$L_{\text{Dauerstau}}$ =	11,25 m
Beckenbreite:	$B_{\text{Dauerstau}}$ =	3,75 m
Seitenverhältnis des Absetzbeckens L/B :	1 :	3,0 (Sollwert ≥ 3)
Böschungneigung im Dauerstaubereich:	1:m =	0,0
Wasseroberfläche:	A_W =	42,2 m ²
durchströmter Querschnitt:	A_Q =	7,5 m ²
Überlaufschwelle:	L_{A1} =	1,30 m
Breite Tauchwand:	B_T =	0,20 m
Abstand zwischen Zulauf und Tauchwand:	L_{A2} =	9,75 m
Unterkante Tauchwand 10 cm unter Höhe Ölauffangraum und Tauchwand >40cm unter Dauerwasserspiegel :		
	t_{UK} =	0,92 m

5. Berechnung des erforderlichen Ölauffangraumes

Erforderlicher Auffangraum für Leichtflüssigkeiten:	$V_{L(erf.)}$ =	30 m ³
	$A_{\text{Wasseroberfläche}}$ =	$L_{A2} * B_G$
	$A_{\text{Wasseroberfläche}}$ =	36,56 m ²
Tiefe Auffangraum:	t=	0,82 m

6. Nachweis auf Einhaltung der Klärbedingungen im Absetzbecken

Wasseroberfläche:	$A_W =$	42,2 m ²
durchströmter Querschnitt:	$A_Q =$	7,5 m ²
reduzierte Fläche:	$A_u =$	0,798 ha
kritische Regenspende:	$r_{krit} =$	118,9 l(s*ha)
zul. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Zul.} =$	9,0 m/h
zul. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Zul.} =$	0,05 m/s
kritischer Regenabfluss:	$Q_{rkrit} = A_{red} * r_{krit}$	
	$Q_{rkrit} =$	95 l/s
vorh. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Vorh.} = 3,6 * Q_{rkrit} / A_W$	
	$q_A \text{ Vorh.} =$	8,104 m/h
Ergebnis:		zul. Oberflächenbeschickung unterschritten
vorh. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Vorh.} = Q_{rkrit} / 1000 / A_Q$	
	$v_h \text{ Vorh.} =$	0,013 m/s
Ergebnis:		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

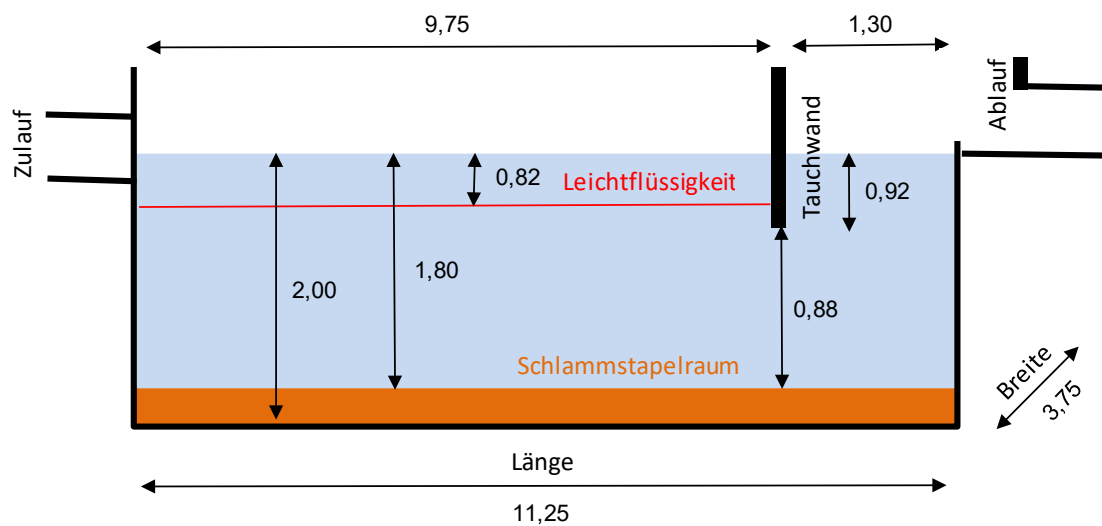
7. Nachweis Schlammraum

spez. Sedimentanfall:	$S_{sed} =$	1 m ³ /(ha _{AE,b} * a) (gem. REWS)
Oberkante Schlammraum:	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Prüfung Mindesttiefe gem. REWS Kap 8.4.1		Mindesttiefe von 1,80 m eingehalten
<u>Ermittlung des vorh. Schlammraums:</u>		
Oberkante Schlammraum	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Dauerstautiefe	$h_w =$	2,00 m
Höhe Schlammraum ($h_w - h_g$)	$h_s =$	0,20 m
mittlere Länge Schlammraum	=	11,25 m
mittlere Breite Schlammraum	=	3,75 m
vorh. Volumen Schlammraum	$V_{Sch, vorh.} =$	8,44 m ³
<u>Ermittlung Sedimentanfall aus dem Einzugsgebiet:</u>		
reduzierte Fläche:	$A_u =$	0,798 ha
Sedimentanfall	$S_{Sed} =$	0,80 m ³ /a
<u>Ermittlung des theoretischen Reinigungsintervalles:</u>		
theoretischen Entschlammungsintervall:	$T_{Räum} = V_{Sch, vorh.} / S_{Sed}$	
	$T_{Räum} =$	10,6 a
gewünschtes Entschlammungsintervall		10 a
Ergebnis:		Vorgabe erfüllt

8. Nachweis der Durchflussgeschwindigkeit unter Tauchwand

kritischer Regenabfluss:	$Q_{\text{krit}} =$	95 l/s
Maximale Fließgeschwindigkeit unter Tauchwand	$v_{\text{max}} =$	0,05 m/s
benötigte Querschnittsfläche:	$A_{\text{erf}} =$	1,9 m ²
Öffnung zw. UK Tauchwand und OK Schlammstapel:	$h =$	0,88 m
Bauwerksbreite:	$b =$	3,75 m
vorh. Querschnittsfläche unter Tauchwand:	$A_{\text{vorh}} =$	3,3 m ²
Berechnete Durchflußgeschwindigkeit:	$v =$	0,03 m/s
		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

9. Skizze



10.12 Regenrückhaltebecken 96-2L (A 73)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	n=	0,2 1/a
Wiederkehrzeit	T _n =	5 a
Regenspende	r _{15 (n=1)} =	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche:		
EZG 37:	A _{u EZG 37} =	0,798 ha
EZG 38:	A _{u EZG 38} =	0,226 ha
"Undurchlässige" Fläche Summe:	A _u =	1,024 ha

Bemessungszufluß für eine Regenspende r _{15; n=1}		
EZG 37:	Q _{EZG 37} =	94,8 l/s
EZG 38:	Q _{EZG 38} =	26,8 l/s
Bemessungszufluß Summe:	Q =	121,6 l/s

3. Ermittlung der Drosselabflussspenden nach DWA-M 153

Typ des Vorflutgewässers:	großer Flachlandbach	
Zulässiger Regenabflussspende:	q _r =	120 l/(s * ha)
"Undurchlässige" Fläche:	A _u =	1,024 ha
Maximal zulässiger Drosselabfluss für beide EZG:	Q _{dr} =	q _r * A _u l/s
	Q_{dr} =	122,88 l/s
abzüglich Einleitungsmenge aus EZG 38:	Q _{EZG 38} =	-26,8 l/s
Maximal zulässiger Drosselabfluss für EZG 37:	Q_{dr} =	96,1 l/s

Immissionsprinzip nach Kap. 6.3.2 Maximalabfluss:

bekannter Mittelwasserabfluss:	MQ =	1,000 m ³ /s	Angabe WWA vom 11.10.2022
1-jähriger Hochwasserabfluss:	HQ ₁ =	24,200 m ³ /s	Angabe WWA vom 27.05.2021
Einleitungswert nach Tabelle 4 (DWA-M 153) :	e _w =	2	
Maximal zulässiger Abfluss:	Q_{dr,max} =	2000,0 l/s	

Gewählter maximaler Drosselabfluss:	Q_{dr, max (gewählt)} =	79,2 l/s
Gewählter max. Drosselabfluss <= Zulässiger Drosselabfluss		
Gewählter max. Drosselabfluss <= Maximal zulässiger Drosselabfluss		

Gewählter mittlerer Drosselabfluss zur Volumenbestimmung des Rückhalterumes:

	Q_{dr (gewählt)} =	52,8 l/s
Regenanteil der Drosselabflussspende:	q _{dr,r,u} =	51,6 l/(s * ha)

4. Ermittlung des Abminderungsfaktors f_A nach Anhang B, DWA-A 117

Fließzeit:	t _f =	5 min
Überschreitungshäufigkeit:	n =	0,2 1/a
Abminderungsfaktor:	f_A =	0,983

5. Festlegung des Zuschlagsfaktors f_z

nach Tabelle 2, DWA-A 117

Zuschlagsfaktor: $f_z = 1,00$ Risikomaß: Außerortsstraße
 Für den Außerortsstraßenbereich wird auf Grund der bereits hohen Sicherheitsreserven (lange Fließzeiten, großer Anteil versickerungsfähiger Flächen, Spritzverluste) für $f_z = 1,0$ gew ählt.

