

Ausbau der Bundesautobahn A 8 Karlsruhe – München
Streckenabschnitt Mühlhausen – Hohenstadt
Bau-km ~~10+900 10+200~~ – Bau-km 18+478

Von Betriebs-km ~~157+322 157+590~~ bis km 145+477

Straßenbauverwaltung:

Von Bau-km ~~10+900 10+200~~ bis Bau-km 18+478

Baden-Württemberg

Nächster Ort: Mühlhausen

Regierungspräsidium Stuttgart

Baulänge: ~~7,578 8,278~~ km

Referat 44

Länge der Anschlüsse: _____

Sechsstreifiger Ausbau der BAB A 8

Streckenabschnitt Mühlhausen – Hohenstadt

Planfeststellung

für eine

Bundesfernstraßenmaßnahme

Ergebnisse wassertechnischer Untersuchungen

- 2. Planänderung -

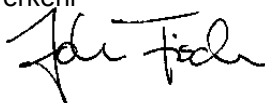
Aufgestellt:

Regierungspräsidium Stuttgart

Abt. 4 Straßenwesen und Verkehr

Ref. 44 Straßenplanung

Stuttgart, den 22.11.2016



Aufgestellt: Regierungspräsidium Stuttgart Abt. 4 Straßenwesen und Verkehr Ref. 44 Straßenplanung Stuttgart, den 22.11.2016	

Inhaltsverzeichnis

0. EINLEITUNG	1
I. BUNDESAUTOBAHN A 8 (STRECKE) UND ANSCHLUSSSTELLEN	2
1. Beschreibung der geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse	2
2. Erläuterung der vorangegangenen Untersuchungen	7
2.1 Beschreibung des Entwässerungssystems des RE-Vorentwurfs	7
2.2 Lösungsvariante 1; Entwässerungssystem ohne Vorentlastung (1 Regenrückhaltebecken (RRB) im Bereich AS Mühlhausen).....	8
2.3 Lösungsvariante 2; Entwässerungssystem mit 3 RRB und Einleitung in die Fils	9
2.4 Gegenüberstellung der Entwässerungsvarianten.....	10
3. Beschreibung des gewählten Systems.....	10
3.1 Entwässerungsabschnitt „0“, km 18+478 – 18+795	14
3.2 Entwässerungsabschnitt „1“, km 18+478 – 13+500	17
3.2.1 Entwässerungsabschnitt „1.1“, km 18+478 – 17+400	18
3.2.1.1 Entwässerung BAB und sonstige Straßen	18
3.2.2 Entwässerungsabschnitt „1.2“, km 17+400 – 15+850.....	24
3.2.3 Entwässerungsabschnitt „1.3“, km 14+140 – km 13+500	27
3.3 Entwässerungsabschnitt „2“, km 12+300 – km 8+700.....	35
3.3.1 Entwässerungsabschnitt „2.1“, km 12+300 – 8+700.....	36
3.3.1.1 Entwässerung BAB A 8	36
3.3.1.2 Entwässerungsabschnitt „2.2“, AS Mühlhausen und B 466 neu	40
3.4 Entwässerungsabschnitt „3“, AS alter Albaufstieg / K 1433.....	42
4. Hydraulische Berechnungen	43
4.1 Entwässerungsabschnitt „0“, km 18+478 – km 18+795 (Bauende)	45
4.2 Entwässerungsabschnitt „1“, km 18+478 – km 13+500.....	54
4.2.1 Hydraulische Berechnung der Entwässerungsleitungen.....	54
4.2.1.1 Berechnung Hebewerk „AS Hohenstadt“	56

BAB A 8 Karlsruhe – München

Streckenabschnitt Mühlhausen – Hohenstadt

km **10+900** ~~10+200~~ – km 18+478

Genehmigungsentwurf, Ergebnisse wassertechnischer Untersuchungen

- 2. Planänderung -

4.2.1.2	Berechnung Rückhaltevolumen RRB „Triangel“	60
4.2.1.3	Berechnung Steilleitungen ins Gosbachtal.....	74
4.2.1.4	Energieumwandlungsbauwerke im Gosbachtal	74
4.2.1.5	Außengebietsentwässerung Albhochfläche und Bereich „Gosbachtalbrücke“	75
4.2.1.6	Berechnung Rückhaltevolumen RRB „Fils“	87
4.2.1.7	Berechnung Straßenoberflächenwasserbehandlungsanlage	107
4.3	Entwässerungsabschnitt „2“, km 12+300 – km 10+200.....	112
4.3.1	Hydraulische Berechnung Entwässerungsabschnitt 2.1, BAB A 8 km 12+300 – km 10+200	112
4.3.1.1	Hydraulische Berechnung der Entwässerungsleitungen	112
4.3.1.2	Hydraulische Berechnung Rückhalteinlage „Hohlbach West“	113
4.3.1.3	Berechnung Notentlastung RRB „Hohlbach West“	117
4.3.1.4	Berechnung Straßenoberflächenwasserbehandlungsanlage „Hohlbach West“	122
4.3.1.5	Außengebietsentwässerung	124
4.3.2	Hydraulische Berechnung AS Mühlhausen und B 466 n	127
4.3.2.1	Hydraulische Berechnung der Entwässerungsleitungen	127
4.3.2.2	Hydraulische Berechnung des RKB/RRB „Hohlbach Ost“	128
4.3.2.3	Berechnung Straßenoberflächenwasserbehandlungsanlage	137
4.4	Entwässerungsabschnitt „3“, AS alter Alaufstieg / K 1433	140
4.4.1	Hydraulische Berechnung Versickerbecken „K 1433“	140
II.	TUNNELBAUWERKE	146
1.	Beschreibung der geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse	146
2.	Erläuterung der vorangegangenen Untersuchungen	148
3.	Beschreibung der Tunnelbauwerke	149
3.1	Tunnel „Himmelsschleife“, km 12+290,50 – km 13+500.....	149
3.2	Tunnel „Drackenstein“, km 14+140 – km 15+850.....	155
4.	Hydraulische Nachweise	157
4.1	Tunnel „Himmelsschleife“, km 12+290,50 – km 13+500.....	157
4.1.1	Nachweise Grundwasserableitung	158

4.1.2	Nachweise Tunnelentwässerung	158
4.2	Tunnel „Drackenstein“, km 14+140 – km 15+850.....	158
4.2.1	Nachweise Grundwasserableitung	158
4.2.2	Nachweise Tunnelentwässerung	159
5.	Wasserversorgung, Abwasserentsorgung.....	159
5.1	Tunnel „Himmelsschleife“, km 12+290,50 – km 13+500.....	159
5.2	Tunnel „Drackenstein“, km 14+140 – km 15+850.....	160
III.	BRÜCKENBAUWERKE	161
1.	Beschreibung der geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse	161
2.	Beschreibung der Brückenbauwerke	162
2.1	„Filstalbrücke“, km 11+478 – km 12+289	162
2.2	„Gosbachtalbrücke“, km 13+655 – km 14+116	163
3.	Hydraulische Nachweise	163
4.	Wasserversorgung, Abwasserentsorgung.....	164
5.	Eintrag von Salzfrachten in die Fils	164

Anlagen

IV. ANHANG

Anlage 1 **Niederschlagshöhen und -spenden für das ausgewählte Rasterfeld
KOSTRA, 1997**

Anlage 1c **Niederschlagshöhen und -spenden für das ausgewählte Rasterfeld
KOSTRA, 2005**

Anlage 1.1nc **Berechnung Abflussbeiwerte nach RAS-Ew, Ausgabe 2005**

Anlage 2 **Hydraulische Berechnungen**

Anlage 2.1 ~~Kanalnetz RKB/RRB Widderstall (entfällt)~~

~~Anlage 2.2~~ ~~Kanalnetz mautfreie Umfahrung~~

Anlage 2.2c Kanalnetz AS Hohenstadt

~~Anlage 2.3~~ ~~Kanalnetz RKB/RRB Fils~~

Anlage 2.3c Kanalnetz RKB/RRB Fils nach RAS-Ew 05

~~Anlage 2.4~~ ~~Kanalnetz RKB/RRB Hohlbach West (n = 0,2)~~

Anlage 2.4c Kanalnetz RKB/RRB Hohlbach West nach RAS-Ew 05 (n = 0,2)

~~Anlage 2.5~~ ~~Kanalnetz RKB/RRB Hohlbach West (n = 0,1)~~

Anlage 2.5c Kanalnetz RKB/RRB Hohlbach West nach RAS-Ew 05 (n = 0,1)

~~Anlage 2.6~~ ~~Kanalnetz RKB/RRB Hohlbach Ost~~

Anlage 2.6c Kanalnetz RKB/RRB Hohlbach Ost nach RAS-Ew 05

~~Anlage 2.7~~ ~~Kanalnetz RKB/RRB Hohlbach Ost/Rückstau (n = 0,1)~~

Anlage 2.7c Kanalnetz RKB/RRB Hohlbach Ost/Rückstau nach RAS-Ew 05 (n = 0,1)

~~Anlage 2.8~~ ~~Kanalnetz RKB/RRB Hohlbach Ost/Rückstau (n = 0,02)~~

Anlage 2.8c Kanalnetz RKB/RRB Hohlbach Ost/Rückstau nach RAS-Ew 05 (n = 0,02)

Anlage 3c

Tabelle 0: Übersicht über die bautechnischen Maßnahmen zum Schutz des
Grundwassers

Tabelle 1 bis 10: Tabellen wasserrechtliche Tatbestände

Anlage 4nc

Anlage 4.1nc Ermittlung Streumittelverbrauch

Anlage 4.2nc Ermittlung kurzzeitige Chloridbelastung

0. Einleitung

Diese Unterlage behandelt die wassertechnischen Tatbestände, die aufgrund des Ausbaus des Streckenabschnitts AS Mühlhausen – AS Hohenstadt der BAB A 8 Karlsruhe – München betroffen werden.