6. Bestimmung der statistischen Niederschlagshöhen und Regenspenden

Anwendung von Gleichung 2 (DWA-A 117) für ausgewählte Dauerstufen

Spezifisches Speichervolumen $V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) * D * f_z * f_A * 0,06 \quad [m^3/ha]$

Grundlage: KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld Spalte: 157

Zeile: 163

Dauerstufe D	Niederschlagshöhe hN für (n=0,2) /a	Zugehörige Regenspende r	Drosselabfluss- spende $q_{dr,r,u}$	Differenz zw . r und $q_{dr,r,u}$	spezifisches Speichervolumen $V_{s,u}$
[min]	[mm]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[m ³ /ha]
10	14,7	245,0	51,6	193,4	114
20	18,3	152,5	51,6	100,9	119
30	20,6	114,4	51,6	62,8	111
45	22,9	84,8	51,6	33,2	88
60	24,7	68,6	51,6	17,0	60
90	27,4	50,7	51,6	-0,9	-5
120	29,4	40,8	51,6	-10,8	-76
180	32,5	30,1	51,6	-21,5	-228
240	34,8	24,2	51,6	-27,4	-388
360	38,4	17,8	51,6	-33,8	-718

7. Bestimmung des erforderlichen RückhaltevolumensErforderliches Rückhaltevolumen: $V = V_{s,u} * A_u \quad m^3$ "Undurchlässige" Fläche: $A_u = 1,024 \quad ha$ Erforderliches spezifisches Volumen: $V_{s,u} = 119 \quad m^3/ha$ Erforderliches Volumen: $V = 122 \quad m^3$ Gewähltes Volumen: $V = 130 \quad m^3$

8. Berechnung der erforderlichen Drosselinnenweite im Auslaufbauwerk des RRB

(Berechnung n. Wendehorst 29.Auflage Kap. 3.3.6)

Aufstauhöhe:	$h =$	1,00 m
Durchmesser Drossel:	$DN =$	200 mm
	$h_{\max} = \text{Aufstauhöhe} - \text{Drosselrohr}/2 =$	0,90 m
	$h_{\min} = \text{Drosselrohr}/2 =$	0,10 m
Einlaufverlustbeiwert:	$\alpha =$	0,60
Drosselabfluss Maximum:	$Q_{\max} =$	79,2 l/s
	max. Drosselabfluss \leq Zulässiger max. Drosselabfluss	
Drosselabfluss Minimum:	$Q_{\min} =$	26,4 l/s
Drosselabfluss Mittelwert:	$Q_{\text{Mittel}} =$	52,8 l/s

9. Bestimmung der Überlauföffnung im Auslaufbauwerk

kritischer Regenabfluss:	$Q_{\text{krit}} =$	122 l/s
Länge der Überlaufschwelle	$l_{\text{ü}} =$	2 m
Beiwert	$\mu =$	0,5
Höhe an der Überlaufschwelle	$h_{\text{ü}} = (1,5 \times Q_{\text{krit}} / (1000 \times l_{\text{ü}} \times \mu \times \sqrt{2g}))^{2/3}$	
	$h_{\text{ü}} =$	0,12 m
	gewählte $h_{\text{ü}} =$	0,30 m
Ergebnis:		erf. Überlaufhöhe vorhanden

10. Nachweis der Ablaufleitung ab Auslaufbauwerk

nach DWA A 111

Bemessungswassermenge:	$Q_{\text{Ü}} =$	122 l/s
Sohlgefälle geplant	$I =$	4 ‰
Rohrleitung gewählt	$DN =$	500
Fließgeschwindigkeit	$w =$	1,22 m/s ($k_b=1,5\text{mm}$)
Ableitungswassermenge Vollfüllung	$Q_{\text{voll}} =$	240 l/s
Auslastung		51%

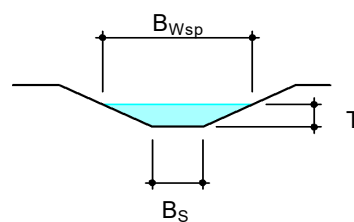
11. Bemessung des Notüberlaufes

Überschreitungshäufigkeit	n=	0,01 1/a
Wiederkehrzeit	T_n =	100 a
"Undurchlässige" Fläche:	A_u =	1,024 ha
Regenspende	$r_{5;n=0,01}$ =	660,0 l/(s x ha)
Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_5; n=0,01$	Q =	675,8 l/s
	Q =	0,68 m³/s

Geometrie und Befestigung des Notüberlaufes:

Befestigung: Wasserbausteine

Querschnitt:



Berechnung des Abflusses:

mittlere Wasserspiegelbreite :	B_{Wsp} =	6,00 m
mittlere Sohlbreite :	B_S =	2,00 m
Höhe (Tiefe des Wsp.) :	T=	0,20 m
Wasserspiegelgefälle :	I=	20 ‰
Rauhigkeitsbeiwert :	k_s =	40 m ^{1/3} /s

Durchflussfläche :	A=	0,80 m ²
Benetzter Umfang :	U=	6,02 m
Hydraulischer Radius :	R=	0,133 m
mittlere Fließgeschwindigkeit :	v=	1,47 m/s

errechneter Abfluss:	$Q = A \cdot k_s \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3}$
	Q= 1,18 m³/s

Ergebnis: Hochwasserabfluss ausreichend leistungsfähig

10.13 Absetzbecken 97-1R (A 73)

Bemessung des Absetzbeckens

(nach REwS, Kap. 8.4.2)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	n=	1 1/a
Wiederkehrzeit	T_n =	1 a
Regenspende	$r_{15 (n=1)}$ =	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche:	A_u =	1,232 ha (siehe gesonderte Aufstellung)
Bemessungszufluß für eine Regenspende r_{15} ; n=1	Q =	146,6 l/s

3. Bestimmung der erforderlichen Wasseroberfläche

erf. Wasseroberfläche:	gem. REwS, Formel (17)	$A_{W \text{ erf.}} = Q(l/s) * 3,6 / q_A(m/h)$
zulässige Oberflächenbeschickung:	q_A =	9 m/h
erf. Wasseroberfläche:	$A_{W \text{ erf.}}$ =	59 m ²
gewählte Wasseroberfläche:	A_w gewählt=	63,5 m²

4. Bestimmung der Geometrie

Wassertiefe im Dauerstaubereich:	$t_{\text{Dauerstau}}$ =	2,0 m
Beckenlänge:	$L_{\text{Dauerstau}}$ =	13,80 m
Beckenbreite:	$B_{\text{Dauerstau}}$ =	4,60 m
Seitenverhältnis des Absetzbeckens L/B :	1 :	3,0 (Sollwert ≥ 3)
Böschungneigung im Dauerstaubereich:	1:m =	0,0
Wasseroberfläche:	A_W =	63,5 m ²
durchströmter Querschnitt:	A_Q =	9,2 m ²
Überlaufschwelle:	L_{A1} =	1,30 m
Breite Tauchwand:	B_T =	0,30 m
Abstand zwischen Zulauf und Tauchwand:	L_{A2} =	12,20 m

Unterkante Tauchwand 10 cm unter Höhe Ölauffangraum
 und Tauchwand >40cm unter Dauerwasserspiegel :

t_{UK} =	0,63 m
------------	--------

5. Berechnung des erforderlichen Ölauffangraumes

Erforderlicher Auffangraum für Leichtflüssigkeiten:	$V_{L(erf.)}$ =	30 m ³
	$A_{\text{Wasseroberfläche}}$ =	$L_{A2} * B_G$
	$A_{\text{Wasseroberfläche}}$ =	56,12 m ²
Tiefe Auffangraum:	t =	0,53 m

6. Nachweis auf Einhaltung der Klärbedingungen im Absetzbecken

Wasseroberfläche:	$A_W =$	63,5 m ²
durchströmter Querschnitt:	$A_Q =$	9,2 m ²
reduzierte Fläche:	$A_u =$	1,232 ha
kritische Regenspende:	$r_{krit} =$	118,9 l(s*ha)
zul. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Zul.} =$	9,0 m/h
zul. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Zul.} =$	0,05 m/s
kritischer Regenabfluss:	$Q_{rkrit} = A_{red} * r_{krit}$	
	$Q_{rkrit} =$	146 l/s
vorh. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Vorh.} = 3,6 * Q_{rkrit} / A_W$	
	$q_A \text{ Vorh.} =$	8,277 m/h
Ergebnis:		zul. Oberflächenbeschickung unterschritten
vorh. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Vorh.} = Q_{rkrit} / 1000 / A_Q$	
	$v_h \text{ Vorh.} =$	0,016 m/s
Ergebnis:		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

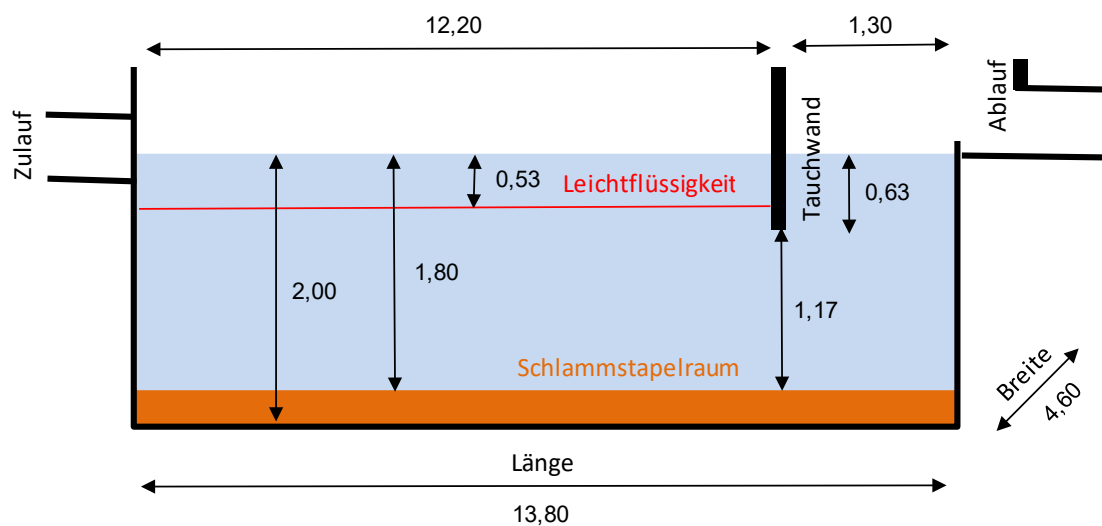
7. Nachweis Schlammraum

spez. Sedimentanfall:	$S_{sed} =$	1 m ³ /(ha _{AE,b} * a) (gem. REWS)
Oberkante Schlammraum:	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Prüfung Mindesttiefe gem. REWS Kap 8.4.1		Mindesttiefe von 1,80 m eingehalten
<u>Ermittlung des vorh. Schlammraums:</u>		
Oberkante Schlammraum	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Dauerstautiefe	$h_w =$	2,00 m
Höhe Schlammraum ($h_w - h_g$)	$h_s =$	0,20 m
mittlere Länge Schlammraum	=	13,80 m
mittlere Breite Schlammraum	=	4,60 m
vorh. Volumen Schlammraum	$V_{Sch, vorh.} =$	12,70 m ³
<u>Ermittlung Sedimentanfall aus dem Einzugsgebiet:</u>		
reduzierte Fläche:	$A_u =$	1,232 ha
Sedimentanfall	$S_{Sed} =$	1,23 m ³ /a
<u>Ermittlung des theoretischen Reinigungsintervalles:</u>		
theoretischen Entschlammungsintervall:	$T_{Räum} = V_{Sch, vorh.} / S_{Sed}$	
	$T_{Räum} =$	10,3 a
gewünschtes Entschlammungsintervall		5 a
Ergebnis:		Vorgabe erfüllt

8. Nachweis der Durchflussgeschwindigkeit unter Tauchwand

kritischer Regenabfluss:	$Q_{\text{krit}} =$	146 l/s
Maximale Fließgeschwindigkeit unter Tauchwand	$v_{\text{max}} =$	0,05 m/s
benötigte Querschnittsfläche:	$A_{\text{erf}} =$	2,9 m ²
Öffnung zw. UK Tauchwand und OK Schlammstapel:	$h =$	1,17 m
Bauwerksbreite:	$b =$	4,60 m
vorh. Querschnittsfläche unter Tauchwand:	$A_{\text{vorh}} =$	5,4 m ²
Berechnete Durchflußgeschwindigkeit:	$v =$	0,03 m/s
		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

9. Skizze



10.14 Regenrückhaltebecken 97-1R (A 73)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	$n=$	0,2 1/a
Wiederkehrzeit	$T_n=$	5 a
Regenspende	$r_{15 (n=1)} =$	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	1,232 ha (siehe gesonderte Aufstellung)
Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{15; n=1}$	$Q =$	146,6 l/s

3. Ermittlung der Drosselabflussspenden

nach DWA-M 153

Typ des Vorflutgewässers:	kleiner Flachlandbach	
Zulässiger Regenabflussspende:	$q_r =$	15 l/(s * ha)
"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	1,232 ha
Maximal zulässiger Drosselabfluss:	$Q_{dr} =$	$q_r * A_u$ l/s
	$Q_{dr} =$	18,5 l/s

Gewählter maximaler Drosselabfluss:	$Q_{dr, max (gewählt)} =$	16,1 l/s
	Gewählter max. Drosselabfluss	\leq Zulässiger Drosselabfluss
	Gewählter max. Drosselabfluss	\leq Maximal zulässiger Drosselabfluss

Mittlerer Drosselabfluss zur Volumenbestimmung des Rückhalterauges:

	$Q_{dr (gewählt)} =$	8,1 l/s
Regenanteil der Drosselabflussspende:	$q_{dr,r,u} =$	6,6 l/(s * ha)

4. Ermittlung des Abminderungsfaktors f_A

nach Anhang B, DWA-A 117

Fließzeit:	$t_f =$	5 min
Überschreitungshäufigkeit:	$n =$	0,2 1/a
Abminderungsfaktor:	$f_A =$	0,999

5. Festlegung des Zuschlagsfaktors f_z

nach Tabelle 2, DWA-A 117

Zuschlagsfaktor: $f_z = 1,00$ Risikomaß: Außerortsstraßen
 Für den Außerortsstraßenbereich wird auf Grund der bereits hohen Sicherheitsreserven (lange Fließzeiten, großer Anteil versickerungsfähiger Flächen, Spritzverluste) für $f_z = 1,0$ gew. ählt.

6. Bestimmung der statistischen Niederschlagshöhen und Regenspenden

Anwendung von Gleichung 2 (DWA-A 117) für ausgewählte Dauerstufen

Spezifisches Speichervolumen $V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) \cdot D \cdot f_z \cdot f_A \cdot 0,06 \quad [m^3/ha]$

Grundlage: KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld

Spalte: 157

Zeile: 163

Dauerstufe D	Niederschlagshöhe hN für (n=0,2) /a	Zugehörige Regenspende r	Drosselabfluss- spende $q_{dr,r,u}$	Differenz zw. r und $q_{dr,r,u}$	spezifisches Speichervolumen $V_{s,u}$
[min]	[mm]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[m ³ /ha]
10	14,7	245,0	6,6	238,4	143
20	18,3	152,5	6,6	145,9	175
30	20,6	114,4	6,6	107,8	194
45	22,9	84,8	6,6	78,2	211
60	24,7	68,6	6,6	62,0	223
90	27,4	50,7	6,6	44,1	238
120	29,4	40,8	6,6	34,2	246
180	32,5	30,1	6,6	23,5	254
240	34,8	24,2	6,6	17,6	253
360	38,4	17,8	6,6	11,2	242

7. Bestimmung des erforderlichen RückhaltevolumensErforderliches Rückhaltevolumen: $V = V_{s,u} \cdot A_u \quad m^3$ "Undurchlässige" Fläche: $A_u = 1,232 \quad ha$ Erforderliches spezifisches Volumen: $V_{s,u} = 254 \quad m^3/ha$ Erforderliches Volumen: $V = 313 \quad m^3$ Gewähltes Volumen: $V = 447 \quad m^3$

8. Festlegung der Drosselnennweite im Auslaufbauwerk des RRB

(Berechnung n. Wendehorst 29.Auflage Kap. 3.3.6)