Für den Streckenabschnitt AS Mühlhausen – AS Hohenstadt der BAB A 8 Karlsruhe – München ist im Zuge des Ausbaues der Autobahn auf 6 Fahrstreifen die Streckenentwässerung neu herzustellen. Dafür wurden für die Planfeststellung Untersuchungen bezüglich des Grundwassers, Oberflächenwassers und der Vorfluter im Planungsraum durchgeführt.

Grundsätzlich ist der Erläuterungsbericht in folgende Kapitel eingeteilt:

- I.) Bundesautobahn A 8 (Strecke), und Anschlussstellen und Mautstation
- II.) Tunnelbauwerke
- III.) Brückenbauwerke
- IV.) Anhang (Antragsformulare, Systemskizzen, Hydraulische Kanalnetzrechnungen)

Diese einzelnen Kapitel werden weiter in einzelne Unterkapitel unterteilt.

Diese sind:

- 1. Beschreibung der geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse
- 2. Erläuterung der vorangegangenen Untersuchungen
- 3. Beschreibung des gewählten Systems
- 4. Berechnungen
- 5. Wasserversorgungssysteme, Schmutzwasserentsorgung

I. Bundesautobahn A 8 (Strecke), und Anschlussstellen und Mautstation

1. Beschreibung der geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse

Die nachfolgenden Ausführungen sind eine kurze Zusammenfassung des Gutachtens zur Geologie und Hydrogeologie der Baustoff- und Bodenprüfstelle für den Regierungsbezirk Stuttgart beim Straßenbauamt Besigheim.

Geologische Verhältnisse

(siehe auch Unterlage 9c - Geohydrologisches Gutachten mit Anhang)

Der Planungsraum gehört zum nordöstlichen Teil der mittleren schwäbischen Alb. Naturräumlich ist der Raum der Einheit „Mittlere Kuppenalb“ mit den Gebieten „Filsalb“ und „Großkuppengebiet von Laichingen“ zuzuordnen. Die Filsalb umfasst das Filstal (ca. 551 – 558 m ü. NN) mit den Nebentälern des Hohlbachs und der Gos. Zwischen Fils und Gos ist ein Vorsprung der Albhochfläche mit dem Gewann „Himmelsschleife“ vorhanden (ca. 735 m ü. NN). Südöstlich befindet sich die Massenkalkhochfläche des Großkuppengebietes von Laichingen (ca. 760 m ü. NN). Der Untersuchungsbereich wird von der oberirdischen „Europäischen Wasserscheide“ (Rhein/Donau) gequert. Diese befindet sich bei Hohenstadt. Die Albhochfläche ist eine große abflusslose Karstsenke.

Im Filstal befindet sich unter den Deckschichten (Auenkiese, teilweise Hangschutt) der ca. 19 m mächtige Tonschluffstein, Tonmergelstein und untergeordnet Kalkmergelstein. Im Anstieg aus dem Filstal stehen im Hangbereich unter den Deckschichten hauptsächlich Hangschutt Impressamergel aus Mergelstein, Kalkmergelstein an. Diese befinden sich im Bereich des Westportals des Tunnels „Himmelsschleife“. Die Beschreibung der Geologie im Bereich des Tunnels „Himmelsschleife“ wird im Kapitel II. Tunnelbauwerke vorgenommen.

Im Gosbachtal befinden sich Talablagerungen aus Kalktuff und Torf, die am Talrand mit steinig-kiesigem, lehmigem Hangschutt verzahnt sind. Die Talhänge sind überwiegend mit Hangschutt bedeckt. Teilweise wurden insbesondere am nordwestlichen Talhang des Gosbachtales Fließerden festgestellt. Auf der gegenüberliegenden Seite wurde eine Rutschmasse aus Kalksteinschutt und Schluff erkundet.

Die Albhochfläche ist bereichsweise mit über 10 m mächtigem Lehm aus tonigem Schluff überdeckt. Dies findet sich insbesondere in Karstsenken, Dolinen und Trockentälern.

Hydrogeologische Verhältnisse

Grundwasser

Folgende Grundwasserleiter sind für die Baumaßnahme relevant:

- Karstgrundwasserleiter (in Oberjura-Kalksteinen)
- Porengrundwasserleiter (überwiegend aus Karstaquifer im steinigen Hangschutt)
- Porengrundwasserleiter örtlich neugebildet und aus den Oberflächengewässern infiltrierte Grundwasserleitung in den Talablagerungen von Fils und Gos

Der Karstgrundwasserleiter besteht aus einer Folge von unterschiedlich durchlässigen Schichten. Die Grundwasserleiter sind Kalke (ox2), untere Felsenkalke (ki2) und untere Muschelkalke (Mu), die Grundwasserhemmer sind die Impressamergel (ox1) und die Lacunosamergel (ki1).

Die karsthydrologischen Untersuchungen ergaben maximale Abstandsgeschwindigkeiten für die Todsburgquelle von 34 – 133 m/h, für die Gosquelle 24 – 106 m/h und für die Quelfassung Krähensteig 13 – 64 m/h. Hieraus ergeben sich Anströmungen zwischen einem und wenigen Tagen.

Grundsätzlich weisen die Karstböden Durchlässigkeitsbeiwerte, je nach Art des Bodens und der Schichtung, zwischen $k = 3,4 \cdot 10^{-4} - 8,4 \cdot 10^{-10}$ m/s auf. Der anstehende Boden ist aufgrund der Ergebnisse als inhomogen zu bezeichnen. Die Basis der Verkarstung (Impressamergel) besitzt eine nur sehr geringe Durchlässigkeit.

Das Grundwasser ist karsttypisch normal erdalkalisch, überwiegend hydrogenkarbonatisch (Gesamthärte ca. 10,8 – 20,2 deutsche Härtegrade („Hart“)). Die Chloridgehalte liegen über denen der Richtzahl der EG-Richtlinie von 25 mg/l (Messwerte zwischen 37 – 108 mg/l). Die Ursache liegt vermutlich im Winterdienst der Straßensalzung und in Auswaschungen chloridhaltiger Dünger.

Die Grundwasserneubildungsrate beträgt ca. $G = 15 - 17$ l/s·km². Die Neubildung schwankt jedoch sehr stark, von $G = 0$ bis zu dem 10-fachen des mittleren Wertes von $G = 15 - 16$ l/s·km².

Die geplante Trasse liegt fast vollständig im Grundwassereinzugsgebiet der Fils und Gos. Lediglich im Süden am Übergang zur bestehenden BAB-Trasse werden die Einzugsgebiete der Blau und der Lauter tangiert.

Die Einzugsgebiete der Quelfassung „Hinter der Kirche“ in Gosbach, der Krähensteigquelle in Gosbach und die beiden Gosquellen in Unterdrackenstein werden von der Trasse durchfahren. Nur die Krähensteigquelle wird derzeit von der Gemeinde Bad Ditzgenbach zur Trinkwasserversorgung mit ca. 2 – 3 l/s genutzt.

Wasserschutzgebiete

Im Untersuchungsraum befindet sich das Wasserschutzgebiet Nr. 114 „Bad Ditzgenbach – Gosbach, Krähensteigquelle“, sowie das Wasserschutzgebiet Nr. 101 „ZV Wasserversorgung Ulmer Alb/ Lautern“ im Bereich des Bauendes bei Widderstall sowie im WSG „Kornberggruppe“ (im Bereich AS ~~mautfreie Umfahrung alter Alaufstieg~~/K 1433).

Oberirdische Entwässerung

Im Untersuchungsraum verläuft die oberirdische Europäische Wasserscheide Rhein/Donau. Diese trennt das oberirdische Einzugsgebiet des Rheins von dem der Donau. Die örtlichen Vorfluter sind die Fils und die Gos sowie der Hohlbach und der Schönbach, die über die Fils zum Rhein hin entwässern. Östlich des Bauendes dient die Blau als Vorfluter zur Donau.