Aufstauhöhe:	$h =$	1,50 m
Durchmesser Drossel:	$DN =$	80 mm
	$h_{\max} = \text{Aufstauhöhe} - \text{Drosselrohr}/2 =$	1,46 m
	$h_{\min} = \text{Drosselrohr}/2 =$	0,04 m
Einlaufverlustbeiwert:	$\alpha =$	0,60
Drosselabfluss Maximum:	$Q_{\max} =$	16,1 l/s
	max. Drosselabfluss \leq Zulässiger max. Drosselabfluss	
Drosselabfluss Minimum:	$Q_{\min} =$	2,7 l/s
Drosselabfluss Mittelwert:	$Q_{\text{Mittel}} =$	9,4 l/s

9. Bestimmung der Überlauföffnung im Auslaufbauwerk

kritischer Regenabfluss:	$Q_{\text{krit}} =$	147 l/s
Länge der Überlaufschwelle	$l_{\text{ü}} =$	2 m
Beiwert	$\mu =$	0,5
Höhe an der Überlaufschwelle	$h_{\text{ü}} = (1,5 \times Q_{\text{krit}} / (1000 \times l_{\text{ü}} \times \mu \times \sqrt{2g}))^{2/3}$	
	$h_{\text{ü}} =$	0,14 m
	gewählte $h_{\text{ü}} =$	0,30 m
Ergebnis:		erf. Überlaufhöhe vorhanden

10. Nachweis der Ablaufleitung ab Auslaufbauwerk

nach DWA A 111

Bemessungswassermenge:	$Q_{\text{Ü}} =$	147 l/s
Sohlgefälle geplant	$I =$	10 ‰
Rohrleitung gewählt	$DN =$	500
Fließgeschwindigkeit	$w =$	1,93 m/s ($k_b=1,5\text{mm}$)
Ableitungswassermenge Vollfüllung	$Q_{\text{voll}} =$	379 l/s
Auslastung		39%

11. Bemessung der Notüberlaufleitung

Überschreitungshäufigkeit	$n =$	0,01 1/a
Wiederkehrzeit	$T_n =$	100 a
"Undurchlässige" Fläche:	$A_{\text{ü}} =$	1,232 ha
Regenspende	$r_{5;n=0,01} =$	660,0 l/(s x ha)
Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{5;n=0,01}$	$Q =$	813,1 l/s
Sohlgefälle geplant	$I =$	20 ‰
Rohrleitung gewählt	$DN =$	600
Fließgeschwindigkeit	$w =$	3,07 m/s ($k_b=1,5\text{mm}$)
Ableitungswassermenge Vollfüllung	$Q_{\text{voll}} =$	868 l/s
Auslastung		94%

10.15 Absetzbecken 97-2L (A 73)

Bemessung des Absetzbeckens

(nach REwS, Kap. 8.4.2)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	n=	1 1/a
Wiederkehrzeit	T_n =	1 a
Regenspende	$r_{15, n=1}$ =	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche: EZG 11 (bezogen auf Drosselabflussmenge max.)	$A_{u, EZG11}$ =	0,116 ha
"Undurchlässige" Fläche: EZG 25	$A_{u, EZG25}$ =	0,167 ha
"Undurchlässige" Fläche für Bemessung Absetzbecken	A_u =	0,283 ha
Zufluß für eine Regenspende $r_{15, n=1}$ aus EZG 11 (Drosselabflussmenge max. aus RRB 97-1L)	Q_{EZG11} =	13,8 l/s
Zufluß für eine Regenspende $r_{15, n=1}$ aus EZG 25	Q_{EZG25} =	19,9 l/s
Summe Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{15, n=1}$	Q =	33,7 l/s

3. Bestimmung der erforderlichen Wasseroberfläche

erf. Wasseroberfläche: gem. REwS, Formel (17)	$A_{W, erf.} = Q(l/s) * 3,6 / q_A(m/h)$	
zulässige Oberflächenbeschickung:	$q_A =$	9 m/h
erf. Wasseroberfläche:	$A_{W, erf.} =$	13 m ²
gewählte Wasseroberfläche:	$A_{W, gewählt} =$	27,0 m²

4. Bestimmung der Geometrie

Wassertiefe im Dauerstaubereich:	$t_{Dauerstau} =$	2,0 m
Beckenlänge:	$L_{Dauerstau} =$	9,00 m
Beckenbreite:	$B_{Dauerstau} =$	3,00 m
Seitenverhältnis des Absetzbeckens L/B :	1 :	3,0 (Sollwert ≥ 3)
Böschungsneigung im Dauerstaubereich:	1:m =	0,0
Wasseroberfläche:	$A_W =$	27,0 m ²
durchströmter Querschnitt:	$A_Q =$	6,0 m ²
Abstand zwischen Tauchwand und Überlaufschwelle:	$L_{A1} =$	1,30 m
Breite Tauchwand:	$B_T =$	0,20 m
Abstand zwischen Zulauf und Tauchwand:	$L_{A2} =$	7,50 m

Unterkante Tauchwand 10 cm unter Höhe Ölauffangraum und Tauchwand >40cm unter Dauerwasserspiegel :	$t_{UK} =$	0,54 m
---	------------	--------

5. Berechnung des erforderlichen Ölauffangraumes

Erforderlicher Auffangraum für Leichtflüssigkeiten:	$V_{L(erf.)} =$	10 m ³
	$A_{Wasseroberfläche} =$	$L_{A2} * B_G$
	$A_{Wasseroberfläche} =$	22,50 m ²
Tiefe Auffangraum:	$t =$	0,44 m

6. Nachweis auf Einhaltung der Klärbedingungen im Absetzbecken

Wasserfläche:	$A_W =$	27,0 m ²
durchströmter Querschnitt:	$A_Q =$	6,0 m ²
reduzierte Fläche:	$A_U =$	0,283 ha
kritische Regenspende:	$r_{krit} =$	118,9 l/(s*ha)
zul. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Zul.} =$	9,0 m/h
zul. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Zul.} =$	0,05 m/s
kritischer Regenabfluss:	$Q_{rkrit} = A_{red} * r_{krit}$	
	$Q_{rkrit} =$	34 l/s
vorh. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Vorh.} = 3,6 * Q_{rkrit} / A_W$	
	$q_A \text{ Vorh.} =$	4,533 m/h
Ergebnis:		zul. Oberflächenbeschickung unterschritten
vorh. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Vorh.} = Q_{rkrit} / 1000 / A_Q$	
	$v_h \text{ Vorh.} =$	0,006 m/s
Ergebnis:		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

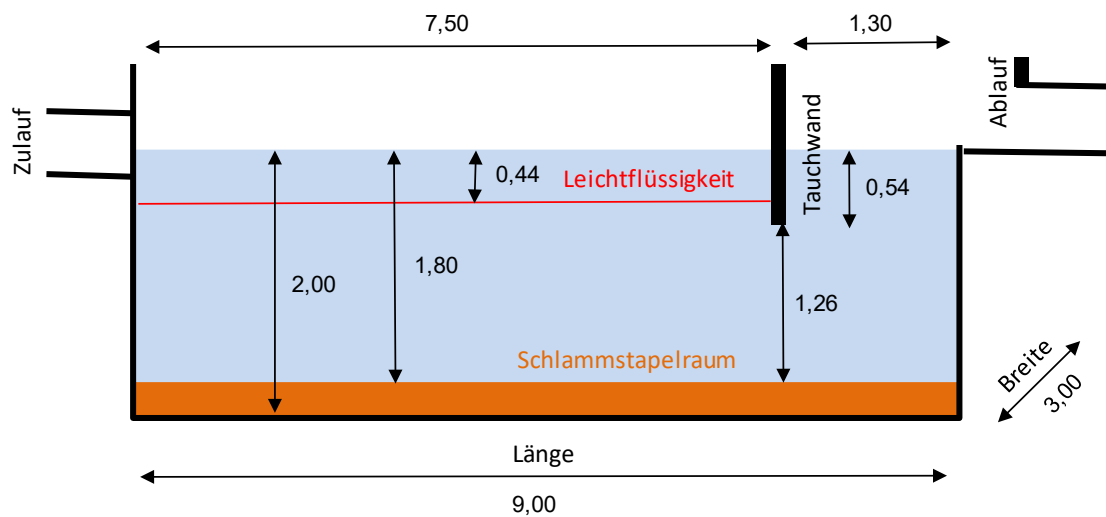
7. Nachweis Schlammraum

spez. Sedimentanfall:	$S_{sed} =$	1 m ³ /(ha _{AE,b} * a) (gem. REwS)
Oberkante Schlammraum:	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Prüfung Mindestdiefe gem. REwS Kap 8.4.1		Mindestdiefe von 1,80 m eingehalten
<u>Ermittlung des vorh. Schlammraums:</u>		
Oberkante Schlammraum	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Dauerstautiefe	$h_W =$	2,00 m
Höhe Schlammraum ($h_w - h_g$)	$h_s =$	0,20 m
mittlere Länge Schlammraum	$=$	9,00 m
mittlere Breite Schlammraum	$=$	3,00 m
vorh. Volumen Schlammraum	$V_{Sch, \text{vorh.}} =$	5,40 m ³
<u>Ermittlung Sedimentanfall aus dem Einzugsgebiet:</u>		
reduzierte Fläche:	$A_U =$	0,283 ha
Sedimentanfall	$S_{Sed} =$	0,28 m ³ /a
<u>Ermittlung des theoretischen Reinigungsintervalles:</u>		
theoretischen Entschlammungsintervall:	$T_{Räum} = V_{Sch, \text{vorh.}} / S_{Sed}$	
	$T_{Räum} =$	19,3 a
gewünschtes Entschlammungsintervall		10 a
Ergebnis:		Vorgabe erfüllt

8. Nachweis der Durchflussgeschwindigkeit unter Tauchwand

kritischer Regenabfluss:	$Q_{\text{krit}} =$	34 l/s
Maximale Fließgeschwindigkeit unter Tauchwand	$v_{\text{max}} =$	0,05 m/s
benötigte Querschnittsfläche:	$A_{\text{erf}} =$	0,7 m ²
Öffnung zw. UK Tauchwand und OK Schlammstapel:	$h =$	1,26 m
Bauwerksbreite:	$b =$	3,00 m
vorh. Querschnittsfläche unter Tauchwand:	$A_{\text{vorh}} =$	3,8 m ²
Berechnete Durchflußgeschwindigkeit:	$v =$	0,01 m/s
		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

9. Skizze



10.16 Regenrückhaltebecken 97-2L (A 73)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	$n=$	0,2 1/a
Wiederkehrzeit	$T_n=$	5 a
Regenspende	$r_{15 (n=1)} =$	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	0,997 ha (siehe gesonderte Aufstellung)
Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{15; n=1}$	$Q =$	118,7 l/s

3. Ermittlung der Drosselabflussspenden

nach DWA-M 153

Typ des Vorflutgewässers:	kleiner Flachlandbach	
Zulässiger Regenabflussspende:	$q_r =$	15 l/(s * ha)
"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	0,997 ha
Maximal zulässiger Drosselabfluss:	$Q_{dr} =$	$q_r * A_u$ l/s
	$Q_{dr} =$	15,0 l/s

Immissionsprinzip nach Kap. 6.3.2 Maximalabfluss:

bekannter Mittelwasserabfluss:	$MQ =$	0,009 m ³ /s	Angabe WWA
1-jähriger Hochwasserabfluss:	$HQ_1 =$	0,400 m ³ /s	vom 27.05.2021
Einleitungswert nach Tabelle 4 (DWA-M 153) :	$e_w =$	2	
Maximal zulässiger Abfluss:	$Q_{dr,max} =$	18,0 l/s	

Gewählter maximaler Drosselabfluss:	$Q_{dr, max (gewählt)} =$	13,8 l/s
Gewählter max. Drosselabfluss <= Zulässiger Drosselabfluss		
Gewählter max. Drosselabfluss <= Maximal zulässiger Drosselabfluss		

Gewählter mittlerer Drosselabfluss zur Volumenbestimmung des Rückhalterumes:

	$Q_{dr (gewählt)} =$	8,3 l/s
Regenanteil der Drosselabflussspende:	$q_{dr,r,u} =$	8,3 l/(s * ha)

4. Ermittlung des Abminderungsfaktors f_A

nach Anhang B, DWA-A 117

Fließzeit:	$t_f =$	7 min
Überschreitungshäufigkeit:	$n =$	0,2 1/a
Abminderungsfaktor:	$f_A =$	0,997

5. Festlegung des Zuschlagsfaktors f_z

nach Tabelle 2, DWA-A 117

Zuschlagsfaktor: $f_z = 1,00$ Risikomaß: Außerortsstraßen
 Für den Außerortsstraßenbereich wird auf Grund der bereits hohen Sicherheitsreserven (lange Fließzeiten, großer Anteil versickerungsfähiger Flächen, Spritzverluste) für $f_z = 1,0$ gew. ählt.

6. Bestimmung der statistischen Niederschlagshöhen und Regenspenden

Anwendung von Gleichung 2 (DWA-A 117) für ausgewählte Dauerstufen

Spezifisches Speichervolumen $V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) * D * f_z * f_A * 0,06 \quad [m^3/ha]$

Grundlage: KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld

Spalte: 157

Zeile: 163

Dauerstufe D	Niederschlagshöhe hN für (n=0,2) /a	Zugehörige Regenspende r	Drosselabfluss- spende $q_{dr,r,u}$	Differenz zw. r und $q_{dr,r,u}$	spezifisches Speichervolumen $V_{s,u}$
[min]	[mm]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[m ³ /ha]
10	14,7	245,0	8,3	236,7	142
20	18,3	152,5	8,3	144,2	173
30	20,6	114,4	8,3	106,1	190
45	22,9	84,8	8,3	76,5	206
60	24,7	68,6	8,3	60,3	216
90	27,4	50,7	8,3	42,4	228
120	29,4	40,8	8,3	32,5	233
180	32,5	30,1	8,3	21,8	235
240	34,8	24,2	8,3	15,9	228
360	38,4	17,8	8,3	9,5	205

7. Bestimmung des erforderlichen Rückhaltevolumens

Erforderliches Rückhaltevolumen: $V = V_{s,u} * A_u \quad m^3$

"Undurchlässige" Fläche: $A_u = 0,997 \quad ha$

Erforderliches spezifisches Volumen: $V_{s,u} = 235 \quad m^3/ha$

Erforderliches Volumen: $V = 234 \quad m^3$

Gewähltes Volumen: $V = 335 \quad m^3$

8. Berechnung der erforderlichen Drosselinnenweite im Auslaufbauwerk des RRB

(Berechnung n. Wendehorst 29.Auflage Kap. 3.3.6)

Aufstauhöhe:	$h =$	1,10 m
Durchmesser Drossel:	$DN =$	80 mm
	$h_{\max} = \text{Aufstauhöhe} - \text{Drosselrohr}/2 =$	1,06 m
	$h_{\min} = \text{Drosselrohr}/2 =$	0,04 m
Einlaufverlustbeiwert:	$\alpha =$	0,60
Drosselabfluss Maximum:	$Q_{\max} =$	13,8 l/s
	max. Drosselabfluss \leq Zulässiger max. Drosselabfluss	
Drosselabfluss Minimum:	$Q_{\min} =$	2,7 l/s
Drosselabfluss Mittelwert:	$Q_{\text{Mittel}} =$	8,3 l/s

9. Nachweis der Ablaufleitung ab Auslaufbauwerk

nach DWA A 111

Sohlgefälle geplant	$I =$	20 ‰
Rohrleitung gewählt	$DN =$	300
Fließgeschwindigkeit	$w =$	1,96 m/s (kb=1,5mm)
Ableitungswassermenge Vollfüllung	$Q_{\text{voll}} =$	139 l/s
Auslastung		10%

10. Bemessung der Ablaufleitung für Notüberlauf

Überschreitungshäufigkeit	$n =$	0,01 1/a
Wiederkehrzeit	$T_n =$	100 a
"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	0,997 ha
Regenspende	$r_{5;n=0,01} =$	690,0 l/(s x ha)

Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{5;n=0,01}$	$Q =$	688 l/s
--	-------	---------

Überlaufschwelle:

Länge der Überlaufschwelle	$l_{\text{ü}} =$	1,5 m
Beiwert	$\mu =$	0,5

Höhe an der Überlaufschwelle	$h_{\text{ü}} = (1,5 \times Q_{\text{krit}} / (1000 \times l_{\text{ü}} \times \mu \times \sqrt{2g}))^{2/3}$	
	$h_{\text{ü}} =$	0,46 m

Ablaufleitung:

Sohlgefälle geplant	$I =$	50 ‰
Rohrleitung gewählt	$DN =$	600
Fließgeschwindigkeit	$w =$	4,86 m/s (kb=1,5mm)
Ableitungswassermenge Vollfüllung	$Q_{\text{voll}} =$	1.374 l/s
Auslastung		50%