Die Albhochfläche besitzt keine ständig fließenden Oberflächengewässer. Die ausgedehnten Trockentäler dokumentieren die ursprünglich oberirdische Entwässerung zur Blau. Durch Verkippung der südwestdeutschen Scholle und der damit einhergehenden Verkarstung fielen die Täler trocken. Nur bei rascher Schneeschmelze über gefrorenem Boden oder bei starken Niederschlagsereignissen kommt es zu oberirdischem Abfluss. Diese dann entstehenden Bäche versickern aber meist nach kurzer Zeit z. B. in einer Doline. Die Entwässerung erfolgt fast ausschließlich unterirdisch.

Die Europäische Karstwasserscheide befindet sich noch südlich des Tunnels „Drackenstein“. Die Gos hat Vorflut nach Norden und mündet bei Gosbach in die Fils.

Quellen

Im Untersuchungsraum befinden sich verschiedene Quellen. Nachfolgend sind diese kurz aufgelistet.

- Todsburgquelle (im Bereich der Todsburgbrücke Alaufstiegstrasse), MQ = 94,0 l/s, NQ = 8,8 l/s, HQ = 914,7 l/s; Nutzung als Wasserrfassung der Albwasserversorgung II
- Brunnen der Kornberggruppe (im Filstal, Mühlhausen, 8 Brunnen), Speisung durch Grundwasserzuflüsse von den Talhängen und aus dem oberen Filstal sowie durch Uferfiltration aus der Fils und dem Abfluss von der Todsburgquelle, Entnahme im Mittel ca. 732.888 m³/a entsprechend 23,2 l/s.
- Eselhauquelle (in Mühlhausen), MQ = 10,7 l/s, NQ = 2,0 l/s, HQ = 109,3 l/s
- Quelle „Hinter der Kirche“ (Gosbach), Schüttung 1,5 l/s
- Dürrentalquelle (südwestlich Gosbach), Extremhochwasser: Schüttung ca. 50 – 100 l/s
- Amtalquelle (Bereich Südportal Tunnel Himmelsschleife), Schüttung 0 – 20 l/s, mittlere Schüttung 2 l/s
- Krähensteigquelle West (südlich Gosbach), Trinkwassernutzung ca. 2 – 3 l/s, MQ = 23,3 l/s, NQ = 0,1 l/s, HQ = 342,0 l/s
- Krähensteigquelle Ost (südlich Gosbach), MQ = 11,3 l/s, NQ = 0,1 l/s, HQ = 126,9 l/s
- Gosquelle Ost (Quelle bei der Mühle, Unterdrackenstein), MQ = 44,6 l/s, NQ = 36,5 l/s, HQ = 113,4 l/s
- Gosquelle West („Quelle beim Hirsch“, Unterdrackenstein), MQ = 73,6 l/s, NQ = 64,9 l/s, HQ = 1.031,6 l/s
- Quelle im Drachenloch (Unterdrackenstein), Schüttung ca. einige l/s
- Quellen im Gostal (Unterdrackenstein, Quellen in der Talsohle), MQ = 30,3 l/s, NQ = 0 l/s, HQ = 89,5 l/s
- Quelle im Impferloch (Unterdrackenstein), MQ = 7,9 l/s, NQ = 0 l/s, HQ = 178,0 l/s

Jahresniederschlag

Der mittlere Jahresniederschlag beträgt $N = 1.191,4 \text{ mm/a}$ (Zeitraum 1998 bis 2002). Für die Jahre 1998 bis 2002 wurden jedoch höhere Werte gemessen (Maximalwert $N = 1.309 \text{ mm/a}$, 2001).

Vorfluter

Abflussmessstelle Gos 1, Unterdrackenstein (vor Zufluss Krähensteigbach)

MQ = 165,0 l/s

NQ = 6,0 l/s

HQ = 833,4 l/s

Abflussmessstelle Gos 2, Gosbach (südlicher Ortseingang Gosbach)

MQ = 242,4 l/s

NQ = 17,6 l/s

HQ = 2.217,7 l/s

Abflussmessstelle Hohlbach, Mühlhausen (nordöstlicher Ortsrand)

MQ = 297,8 l/s

NQ = 1,3 l/s

HQ = 8.286,6 l/s

Abflussmessstelle Fils, Pegel Wiesensteig (Angabe [LUBW Gewässerdirektion](#))

MQ = 507 l/s ~~836 l/s~~

NQ = 183 l/s ~~328 l/s~~

HQ = 3.720 l/s ~~4.370 l/s~~

Abflussmessstelle Fils, Pegel Geislingen (Angabe [LUBW Gewässerdirektion](#))

MQ = 2.530 l/s ~~3.400 l/s~~

NQ = 580 l/s ~~563 l/s~~

HQ = 32.400 l/s ~~41.100 l/s~~

Abflussmessstelle Fils, Zufluss Hohlbach (Angabe [LUBW LFU](#))

HQ₁₀ = 7.770 l/s ~~8.900 l/s~~ vor Zufluss Hohlbach

HQ₁₀ = 20.860 l/s ~~20.300 l/s~~ nach Zufluss Hohlbach

Im Bereich des Filstals befindet sich das Überschwemmungsgebiet „Oberes Filstal“ zwischen Wiesensteig und Geislingen. Die Überschwemmungsbereiche sind aus den Karten der Gewässerdirektion in die Lagepläne übernommen worden.

Eine Gesamtübersicht über die bestehenden wasserrechtlich relevanten Sachverhalte ist in Unterlage 13.2, Blatt 1c dargestellt.

Zusammenfassung

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass aus hydrogeologischer Sicht ein besonders sensibles System vorliegt, das insbesondere im Hinblick auf das Grundwasser und den Gewässerschutz hohe Anforderungen stellt. Aus geologischer Sicht ist für den Streckenbau mit keinen außergewöhnlichen Problemstellungen zu rechnen.

Die Planung der gesamten Baumaßnahme muss deshalb im Hinblick auf diese besonderen Gegebenheiten ausgerichtet sein.

2. Erläuterung der vorangegangenen Untersuchungen

Die Planung der BAB A 8 wird bereits seit mehreren Jahren betrieben. Durch die Anpassungen und Ergänzungen bzw. Änderung der Randbedingungen, wurde die Planung mehrfach modifiziert. Dies hatte natürlich auch zur Folge, dass die Entwässerung an die neue Situation anpasst werden muss.

2.1 Beschreibung des Entwässerungssystems des RE-Vorentwurfs

Grundlage für das Entwässerungssystem war die Planung der BAB A 8 ohne Mautstation und ohne Mautumfahungsstrecke. Nachfolgend ist eine kurze Beschreibung des Entwässerungssystems wiedergegeben.

Eine Gesamtübersicht über dieses Entwässerungssystem ist in Unterlage 13.2, Blatt 2c dargestellt.

Die Straßenoberflächenwässer östlich des Hochpunktes bei km 18+478 werden in den nachfolgenden Streckenabschnitt, Richtung Osten, abgegeben. Die Straßenoberflächenwässer vom Hochpunkt der BAB A 8 (km 18+478) bis östlich des östlichen Widerlagers der Gosbachtalbrücke (Entwässerungsabschnitt 1.1) werden gesammelt und in Leitungen bis zum nördlichen Portal des Tunnel Drackenstein geführt. An dieser Stelle wird ein Trennbauwerk errichtet, das den Abfluss in Richtung Tunnel Himmelsschleife (AS Mühlhausen) auf $Q = 150 \text{ l/s}$ begrenzt. Die Starkniederschlagsereignisse werden an dieser Stelle dem RKB/RRB im Gosbachtal zugeführt und nach Behandlung in die Gos eingeleitet.

Im Anschluss folgt der zweite Entwässerungsabschnitt (Entwässerungsabschnitt 2.1 und 2.2) vom östlichen Widerlager der Gosbachtalbrücke bis zur AS Mühlhausen. Bei diesem System werden Straßenoberflächenwässer im o. g. Bereich bis zum RKB/RRB an der AS Mühlhausen geleitet, dort qualitativ und quantitativ behandelt

und in den Hohlbach eingeleitet. Dieser Bach mündet im Bereich der B 466 in die Fils.

(vgl. Übersichtslageplan Entwässerungssystem RE-Vorentwurf, Unterlage 13.2, Blatt 2c.)

Die Gos ist im Untersuchungsraum ein ökologisch wertvoller Vorfluter, der insbesondere durch seinen natürlichen Gewässerverlauf geprägt ist. Aus diesem Grund heraus wurde seitens der Behörden der Wunsch geäußert, auf die Einleitung in die Gos aus Gründen der Gewässerökologie (qualitativ und quantitativ, hydraulischer Stress, Schadstoffeintrag, Belastung mit Taumitteln insbesondere durch die Lage von ca. 550 m bis 750 m ü. NN) und Gründen des Hochwasserschutzes (Überflutungen in den vergangenen Jahren im Bereich der Gemeinde Gosbach) zu verzichten. Daher wurden weitere Lösungen zu diesem System untersucht, die auf eine Einleitung im Bereich der Gos verzichten.