10.17 Absetzbecken 98-1R (A 73)

Bemessung des Absetzbeckens

(nach REwS, Kap. 8.4.2)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	n=	1 1/a
Wiederkehrzeit	T_n =	1 a
Regenspende	$r_{15 (n=1)}$ =	121,1 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche:	A_u =	3,693 ha
Bemessungszufluß für eine Regenspende r_{15} ; n=1	Q =	439,1 l/s

3. Bestimmung der erforderlichen Wasseroberfläche

erf. Wasseroberfläche:	gem. REwS, Formel (17)	$A_{W \text{ erf.}} = Q(l/s) * 3,6 / q_A(m/h)$
zulässige Oberflächenbeschickung:	q_A =	9 m/h Oberflächenbeschickung
erf. Wasseroberfläche:	$A_{W \text{ erf.}}$ =	176 m ²
gewählte Wasseroberfläche:	A_w gewählt=	192,0 m²

4. Bestimmung der Geometrie

Wassertiefe im Dauerstaubereich:	$t_{\text{Dauerstau}}$ =	2,0 m
Beckenlänge:	$L_{\text{Dauerstau}}$ =	24,00 m
Beckenbreite:	$B_{\text{Dauerstau}}$ =	8,00 m
Seitenverhältnis des Absetzbeckens L/B :	1 :	3,0 (Sollwert ≥ 3)
Böschungneigung im Dauerstaubereich:	1:m =	0,0
Wasseroberfläche:	A_W =	192,0 m ²
durchströmter Querschnitt:	A_Q =	16,0 m ²
Überlaufschwelle:	L_{A1} =	1,30 m
Breite Tauchwand:	B_T =	0,30 m
Abstand zwischen Zulauf und Tauchwand:	L_{A2} =	22,40 m

Unterkante Tauchwand 10 cm unter Höhe Ölauffangraum
 und Tauchwand >40cm unter Dauerwasserspiegel : t_{UK} = 0,40 m

5. Berechnung des erforderlichen Ölauffangraumes

Erforderlicher Auffangraum für Leichtflüssigkeiten:	$V_{L(\text{erf.})}$ =	30 m ³
	$A_{\text{Wasseroberfläche}}$ =	$L_{A2} * B_G$
	$A_{\text{Wasseroberfläche}}$ =	179,20 m ²
Tiefe Auffangraum:	t=	0,17 m

6. Nachweis auf Einhaltung der Klärbedingungen im Absetzbecken

Wasseroberfläche:	$A_W =$	192,0 m ²
durchströmter Querschnitt:	$A_Q =$	16,0 m ²
reduzierte Fläche:	$A_u =$	3,693 ha
kritische Regenspende:	$r_{krit} =$	121,1 l(s*ha)
zul. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Zul.} =$	9,0 m/h
zul. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Zul.} =$	0,05 m/s
kritischer Regenabfluss:	$Q_{rkrit} = A_{red} * r_{krit}$	
	$Q_{rkrit} =$	447 l/s
vorh. Oberflächenbeschickung:	$q_A \text{ Vorh.} = 3,6 * Q_{rkrit} / A_W$	
	$q_A \text{ Vorh.} =$	8,381 m/h
Ergebnis:		zul. Oberflächenbeschickung unterschritten
vorh. horizontale Fließgeschwindigkeit:	$v_h \text{ Vorh.} = Q_{rkrit} / 1000 / A_Q$	
	$v_h \text{ Vorh.} =$	0,028 m/s
Ergebnis:		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

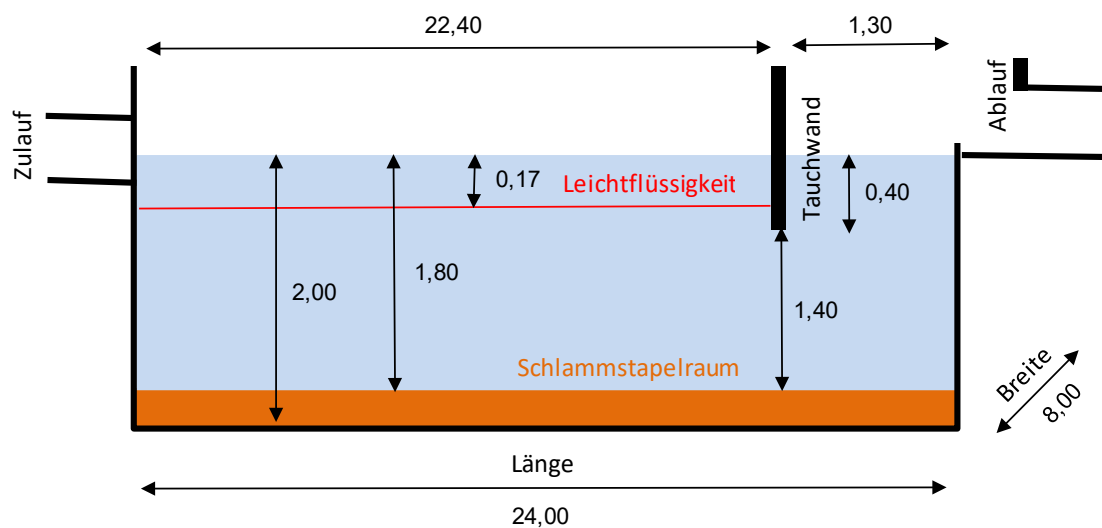
7. Nachweis Schlammraum

spez. Sedimentanfall:	$S_{sed} =$	1 m ³ /(ha _{AE,b} * a) (gem. REWS)
Oberkante Schlammraum:	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Prüfung Mindesttiefe gem. REWS Kap 8.4.1		Mindesttiefe von 1,80 m eingehalten
<u>Ermittlung des vorh. Schlammraums:</u>		
Oberkante Schlammraum	$h_g =$	1,80 m unter Dauerstau
Dauerstautiefe	$h_w =$	2,00 m
Höhe Schlammraum ($h_w - h_g$)	$h_s =$	0,20 m
mittlere Länge Schlammraum	=	24,00 m
mittlere Breite Schlammraum	=	8,00 m
vorh. Volumen Schlammraum	$V_{Sch, vorh.} =$	38,40 m ³
<u>Ermittlung Sedimentanfall aus dem Einzugsgebiet:</u>		
reduzierte Fläche:	$A_u =$	3,693 ha
Sedimentanfall	$S_{Sed} =$	3,69 m ³ /a
<u>Ermittlung des theoretischen Reinigungsintervalles:</u>		
theoretischen Entschlammungsintervall:	$T_{Räum} = V_{Sch, vorh.} / S_{Sed}$	
	$T_{Räum} =$	10,4 a
gewünschtes Entschlammungsintervall		10 a
Ergebnis:		Vorgabe erfüllt

8. Nachweis der Durchflussgeschwindigkeit unter Tauchwand

kritischer Regenabfluss:	$Q_{\text{krit}} =$	447 l/s
Maximale Fließgeschwindigkeit unter Tauchwand	$v_{\text{max}} =$	0,05 m/s
benötigte Querschnittsfläche:	$A_{\text{erf}} =$	8,9 m ²
Öffnung zw. UK Tauchwand und OK Schlammstapel:	$h =$	1,40 m
Bauwerksbreite:	$b =$	8,00 m
vorh. Querschnittsfläche unter Tauchwand:	$A_{\text{vorh}} =$	11,2 m ²
Berechnete Durchflußgeschwindigkeit:	$v =$	0,04 m/s
		zul. Fließgeschwindigkeit unterschritten

9. Skizze



10.18 Regenrückhaltebecken 98-1R (A 73)

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	$n =$	0,2 1/a
Wiederkehrzeit	$T_n =$	5 a
Regenspende	$r_{15 (n=1)} =$	118,9 l/(s*ha)

2. Bestimmung der maßgebenden "undurchlässigen" Fläche und der Zuflussmengen

"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	3,693 ha (siehe gesonderte Aufstellung)
Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{15; n=1}$	$Q =$	439,1 l/s

3. Ermittlung der Drosselabflussspenden

nach DWA-M 153

Typ des Vorflutgewässers:	kleiner Flachlandbach	
Zulässiger Regenabflussspende:	$q_r =$	15 l/(s * ha)
"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	3,693 ha
Maximal zulässiger Drosselabfluss:	$Q_{dr} =$	$q_r * A_u$ l/s
	$Q_{dr} =$	55,4 l/s