~~Zusätzlich ist durch die Anlage der Mautanlage auf der Albhochfläche die befestigte Einzugsgebietsfläche um ca. 5 ha vergrößert worden, so dass durch diese Vergrößerung der Abfluss sowohl qualitativ und auch quantitativ für die Gos zunehmen würde.~~

~~Der Wegfall der Mautstation auf der Albhochfläche hat keinen Einfluss auf die Varianten des Entwässerungssystems. Die zu entwässernden Flächen werden lediglich im Bereich der Mautstation um ca. 4 ha geringer.~~

2.2 Lösungsvariante 1; Entwässerungssystem ohne Vorentlastung (1 Regentrückhaltebecken (RRB) im Bereich AS Mühlhausen)

Eine Gesamtübersicht über dieses Entwässerungssystem ist in Unterlage 13.2, Blatt 3c dargestellt. Ziel dieses Systems ist, auf die Einleitung in die Gos zu verzichten und sämtliche Straßenoberflächenwässer vom Hochpunkt km 18+478 bis zur AS Mühlhausen (Entwässerungsabschnitt 1.1 bis 1.3) in das Becken an der AS Mühlhausen zu führen. Daraus ergeben sich für die Beckenabmessungen, aufgrund der fehlenden Vorentlastung und der enormen Größe des Einzugsgebietes von ca. ~~14,38 ha~~ ~~17,38 ha~~, sehr große Volumina. Durch die große Längenausdehnung des Einzugsgebietes von ca. 7,3 km und den damit verbundenen langen Fließzeiten von ca. 45 min, ergeben sich für die hydraulische Dimensionierung der Gesamtanlage Unsicherheiten bei den Berechnungen, die nur ungenau rechnerisch zu beschreiben sind. Zusätzlich werden im Bereich der beiden Talbrücken Transportleitungen je Überbau mit einem Durchmesser von ca. DN 700 erforderlich. Diese Leitungsführung ist besonders anfällig für Betriebsstörungen, da bei Problemen an den Leitun-

gen (Verstopfungen, Undichtigkeiten) je nach Lage die gesamte Vorflut der BAB A 8 unterbrochen werden kann. Sollte eine Undichtigkeit auf den Talbrücken auftreten, so kann dies durch die Last der Wassermengen bis zur Gefährdung der Standsicherheit der Brücken führen. Des Weiteren ist durch die großen abzuführenden Wassermengen die Beanspruchung durch Druckstöße und Abrieb an der Leitung und deren Verbindungsteilen groß, so dass bei entsprechender Nutzungsdauer mit aufwendigen Instandhaltungsarbeiten zu rechnen ist.

Dieses System weist die o. g. Nachteile auf, die für ein Entwässerungssystem einer so wichtigen Verkehrsanlage nicht tragbar sind. Deshalb wird nach anderen Lösungen gesucht.

2.3 Lösungsvariante 2; Entwässerungssystem mit 3 RRB und Einleitung in die Fils

Eine Gesamtübersicht über dieses Entwässerungssystem ist in Unterlage 13.2, Blatt 4c dargestellt. Ziel dieses Systems ist, auf die Einleitung in die Gos zu verzichten und sämtliche Straßenoberflächenwässer in ein Becken an B 466 alt/B 466 neu (ca. km 12+150) und in ein Becken an der AS Mühlhausen einzuleiten. Beide Becken entlasten in die Fils (bzw. Hohlbach).

Die Straßenoberflächenwässer werden vom Hochpunkt auf der Albhochfläche bei km 18+478 zu einem Regenrückhaltebecken im Bereich der **Albhochfläche (RRB Triangel) Mautstation** bei km 17+150 geleitet (Entwässerungsabschnitt 1.1). Dieses Becken dient zur Reduktion der weiterzuführenden Wassermengen in Richtung Tunnel Drackenstein. Dadurch werden die Dimensionen der Transportkanäle reduziert und Baukosten eingespart. Zusätzlich entsteht dadurch ein Entwässerungssystem mit Teileinzugsgebieten, die sich hydraulisch besser beschreiben lassen und somit eine größere Sicherheit gegen Überlastung aufweisen. Von diesem Becken aus werden Abflusswassermengen in das Entwässerungssystem Richtung Tunnel Drackenstein abgegeben (Entwässerungsabschnitt 1.2). Die Wässer werden durch den Tunnel Drackenstein geleitet und auf der Ostseite des Gosbachtales in einer Transportleitung Richtung RKB/RRB Fils Ost im Bereich der B 466 alt/B 466 neu geführt. Der Bereich Gosbachtalbrücke bis Tunnelportal Himmelsschleife Ost (Entwässerungsabschnitt 1.3) wird in einer gesonderten Leitung auf der Westseite des Gosbachtales zur Vorflutleitung Richtung RKB/RRB Fils Ost geführt. Das RRB liegt rückstaufrei zur Fils und weist ein Rückhaltevolumen von ca. $V = 6.800 \text{ m}^3$ auf. Im Tunnel Himmelsschleife wird bei diesem System keine Transportleitung benötigt. Der zweite Entwässerungsabschnitt (Entwässerungsabschnitt 2) beginnt am West-

portal des Tunnel Himmelsschleife und führt über die Filstalbrücke zum RKB/RRB an der AS Mühlhausen (~~Hohlbach Fils~~ West) bei km 11+200. Dieses Becken weist ein Rückhaltevolumen von $V = 4.042 \text{ m}^3$ ~~1.230 m³~~ auf.

2.4 Gegenüberstellung der Entwässerungsvarianten

Das Entwässerungssystem ohne Vorentlastung (1 RRB im Bereich AS Mühlhausen) ist im Vergleich zu dem Entwässerungssystem mit 3 RRB und Einleitung in die Fils von den Herstellungskosten als kostenneutral einzustufen. Die Einsparung, die bedingt durch die geringeren Dimensionen der Leitungen bei der Variante 2 ~~vorliegt~~ ~~vorliegen, wird werden~~ durch die größere Anzahl der RKB (RRB) und der Vorflutleitung im Gosbachtal aufgewogen. Zur Wahl des Entwässerungssystems kann deshalb nur die Funktionstüchtigkeit und Betriebssicherheit zwischen diesen beiden Varianten entscheidend sein. Durch die Aufteilung des großen Einzugsgebietes (Länge ca. 7,3 km, Fläche ca. ~~14,38 ha~~ ~~17,38 ha~~) in zwei kleinere Teileinzugsgebiete und unter Verwendung von hintereinandergeschalteten RRB entsteht ein betriebssicheres und in der Funktion sicher zu dimensionierendes Entwässerungssystem. Die Problempunkte an den Talbrücken werden durch die Variante 2 ebenfalls umgangen, da bei dieser Lösung keine Wässer aus obenliegenden Gebieten über die Talbrücken abgeleitet werden müssen. Zusätzlich wird für den Bauzustand „Tunnel Drackenstein im Bau“ ebenfalls ein RKB/RRB (und Neutralisationsanlage), für die während des Baues anfallenden Wässer, benötigt. Dazu kann das Becken „~~Hohlbach Fils~~ Ost“ ebenfalls verwendet werden und somit auf ein Provisorium verzichtet werden.

Unter Beachtung aller Gesichtspunkte wird die Variante 2 Entwässerungssystems mit 3 RRB und Einleitung in die Fils bei der weiteren Planung berücksichtigt.

~~Diese Variante ist trotz des Wegfalls der Mautstation immer noch das zu bevorzugende Entwässerungssystem, da lediglich der befestigte Bereich der Mautstation entfällt. Die Gesamtsituation ändert sich dadurch nicht.~~

~~Aus diesem Grund wurden die Teile der Unterlage 13.2, die sich mit den übrigen Varianten beschäftigen, nicht verändert, sondern nur die des gewählten Systems.~~

3. Beschreibung des gewählten Systems

(siehe auch Unterlage 13.2 Blatt ~~5ca~~)

- a.) Der Streckenabschnitt Gruibingen – Mühlhausen ist bereits ~~fertiggestellt plan-~~ ~~festgestellt~~. Durch die ~~Erfordernis einer Mautumfahungsstrecke und der damit verbundenen~~ Anordnung der AS Mühlhausen (vgl. Unterlage 1c - Erläuterungs-
-

bericht) im Bereich der derzeitigen AS Mühlhausen wird die im Streckenabschnitt Gruibingen – Mühlhausen ursprünglich vorgesehene Verlegung der AS Mühlhausen überflüssig und nicht an der vorgesehenen Stelle gebaut. Dadurch ist es möglich, auf das RKB/RRB „Fils West“ im Bereich der Inselfläche der entfallenden verlegten AS Mühlhausen zu verzichten und die Entwässerung des Bereichs km 10+200 bis km 11+000 in das verschobene RKB/RRB „Hohlbach West“ zu führen. Im Bereich der Anschlussstelle Mühlhausen und einem Teil der Mautumfahungsstrecke (B 466 neu) werden die Oberflächenwässer gesammelt und in ein RKB/RRB „Hohlbach Ost“, im Bereich des Kreisverkehrs West, eingeleitet.