Immissionsprinzip nach Kap. 6.3.2 Maximalabfluss:

bekannter Mittelwasserabfluss:	$MQ =$	0,050 m ³ /s	
1-jähriger Hochwasserabfluss:	$HQ_1 =$	m ³ /s	nicht bekannt !
Einleitungswert nach Tabelle 4 (DWA-M 153) :	$e_w =$	2	
Maximal zulässiger Abfluss:	$Q_{dr,max} =$	100,0 l/s	

Gewählter maximaler Drosselabfluss:	$Q_{dr, max (gewählt)} =$	52,8 l/s
Gewählter max. Drosselabfluss <= Zulässiger Drosselabfluss		
Gewählter max. Drosselabfluss <= Maximal zulässiger Drosselabfluss		

Gewählter mittlerer Drosselabfluss zur Volumenbestimmung des Rückhaltereaumes:

	$Q_{dr (gewählt)} =$	39,6 l/s
Regenanteil der Drosselabflussspende:	$q_{dr,r,u} =$	10,7 l/(s * ha)

4. Ermittlung des Abminderungsfaktors f_A

nach Anhang B, DWA-A 117

Fließzeit:	$t_f =$	5 min
Überschreitungshäufigkeit:	$n =$	0,2 1/a
Abminderungsfaktor:	$f_A =$	0,998

5. Festlegung des Zuschlagsfaktors f_z

nach Tabelle 2, DWA-A 117

Zuschlagsfaktor: $f_z = 1,00$ Risikomaß: Außerortsstraße
 Für den Außerortsstraßenbereich wird auf Grund der bereits hohen Sicherheitsreserven (lange Fließzeiten, großer Anteil versickerungsfähiger Flächen, Spritzverluste) für $f_z = 1,0$ gew ählt.

6. Bestimmung der statistischen Niederschlagshöhen und Regenspenden

Anwendung von Gleichung 2 (DWA-A 117) für ausgewählte Dauerstufen

Spezifisches Speichervolumen $V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) * D * f_z * f_A * 0,06$ [m³/ha]

Grundlage: KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld

Spalte: 157

Zeile: 163

Dauerstufe D	Niederschlagshöhe hN für (n=0,2) /a	Zugehörige Regenspende r	Drosselabfluss- spende $q_{dr,r,u}$	Differenz zw . r und $q_{dr,r,u}$	spezifisches Speichervolumen $V_{s,u}$
[min]	[mm]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[m ³ /ha]
10	14,7	245,0	10,7	234,3	140
20	18,3	152,5	10,7	141,8	170
30	20,6	114,4	10,7	103,7	186
45	22,9	84,8	10,7	74,1	200
60	24,7	68,6	10,7	57,9	208
90	27,4	50,7	10,7	40,0	216
120	29,4	40,8	10,7	30,1	216
180	32,5	30,1	10,7	19,4	209
240	34,8	24,2	10,7	13,5	194
360	38,4	17,8	10,7	7,1	153

7. Bestimmung des erforderlichen RückhaltevolumensErforderliches Rückhaltevolumen: $V = V_{s,u} * A_u$ m³"Undurchlässige" Fläche: $A_u = 3,693$ haErforderliches spezifisches Volumen: $V_{s,u} = 216$ m³/haErforderliches Volumen: $V = 798$ m³Gewähltes Volumen: $V = 935$ m³

8. Berechnung der erforderlichen Drosselnennweite im Auslaufbauwerk des RRB

(Berechnung n. Wendehorst 29. Auflage Kap. 3.3.6)

Aufstauhöhe:	$h =$	0,50 m
Durchmesser Drossel:	$DN =$	200 mm
	$h_{\max} = \text{Aufstauhöhe} - \text{Drosselrohr}/2 =$	0,40 m
	$h_{\min} = \text{Drosselrohr}/2 =$	0,10 m
Einlaufverlustbeiwert:	$\alpha =$	0,60
Drosselabfluss Maximum:	$Q_{\max} =$	52,8 l/s
	max. Drosselabfluss \leq Zulässiger max. Drosselabfluss	
Drosselabfluss Minimum:	$Q_{\min} =$	26,4 l/s
Drosselabfluss Mittelwert:	$Q_{\text{Mittel}} =$	39,6 l/s

9. Bestimmung der Überlauföffnung im Auslaufbauwerk

kritischer Regenabfluss:	$Q_{\text{krit}} =$	439 l/s
Länge der Überlaufschwelle	$l_{\text{ü}} =$	2 m
Beiwert	$\mu =$	0,5
Höhe an der Überlaufschwelle	$h_{\text{ü}} = (1,5 \times Q_{\text{krit}} / (1000 \times l_{\text{ü}} \times \mu \times \sqrt{2g}))^{2/3}$	
	$h_{\text{ü}} =$	0,28 m
	gewählte $h_{\text{ü}} =$	0,30 m
Ergebnis:		erf. Überlaufhöhe vorhanden

10. Nachweis der Ablaufleitung ab Auslaufbauwerk

nach DWA A 111

Bemessungswassermenge = max. Drosselabfluss:	$Q_{\text{Ü}} =$	53 l/s
Sohlgefälle vorhanden	$I =$	2,5 ‰
Ableitungskanal vorhanden	$DN =$	500
Fließgeschwindigkeit	$w =$	0,96 m/s ($k_b = 1,5 \text{ mm}$)
Ableitungswassermenge Vollfüllung	$Q_{\text{voll}} =$	189 l/s
Auslastung		28%

11. Überflutungsrisiko Notüberlauf

Der vorhandene Ableitungskanal DN 500 dient auch als Notüberlauf.

Bei einer Vollfüllung des RRB bis zu einer Höhe von ca. 253,60 (= Tiefpunkt A 73) stehen ca. 5.900 m³ Stauraum zur Verfügung. Ein Überflutungsrisiko ist damit nicht gegeben.

10.19 Retentionsbodenfilteranlage 98-2L (A 73)

10.19.1 Geschiebeschacht

1. Bemessungsgrundlagen

Wartungsintervall:	$T_n =$	5 a
spezifisches Sammelvolumen:	$V_n =$	2,5 m ³ /ha
"Undurchlässige" Fläche:	$A_u =$	3,063 ha (siehe gesonderte Aufstellung)
Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{15; n=1}$	$Q =$	364,2 l/s (siehe gesonderte Aufstellung)
Erforderlicher Auffangraum für Leichtflüssigkeiten:	$V_{L(erf.)} =$	5 m ³

2. Bestimmung der Geometrie

Erforderliches Geschiebevolumen:	$V_{G(erf.)} =$	7,7 m ³
Höhe Geschiebesammelraum: (min. 0,50 m)	$h_G =$	0,50 m
Breite Geschiebesammelraum: (min. 1,70 m)	$B_G =$	2,50 m
Länge Geschiebesammelraum:	$L_G =$	7,50 m
Seitenverhältnis L/B :	1 :	3,0 (Sollwert ≥ 3)
Gewähltes Geschiebevolumen:	$V_{G(gew.)} =$	9,4 m ³
Abstand zwischen Tauchwand und Breite Tauchwand:	$L_{A1} =$	1,00 m
Abstand zwischen Zulauf und Tauchwand:	$L_{A2} =$	6,20 m

Öffnung zw. UK Tauchwand und OK Geschiebe: $h_{Soll} = > 2h_{\bar{u}} \text{ und } \geq 0,30 \text{ m}$

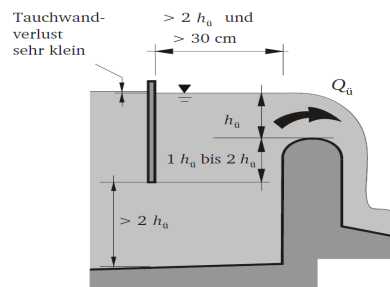


Bild 3: Tauchwand vor einem festen Wehr
 aus DWA - A 111

$$h_{\bar{u}} = (1,5 \times Q_u / (1000 \times l_u \times \mu \times \sqrt{2g}))^{2/3}$$

$$h_{\bar{u}} = 0,21 \text{ m}$$

$$h_{Soll} = 0,42 \text{ m}$$

$$\text{gewählt: } h = 0,45 \text{ m}$$

Unterkante Tauchwand 10 cm unter Höhe Ölauffangraum

und Tauchwand > 40 cm unter Dauerwasserspiegel :