- b.) Das bislang bei Widderstall vorgesehene Kombibecken (RKB/RRB) für den Anschlussbereich von ca. km 18+478 – km 18+795 entfällt, da sich der Streckenabschnitt Hohenstadt – Ulm/West bereits in Bau befindet.
~~Im Anschlussbereich an die bestehende BAB A 8, ca. km 18+478 – km 18+795 wird im Bereich des Wirtschaftswegs Widderstall ein RKB/RRB (Kombibecken) angeordnet, dass die weiterführende Wassermenge, Richtung Osten, auf den Wert reduziert, der heute bereits im Bestand in das bestehende System entwässert. Somit ist für den Zwischenzustand, mit Anschluss an die bestehende BAB A 8 sichergestellt, dass es zu keinen zusätzlichen Beaufschlagungen des noch folgenden, bestehenden Entwässerungssystems, kommt. Bei Herstellung des Streckenabschnittes Hohenstadt – Ulm wird der Bereich ab km 18+478 (Hochpunkt BAB A 8) mit in die neue Entwässerung dieses Abschnittes entwässert und dort weiter behandelt. Das Kombibecken entfällt dann.~~
- c.) Im Bereich der AS Hohenstadt ~~des mautfreien Anschlusses „Albhochfläche“~~ wird eine Versickeranlage (Becken) für die zentrale Versickerung des in diesem Bereich anfallenden Oberflächenwasser angeordnet.
- d.) Der Anschluss der K 1433 an die alte Albaufstiegstrasse (L 1235) ~~Mautumfahungsstrecke (bestehende BAB A 8 RFB Karlsruhe – München)~~ erhält als Entwässerung ein Versickerbecken, da auf der Albhochfläche kein geeigneter Vorfluter zur Verfügung steht und die Straßenoberflächenwässer nur gering belastet sind. Hierzu wird das Versickerbecken „K 1433“ im Bereich der Inselfläche der Verbindungsrampe angeordnet.
- e.) ~~Als Mautumfahungsstrecke ist der derzeitige Albaufstieg Richtungsfahrbahn Karlsruhe – München vorgesehen. Der alte Albaufstieg wird als Landestraße weiterhin eine Erschließungsfunktion erfüllen und künftige als Bedarfsumleitung genutzt.~~ Die Sanierung der Entwässerung dieses Streckenabschnittes wurde in
-

den letzten Jahren durchgeführt, so dass die Straßenoberflächenwässer gesammelt werden und über Regenklärbecken zum Teil in die Entwässerung der Gemeinde Mühlhausen bzw. in die Fils als Vorfluter geleitet werden. Der Tunnel „Lämmerbuckel“ besitzt am östlichen Portal ein Havariebecken. Im Bereich der Behelfsausfahrt Hohenstadt befindet sich ein Sickerschacht, der im Bereich einer Doline angeordnet ist. Dort versickern derzeit die Straßenoberflächenwässer der bestehenden BAB A 8, die östlich von diesem Punkt anfallen. Die gesamten Anlagen sind in Unterlage 13.2, Blatt 1c schematisch dargestellt. Da diese Strecke nicht umgebaut wird, sondern ein Großteil des Verkehrsaufkommens auf die geplante neue Trasse der BAB A 8 verlegt wird ~~und durch die Benutzung der bestehenden Albaufstiegstrasse ausschließlich durch Pkw~~, werden an der bestehenden Entwässerung keinerlei Umbauten bzw. Veränderungen vorgenommen. Die bestehende Albabstiegstrasse besitzt keine Anlagen zu Straßenoberflächenwasserbehandlung.

Somit ergibt sich ein Entwässerungssystem bestehend aus folgenden Straßenoberflächenbehandlungs- bzw. Rückhalte- und Versickeranlagen:

Entwässerungsabschnitt „0“

~~RKB/RRB „Widderstall“, km 18+750 (temporäres Becken)~~

Entwässerungsabschnitt „1“

Versickerbecken „Albhochfläche“, km 17+950

RRB „Triangel“, km 17+400 ~~„Mautstation“, km 17+300~~

RKB/RRB „Fils“, km 12+150

Entwässerungsabschnitt „2“

RKB/RRB „Hohlbach Ost“, km 11+350

RKB/RRB „Hohlbach West“, km 11+200

Entwässerungsabschnitt „3“

Versickerbecken „K 1433“

Eine Gesamtübersicht über dieses Entwässerungssystem ist in Unterlage 13.2, Blatt 5c dargestellt.

Nachfolgend werden die einzelnen Entwässerungsabschnitte erläutert und die Berechnungsergebnisse diskutiert. Dabei wird die Lage des Entwässerungsabschnittes in Bezug zu den Randbedingungen und dem großräumigen System beschrieben.

Dazu werden die einzelnen technischen Details ausgeführt und die hydraulischen Nachweise erläutert.

Ziele des Entwässerungssystems

Grundsätzlich wird angestrebt, wenn möglich, die Entwässerung der Fahrbahnflächen über das Bankett und die Böschung in das angrenzende Gelände vorzunehmen. In den Bereichen, in denen dies aus geologischen, bodenkundlichen, hydrologischen und ökologischen Gründen nicht möglich ist (z. B. WSG, Einschnitte, etc.) wird über das Bankett in eine Mulde entwässert. Diese erhält in entsprechenden Abständen einen Muldeneinlaufschacht bzw. Straßeneinlauf. An dieser Stelle wird das Straßenoberflächenwasser der Sammelleitung der Entwässerung zugeführt. Sollte dies nicht möglich sein (z. B. am Mittelstreifen), so wird die Entwässerung über eine Rinne (Spitzrinne) und Straßenabläufe, die an die Sammelleitung anschließen, realisiert.

Die Entwässerung über die Mulden hat gegenüber der Entwässerung mit Rinnen und Abläufen den Vorteil, dass einerseits das System „Mulde“ eine Retentionswirkung gegenüber dem System „Rinne“ aufweist. D. h. die Wässer werden wesentlich später in den Sammelkanal geleitet und durch die Speicherwirkung in der Mulde wird die Abflussspitze verringert, was im Sammelkanal ebenfalls zu einer Verringerung der Abflussspitze führt. Das System wird deshalb weniger anfällig gegenüber Überlastungen bzw. das System kann mehr Abfluss leisten. Die Ableitung über Mulden hat auch positive Auswirkungen auf die qualitative Zusammensetzung des Straßenoberflächenwassers. Wie [in den technischen Regeln zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser 01/08 \(TR 1.1.08-BW\) im „Handbuch Wasser“, Entwurf 04/2002 unter Kapitel 3.4](#) beschrieben, findet ein Stoffrückhalt (Verschmutzungen) in der Rasenmulde statt. Schmutzstoffe setzen sich in der Rasenmulde ab und werden dort bereits teilweise abgebaut. Der Abfluss, der in die Sammelleitung gelangt, ist somit mit weniger Schadstoffen belastet. Für die Dimensionierung der Straßenoberflächenwasserbehandlungsanlagen kann deshalb die kritische Regenspende für diese Flächen auf $r_{\text{krit}} = 15 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ reduziert werden. Die Straßenoberflächenwasserbehandlungsanlagen werden durch dieses System in ihrer Größe kleiner und damit in den Bau- und Betriebskosten billiger.

Sämtliche Regenklärbecken sowie kombinierte Regenklär- und Rückhaltebecken sind für einen Havariefall konstruiert. Bei Unfällen mit Leichtflüssigkeiten ($\delta < 1000 \text{ kg/m}^3$) ist über eine entsprechende Tauchwand und einer Durchströmungsgeschwindigkeit $v \leq 0,05 \text{ m/s}$ unter der Tauchwand und bei einem Retentionsvolumen für die Leichtstoffe von $\geq 5 \text{ m}^3$ sichergestellt, dass in die Vorflut keine Leichtstoffe gelangen können.

Bei Unfällen mit Stoffen, die „schwerer“ als Wasser ($\delta > 1000 \text{ kg/m}^3$) bzw. in Wasser löslich sind, kann über entsprechende Schieber am Ein- und Auslauf der Becken der Inhalt der Becken bis zur weiteren Entsorgung im Becken gespeichert werden. Die Entwässerung der Verkehrsanlage wird dann für diesen Entwässerungszeitraum über die Beckenumlaufleitung sichergestellt.

Die Sickerleitungen im Bereich der Straßen (Planumsentwässerung) werden an die Streckenentwässerung angeschlossen. Dies bedeutet, dass auch Abfluss in den Entwässerungsleitungen entstehen kann, wenn kein Regenereignis vorliegt. Die geplanten Regenwasserbehandlungsanlagen müssen für einen solchen Zufluss ebenfalls konstruktiv ausgelegt sein.

Bei den Außengebieten wird versucht, die Wässer getrennt vom Straßenoberflächenwasser abzuleiten und keine Vermischung dieser Wässer vorzunehmen. Das Außengebietswasser (Geländewasser) wird im anstehenden Gelände teils dezentral, teils zentral versickert bzw. in die Vorflut abgeleitet.