$$t_{UK Soll} = 0,42 \text{ m}$$

$$\text{gewählt: } t_{UK} = 0,45 \text{ m}$$

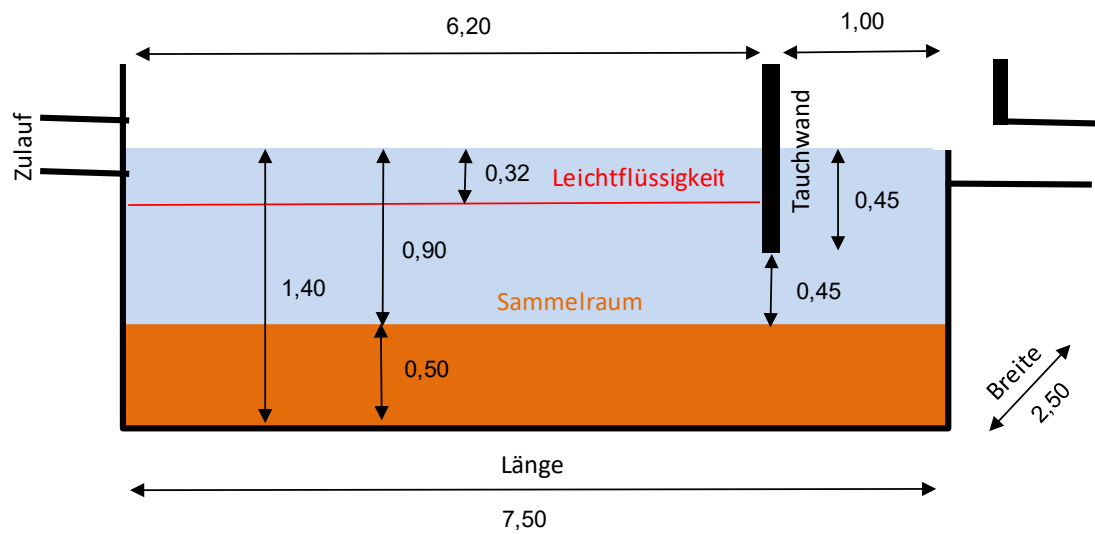
Tiefe Dauerwasserspiegel: 1,40 m

Tiefe Dauerwasserspiegel über OK Sammelraum (min. 0,70 m): 0,90 m

3. Berechnung des erforderlichen Ölauffangraumes

Erforderlicher Auffangraum für Leichtflüssigkeiten:	$V_{L(eref.)} =$	5 m ³
	$A_{Wasser Oberfläche} =$	$L_{A2} * B_G$
	$A_{Wasser Oberfläche} =$	15,50 m ²
Tiefe Auffangraum:	$t =$	0,32 m

4. Skizze



10.19.2 Retentionsfilterbecken

1. Bemessung des Retentionfilterbeckens

(vereinfachte Bemessung von Retentionsbodenfilterbecken gem. DWA-A178 Abschnitt 6.2.2.2)

Angeschlossene befestigte Fläche	$A_{E,b,a} =$	2,928 ha
Spezifische Bodenfilteroberfläche:	$A_F =$	100 m ² /ha
		angeschlossener undurchlässiger Fläche
	$A_F =$	100 m ² /ha * 2,928 ha
Erforderliche Bodenfilteroberfläche:	$A_{F(erf.)} =$	293 m ²
Gewählte Bodenfilteroberfläche:	$A_F =$	300 m²
Mögliche nutzbare Einstauhöhe im Retentionsraum: (Bodenfilteroberfläche bis Höhe Filterbeckenüberlauf)	$h_{RR} =$	0,5 - 2,0 m
Gewählte Einstauhöhe im Retentionsraum:	$h_{RR} =$	1,00 m
Spezifische Drosselabflussspende des Filters (nach REwS)	$q_{DR,RBF} =$	0,05 l/(s*m ²)
Drosselabfluss des Filterkörpers:	$Q_{DR,RBF} =$	$q_{DR,RBF} * A_F$ l/s
	$Q_{DR,RBF} =$	0,05 l/(s*m ²) * 300 m ²
Drosselwassermenge:	$Q_{DR,RBF} =$	15,0 l/s

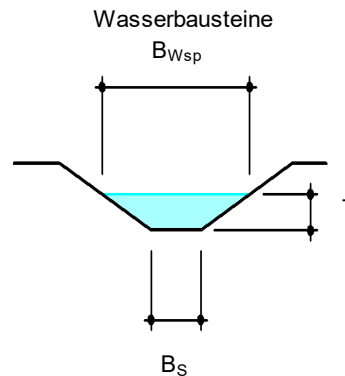
2. Bemessung des Filterbeckenüberlaufes als Notüberlaufes

Überschreitungshäufigkeit	n=	0,01 1/a
Wiederkehrzeit	T_n =	100 a
"Undurchlässige" Fläche:	A_u =	3,063 ha
Regenspende	$r_{5;n=0,01}$ =	690,0 l/(s x ha)
Bemessungszufluß für eine Regenspende $r_{5;n=0,01}$	Q =	2113,5 l/s
	Q =	2,11 m³/s

Geometrie und Befestigung des Notüberlaufes:

Befestigung:

Querschnitt:



Berechnung des Abflusses:

mittlere Wasserspiegelbreite :	B_{WSP} =	7,50 m
mittlere Sohlbreite :	B_S =	3,50 m
Höhe (Tiefe des Wsp.) :	T=	0,20 m
Wasserspiegelgefälle :	I=	30 ‰
Rauhigkeitsbeiwert :	k_s =	40 m ^{1/3} /s
Durchflussfläche :	A=	1,10 m ²
Benetzter Umfang :	U=	7,52 m
Hydraulischer Radius :	R=	0,146 m
mittlere Fließgeschwindigkeit :	v=	1,92 m/s
errechneter Abfluss:	$Q = A * k_s * I^{1/2} * R^{2/3}$	
	Q=	2,11 m³/s

Ergebnis:

Hochwasserabfluss ausreichend leistungsfähig

10.20 Stauraumkanal in der Kemmerstraße

1. Bemessungsgrundlagen

Überschreitungshäufigkeit	n=	0,2 [1/a]
Wiederkehrzeit	T _n =	5 [a]

2. Ermittlung der Drosselabflußspenden

nach Tabelle 3, ATV-DVWK-M 153

"Undurchlässige" Fläche:	A _u =	0,126 ha
mittlerer Drosselabfluß:	mittl. Q_{dr} ~	5 l/s
maximaler Drosselabfluß:	max. Q _{dr} ~	10 l/s
Regenanteil der Drosselabflußspende:	q _{dr,r,u} =	39,68 l/(s * ha)

3. Ermittlung des Abminderungsfaktors f_A

nach Anhang 2, ATV-DVWK-A 117

Fließzeit:	t _f =	1 [min]
Überschreitungshäufigkeit:	n =	0,20 [1/a]
Abminderungsfaktor:	f _A =	1,00

4. Festlegung des Zuschlagsfaktors f_Z

nach Tabelle 2, ATV-DVWK-A 117

Zuschlagsfaktor:	f _Z =	1,20	Risikomaß: gering
------------------	------------------	-------------	-------------------

5. Bestimmung der statistischen Niederschlagshöhen und Regenspenden

Anwendung von Gleichung 2 (ATV-A 117) für ausgewählte Dauerstufen

Spezifisches Speichervolumen $V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) * D * f_Z * f_A * 0,06 \quad [m^3/ha]$

Grundlage: KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld

Spalte: 157

Zeile: 163

Dauerstufe D	Niederschlags- höhe h _N für n=0,20	Zugehörige Regenspende r	Drosselabfluss- spende q _{dr,r,u}	Differenz zw. r und q _{dr,r,u}	spezifisches Speichervolumen V _{s,u}
[min]	[mm]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[m ³ /ha]
10	14,7	245,0	39,7	205,3	147,8
20	18,3	152,5	39,7	112,8	162,4
30	20,6	114,4	39,7	74,7	161,4
45	22,9	84,8	39,7	45,1	146,1
60	24,7	68,6	39,7	28,9	124,8
90	27,4	50,7	39,7	11,0	71,3
120	29,4	40,8	39,7	1,1	9,5

6. Bestimmung des erforderlichen Rückhaltevolumens

Erforderliches Rückhaltevolumen:	V =	V _{s,u} * A _u m ³
"Undurchlässige" Fläche:	A _u =	0,126 ha
Erforderliches spezifisches Volumen:	V _{s,u} =	162,4 m ³ /ha
Erforderliches Volumen:	V_{erf} =	20 m³

7. Bestimmung des Rohrdurchmessers

Regenrückhalte-Stauraumkanal (RRSK)

Rohrlänge:	l =	25,00 m
Rohrdurchmesser:	DN =	1,00 m
Rohrvolumen:	V _{Rohr} =	19,63 m ³
Schachtvolumen Drosselschacht:	b =	2,00 m
	l =	1,00 m
	t =	1,40 m
	V _{Schacht} =	2,80 m ³