3.1 Entwässerungsabschnitt „0“, km 18+478 – 18+795

Beschreibung Randbedingungen

Im Bereich von km 18+478 (Hochpunkt BAB A 8) bis km 18+795 wird die geplante BAB A 8 an die bestehende, [im Ausbau befindliche](#) BAB A 8 angeschlossen. Dieser Bereich liegt im Wasserschutzgebiet Nr. 101 „ZV Wasserversorgung Ulmer Alb/Lautern“.

[Nachdem der Ausbauabschnitt Hohenstadt – Ulm/West vor dem neuen Albaufstieg fertiggestellt wird, entfällt die bisher vorgesehene gesonderte Behandlung des Anschlussbereiches. Die Entwässerung ab dem Hochpunkt bei km 18+478 ist im nachfolgenden Streckenabschnitt berücksichtigt.](#)

[Dieser Teil der BAB A 8 wird mit Herstellung des nachfolgenden Streckenabschnittes Hohenstadt – Ulm zurückgebaut und durch einen Neubau ersetzt. Aus diesem Grund wird auch die Entwässerung dieses Bereiches gesondert behandelt. Der Bereich ab km 18+478 wird mit dem Planfeststellungsverfahren des nachfolgenden Streckenabschnitt überplant.](#)

Grundwasserschutz

~~Der Baugrund besteht in diesem Bereich aus unterem Massenkalk mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 7,5 \cdot 10^{-5}$ bis $1,5 \cdot 10^{-10}$ m/s. Bei einer Grundwasserüberdeckung von ca. 75 m ergibt sich nach den Richtlinien für die bautechnischen Maßnahmen an Straßen in Wasserschutzgebieten (RiStWag 2002), Tabelle 2 eine Schutzwirkung „groß“. Aufgrund der besonderen geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse auf der Albhochfläche in diesem Bereich ist die Schutzwirkung „gering“ gewählt. Bei dem vorliegenden DTV von >15.000 Kfz/24h ergibt sich nach Tabelle 3 RiStWag 2002 für die WSZ III, als Einstufung der Entwässerungsmaßnahmen die „Stufe 4“. Die RiStWag 2002 sieht hierfür vor, dass das Straßenoberflächenwasser in dauerhaft dichten Rohrleitungen zu sammeln und aus dem Schutzgebiet hinauszuleiten ist. Die BAB A 8 wird im Dammbereich durch ein Schutzwall ($h = 2,25$ m) begrenzt (vgl. Unterlage 6.1). Unter der Fahrbahn der BAB A 8 wird eine bituminöse Abdichtungsschicht in einer Dicke von 15 cm vorgesehen.~~

~~Die Randbereiche zwischen Fahrbahnrand der BAB A 8 und der Böschung erhalten eine Abdichtung aus einer geosynthetischen Tondichtungsbahn, die auf Höhe des Erdplanums verläuft und somit auslaufende Schadstoffe nicht in den Untergrund gelangen lässt. Auf eine tiefliegende Abdichtung unter den Entwässerungsleitungen wird im Bereich des Provisoriums verzichtet. Die Bankette werden mit einer Befestigung aus Schotterrasen versehen.~~

~~Nach den geologischen und hydrogeologischen Gutachten kann eine Beeinträchtigung der Trinkwasserefassungen der „ZV Wasserversorgung Oberes Albtal Lautern“ (Trübingen) während der Bauzeit nicht ausgeschlossen werden. Deshalb ist vorgesehen, das RKB/RRB „Widderstall“ vor Beginn der Erdarbeiten der dazugehörigen BAB-Strecken herzustellen, um die Bauwässer reinigen zu können.~~

Entwässerungssystem und Straßenoberflächenwasserbehandlung

~~Die Rohrleitungen werden nach dem Zeitbeiwertverfahren nach RAS EW 87 für $n = 1$ bzw. $n = 0,3$ (Mittelstreifen) bemessen.~~

~~Nach ATV-DVWK-A-142 „Abwasserkanäle und -leitungen in Wassergewinnungsgebieten“ wird eine Einstufung des Gefährdungspotentials des Grundwassers vorgenommen. Nach dem geologischen Gutachten ergibt sich eine Einstufung des Gefährdungspotential nach Tabelle 1 zu „sehr hoch“. Gemäß dem Arbeitsblatt kann die Anforderung gemindert werden, wenn es sich nicht um Abwasserkanäle mit ständiger Abwasserableitung handelt. Dies führt zur Einstufung „hoch“. Dies bedeutet,~~

~~dass z. B. einwandige Rohrsysteme mit erhöhtem Sicherheitsniveau (mineralische Kapselung) verwendet werden sollen. Da dieser Bereich als Provisorium, für eine begrenzte Zeit, genutzt wird, werden als Entwässerungsleitungen in diesem Bereich Stahlbetonrohre DIN 4035 vorgesehen. Die provisorische Anschwenkung an die vorhandene BAB A 8 wird jedoch mit Abdichtung des Erdplanum ausgeführt (hochliegende Abdichtung auf Erdplanum, keine mineralische Kapselung der Entwässerungsleitungen).~~

~~Für diesen Abschnitt ist vorgesehen, die Straßenoberflächenwässer zwischen km 18+478 und km 18+795 über Rinnen und Straßenmulden einer Entwässerungsleitung zu zuführen. Diese Leitung wird in das RKB/RRB „Widderstall“ km 18+750 geführt, das die Wassermenge auf den Wert reduziert, der heute bereits in diesem Streckenabschnitt von der vorhandenen BAB A 8 erzeugt wird. Die Auslaufleitung schließt bei km 18+990 an einen vorhandenen Graben auf der Südseite der vorhandenen BAB A 8 an und wird dort an das bestehende Entwässerungssystem übergeben. Der vorhandene Graben wird muldenförmig ausgebildet und erhält eine 30 cm dicke belebte Bodenzone aus Oberboden, um die restlichen Schadstoffe, die nach der Behandlung noch im Straßenoberflächenwasser enthalten sind, entsprechend bei der Versickerung zurückzuhalten. Das vorhandene Entwässerungssystem ist jedoch nicht eindeutig nachvollziehbar, so dass für diesen Zwischenzustand keine eindeutige Aussage über die Weiterführung der Wässer getroffen werden kann. Vermutlich versickern diese im weiteren Verlauf des Grabensystems im Untergrund. Dieser mangelhafte Zustand wird mit Herstellung des nachfolgenden Streckenabschnittes behoben sein. Der Auslauf wird auf $Q_{ab} = 40 \text{ l/s}$ dimensioniert. Für das Einzugsgebiet von $A_{fed} = 0,92 \text{ ha}$ ergibt sich nach der Berechnung in Kapitel 4.1 ein Rückhaltevolumen von $V_{eff} = 185,4 \text{ m}^3$ ($n = 0,1$). Der vorhandene Rückhalteraum weist ein Volumen von $V_{vorh} = 186,0 \text{ m}^3$ auf. Bei maximalem Einstau im Becken, unter Berücksichtigung der Überfallhöhe, am Notüberlauf erhöht sich der Speicherraum um ca. 25 m^3 auf $211,0 \text{ m}^3$.~~

~~Im Einlaufbereich in das RKB ist eine Prallwand angeordnet, um den Zufluss aufzuteilen und für homogene Strömungsverhältnisse in der Sedimentationskammer zu sorgen.~~

~~Absperrschieber im Bereich des Beckenüberlaufs und des Auslaufs am Klärüberlauf ermöglichen es, das Becken auch im Havariefall über die Beckenumlaufleitung oder das RRB zu betreiben und somit eventuell wassergefährdende Stoffe, die ein spezifisches Gewicht größer als Wasser aufweisen, bis zur weiteren Entsorgung im RKB zu behalten. Für Leichtstoffe ist ein Auffangraum im RKB vorgesehen.~~

~~Das Becken befindet sich im Wasserschutzgebiet III und ist aufgrund seiner Konstruktion (Stahlbetonbecken) als dicht gegenüber dem Untergrund einzustufen.~~

~~Durch diese Maßnahmen werden die derzeitigen Verhältnisse der Entwässerung erheblich verbessert.~~

~~Das Becken erhält eine Zufahrt sowie eine Umzäunung.~~

~~Die Lage und die Ausbildung des RKB „Widderstall“ kann der Unterlage 13.2, Blatt 8 und 9 entnommen werden.~~

3.2 Entwässerungsabschnitt „1“, km 18+478 – 13+500

Entwässerungssystem, allgemein

Für die hydraulische Dimensionierung der Kanäle wurde die Starkniederschlagsreihe gemäß KOSTRA 1997 Rasterfeld 87/32 berücksichtigt (Tabelle siehe Anhang). Als maßgebende Bemessungsregenspende wurde der $r_{15;n=0,1} = 213,9 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$ gemäß RAS-Ew, Ausgabe 2005, ~~RAS-EW-1987~~ Trogstrecke (keine Abflussmöglichkeit bei Überflutung, Seite 14 40) gewählt. Nach KOSTRA 2005 sind die Bemessungsregenspenden um ca. 2 % niedriger. Um weiterhin eine hohe Sicherheit auf der Trogstrecke zu gewährleisten, werden die ursprünglichen Regenspenden als Bemessungsgrundlage beibehalten. Als Nachweis ist die KOSTRA-Niederschlagsseite von 2005 als Anlage beigefügt. Sämtliche Rohrleitungen in diesem Abschnitt werden entgegen der RAS-Ew nicht nach dem Zeitbeiwert bemessen, sondern mit einem hydrologischen Berechnungsverfahren mit konstantem Abflussbeiwert und den relevanten Starkniederschlagsereignissen (z. B. $r_{5;n=0,1}$ bis $r_{90;n=0,1}$) dimensioniert. Bei diesem Verfahren wird die *Translation* im System berücksichtigt. Die Retention wirkt sich bei diesem System mit einem starken Gefälle nicht relevant aus, so dass darauf verzichtet wird. Durch die Berechnung mit einer Vielzahl von Niederschlagsereignissen, wird für jede Haltung und jeden Knotenpunkt der jeweils maßgebende Regen berücksichtigt (vgl. Kapitel 4.2.1 4.4.2).

Beschreibung Randbedingungen

Im Bereich von km 18+478 (Hochpunkt BAB A 8) bis zum Südportal Tunnel „Himmelsschleife“ km 13+500 verläuft die BAB A 8 von Ost nach West fallend. Dieser ca. 5 km lange Entwässerungsabschnitt wird in 3 Unterabschnitte unterteilt. Der Unterabschnitt 1.1 beginnt am Hochpunkt km 18+478 und endet bei km 17+400 17+200 auf der Albhochfläche im Regenrückhaltebecken „Triangel“ „Mautstation“. Der Unterabschnitt 1.2 beginnt am bei km 17+400 17+200 am Regenrückhaltebecken „Triangel“ „Mautstation“ und endet bei km 15+850 am Südportal des Tunnel „Drackenstein“. Der Entwässerungsunterabschnitt 1.3 beginnt am Nordportal des Tunnel

„Drackenstein“ km 14+140 und endet am Südportal Tunnel „Himmelsschleife km 13+500 und umfasst somit auch die Gosbachtalbrücke.

Dieser Bereich liegt im Wasserschutzgebiet Nr. 101 „ZV Wasserversorgung Ulmer Alb/Lautern“ (WSZ III) und im Wasserschutzgebiet Nr. 114 Bad Ditzenbach – Gruibingen „Krähensteigquelle“ (WSG III und II).

Nachfolgend ist eine tabellarische Übersicht (Tabelle 1) über die Baugrundverhältnisse in den einzelnen Entwässerungsunterabschnitten wiedergegeben (gemittelte Werte). Der exakte Verlauf ist dem geotechnischen Längsschnitt zu entnehmen (siehe Unterlage 9c).

Tabelle 1: Übersicht über die Baugrundverhältnisse im Entwässerungsabschnitt 1

Entwässerungsabschnitt	Geologie	Grundwasser	WSZ
1.1 km 18+478 – 17+400 17+200	unterer Massenkalk mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k=7,5 \cdot 10^{-5}$ bis $1,5 \cdot 10^{-10}$ m/s; quartärer Lehm in Karstsenken	Grundwasserüberdeckung ca. 75 m BAB liegt ca. 10 m im Damm	III
1.2 km 17+400 17+200 – 15+850	unterer Massenkalk mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k=7,5 \cdot 10^{-5}$ bis $1,5 \cdot 10^{-10}$ m/s	Grundwasserüberdeckung ca. 75 m – 50 m BAB liegt bis zu 16 m im Einschnitt	III und II
1.3 km 14+140 – 13+500	Weißjurakalk und Impressamergel sowie Hangschutt mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k=3,4 \cdot 10^{-4}$ bis $8,4 \cdot 10^{-10}$ m/s	Grundwasserüberdeckung ca. 10,0 m – 15,00 m BAB liegt teilweise im Damm	II teilweise

3.2.1 Entwässerungsabschnitt „1.1“, km 18+478 – 17+400 17+200

3.2.1.1 Entwässerung BAB und sonstige Straßen

Grundwasserschutz

Wie aus der Tabelle 1 zu entnehmen, ergibt sich nach RiStWag 2002, Tabelle 2 eine ungünstige Bewertung der Schutzwirkung zu „groß“. Aufgrund der besonderen

geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse auf der Albhochfläche in diesem Bereich ist die Schutzwirkung „gering“ gewählt. Bei dem vorliegenden DTV von > 15.000 Kfz/24h ergibt sich nach Tabelle 3 RiStWag 2002 für die WSZ III, als Einstufung der Entwässerungsmaßnahmen die „Stufe 4“. Die RiStWag 2002 sieht hierfür vor, dass das Straßenoberflächenwasser in dauerhaft dichten Rohrleitungen zu sammeln und aus dem Schutzgebiet hinauszuweisen ist. Die BAB A 8 wird im Dammbereich durch einen Schutzwall (h = 2,25 m) begrenzt (vgl. Unterlage 6, Blatt 1c). Unter der Fahrbahn der BAB A 8 wird eine bituminöse Abdichtungsschicht in einer Dicke von 15 cm vorgesehen.

Die Randbereiche zwischen Fahrbahnrand der BAB A 8 und der Böschung erhalten eine Abdichtung aus einer geosynthetischen Tondichtungsbahn, die auf Höhe des Erdplanums verläuft und somit auslaufende Schadstoffe nicht in den Untergrund gelangen lässt. Auf eine tiefliegende Abdichtung unter den Entwässerungsleitungen wird im Bereich des Provisoriums verzichtet. Die Bankette werden mit einer Befestigung aus Schottertragschicht versehen.

Die Randbereiche zwischen Fahrbahnrand und der Böschung erhalten von km 17+600 bis km ~~17+400~~ ~~17+200~~ eine Abdichtung aus einer geosynthetischen Tondichtungsbahn, die unter der Sohle der Rohrleitung verläuft, und somit bei eventuellen Undichtigkeiten der Rohrleitungen kein Straßenoberflächenwasser in den Untergrund versickern lässt (vgl. Unterlage 6, Blatt 2c). Dieses System ist ein zusätzlicher Schutz des Grundwassers, da in diesem Bereich die Überdeckung mit bindigem Material, aufgrund der Einschnittslage der BAB A 8, nicht mehr gegeben ist. Die Bankette werden mit einer bituminösen Befestigung versehen.

Der Mittelstreifen der BAB A 8 wird im gesamten Streckenabschnitt mit einem Hochbeet unter Verwendung von Betonschutzwänden (Typ H2) versehen. Zwischen km 18+478 bis km 17+600 ist der Mittelstreifen nicht zusätzlich abgedichtet. Zwischen km 17+600 und km ~~17+400~~ ~~17+200~~ wird eine tiefliegende Abdichtung der BAB A 8 unterhalb der Entwässerungsleitungen im Mittelstreifen vorgesehen.

Die Randbereiche zwischen Fahrbahnrand und der Böschung erhalten von km 18+478 bis km 17+600 eine Abdichtung aus einer geosynthetischen Tondichtungsbahn. Die Abdichtung am Fahrbahnrand wird in WSZ III auf 1,00 m über Fahrbahnrand hochgezogen.

Für den Bereich km 18+478 bis km 17+600 ergibt sich nach ~~ATV-DWK-A-142~~ ~~DWA-A 142~~ „Abwasserkanäle und -leitungen in Wassergewinnungsgebieten“ eine Einstufung des Gefährdungspotentials des Grundwassers nach Tabelle 1 zu „hoch“,

da in diesem Bereich durch die Dammlage der BAB A 8 eine Schutzwirkung aufgrund des bindigen Schüttmaterial entsteht. Gemäß dem Arbeitsblatt kann die Anforderung gemindert werden, wenn es sich nicht um Abwasserkanäle mit ständiger Abwasserableitung handelt. Dies führt zur Einstufung [gemäß Tabelle 2](#) „weniger hoch“. Dies bedeutet, dass z. B. einwandige Rohrsysteme verwendet werden sollen. In diesem Bereich werden duktile Gussrohre verwendet, die eine Prüfung der Dichtigkeit mit Unterdruck ermöglichen.

Für den Bereich km 17+600 bis km [17+400 17+200](#) ergibt sich nach [DWA-A 142 ATV-DWK-A 142](#) „Abwasserkanäle und -leitungen in Wassergewinnungsgebieten“ eine Einstufung des Gefährdungspotentials des Grundwassers nach Tabelle 1 zu „sehr hoch“. Gemäß dem Arbeitsblatt kann die Anforderung gemindert werden, wenn es sich nicht um Abwasserkanäle mit ständiger Abwasserableitung handelt. Dies führt zur Einstufung [gemäß Tabelle 2](#) „hoch“. Das bedeutet, dass z. B. einwandige Rohrsysteme mit erhöhtem Sicherheitsniveau (mineralische Kapselung) verwendet werden sollen. In diesem Bereich werden duktile Gussrohre verwendet, die eine Prüfung der Dichtigkeit mit Unterdruck ermöglichen.

Sämtliche Straßenoberflächenwasserleitungen werden aus duktilem Gusseisen hergestellt. Die Rohre werden geschlossen durch die Kontrollschächte geführt. Im Kontrollschacht wird ein Revisionsstück angeordnet. Die Anschlüsse der Straßen- bzw. Muldenabläufe erfolgen über Leitungen aus duktilem Gusseisen DN 200. Die Drainage am Tiefpunkt der Abdichtung erhält ebenfalls, über ein T-Stück mit Verschlusskappe, eine Kontrollmöglichkeit. Im Mittelstreifen wird, bei Mittelstreifenentwässerung, eine Spitzrinne angeordnet. Sämtliche Fugen im Bereich der Fahrbahn werden mit einer dauerhaft elastischen Fugenvergussmasse vergossen.

Durch die Anordnung des 2,25 m hohen Schutzwalles im Dammbereich der A 8 [und der Mautstation](#) wird die gleiche Ausbildung der Entwässerung erzielt wie in Einschnittslage. Dadurch weist dieses System eine hohe Sicherheit gegenüber Verschmutzungen der Bereiche außerhalb der BAB A 8 sowie gegenüber von der Fahrbahn abkommende Fahrzeuge auf.

~~Der mautfreie Anschluss „Albhochfläche“ ist ebenfalls mit mehr als 15.000 Kfz/24h belastet, so dass sich für diese Straßen die gleichen Anforderungen wie für die BAB A 8 ergeben (vgl. Unterlage 6.4).~~ Die AS Hohenstadt dient in eventuellen Störfällen als Ausweichroute. Für die Rampen und den alten Albaufstieg wurden deswegen die gleichen Schutzmaßnahmen getroffen wie für die BAB A 8. ~~Diese Straße erhält~~ [Diese Straßen erhalten](#) eine durchgehende Abdichtung aus einer geosynthetischen Tondichtungsbahn unter der Fahrbahn (OK Planum). Die Wässer werden über Mulden, bzw. Straßeneinläufe gefasst und den Entwässerungsleitungen zugeführt.

Die auf der Albhochfläche, der Lage der BAB A 8, anzupassenden Straßen (Kreisstraßen) weisen einen DTV < 2.000 Kfz/24h auf. Hierfür ergibt sich nach Tabelle 3 RiStWag 2002 für die WSZ III als Einstufung der Entwässerungsmaßnahmen die „Stufe 1“. Die RiStWag 2002 (Ergänzungen Baden-Württemberg) sieht hierfür vor, dass die Bankette mit Schottertragschicht befestigt werden und die Mulden und Gräben eine 20 cm dicke Oberbodenschicht erhalten (vgl. Unterlage 6, Blatt 6c 6.4).

Entwässerungssystem und Straßenoberflächenwasserbehandlung

Für diesen Abschnitt wird vorgesehen, die Straßenoberflächenwässer zwischen km 18+478 und km 17+400 17+200 über Rinnen (im Bereich von Mittelstreifenüberfahrten Schlitzrinnen) und Straßenmulden mit entsprechenden Mulden- bzw. Straßeneinläufen einer Entwässerungsleitung zuzuführen. Diese Leitung wird in das RRB „Triangel“ ~~„Mautstation“~~ bei km 17+400 17+300 geführt, das die weiterzuführende Wassermenge Richtung Tunnel „Drackenstein“ auf $Q_{ab} = 273$ l/s begrenzt. Die Rampen ~~der AS Hohenstadt des mautfreien Anschlusses der Albhochfläche~~ werden zum Tiefpunkt bei km 0+450 entwässert und von dort über ein Hebewerk und eine Druckleitung an die Streckenentwässerung der BAB A 8 (Schacht KS 1106) angeschlossen. Nach Kapitel 4.2.1.1 4.2 ist für das Hebewerk ein Pumpensumpfvolumen von $V = 21$ m³ erforderlich.

Hebewerk „AS Hohenstadt“ ~~„Mautfreier Anschluss Albhochfläche“~~

Vorgesehen sind 3 Pumpen mit je $Q = 41$ l/s. Die Stromversorgung wird über eine Ringleitung ~~des Netzes der Albwerke in Geislingen von der Mautstation~~ sichergestellt. Das Hebewerk wird, wie in Unterlage 13.2, Blatt 13c dargestellt, ausgebildet.

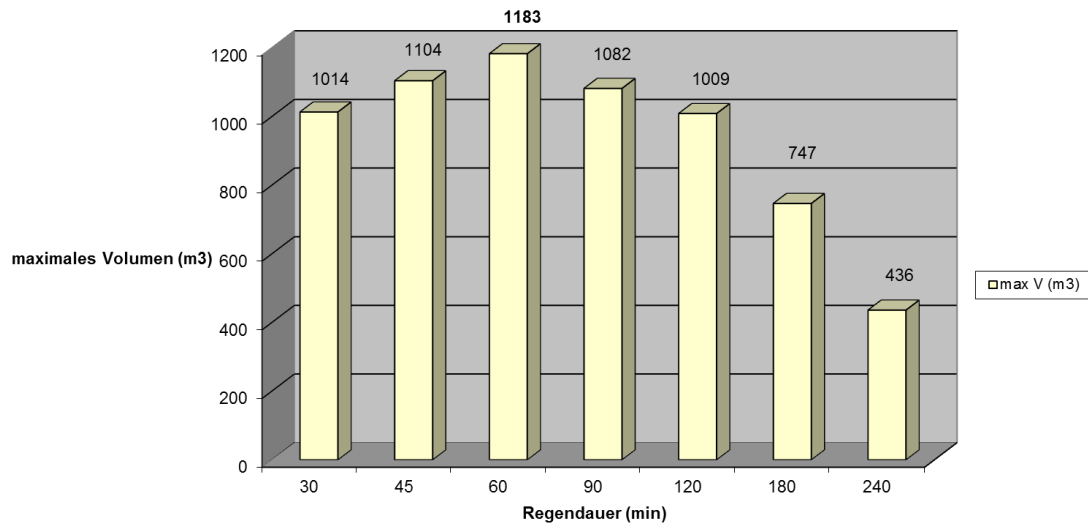
RRB „Triangel“ km 17+400 ~~„Mautstation“ km 17+300~~

Das RRB „Triangel“ ~~„Mautstation“~~ dient lediglich der Reduktion der Wassermengen in dem weiterführenden Entwässerungskanal Richtung Tunnel „Drackenstein“.

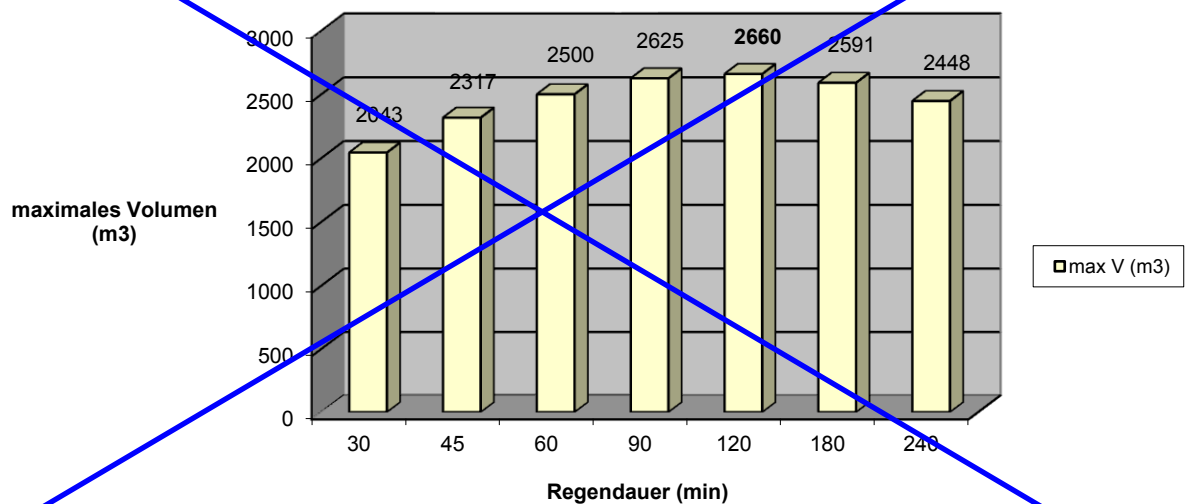
Der Auslauf ist auf $Q_{ab} = 273$ l/s dimensioniert. Das Becken ist als Durchlaufbecken konzipiert. Wassermengen bis 273 l/s werden durch das Becken hindurchgeleitet, steigt die Zulaufwassermenge an, so beginnt sich das Becken einzustauen.

Diagramm 1: Übersicht Beckenvolumen/Niederschlagsereignisse

RRB "Triangel", Übersicht Rückhaltevolumen, $n=0,01$



RRB "Maustation", Übersicht Rückhaltevolumen, $n=0,01$



Wie aus dem Diagramm 1 ersichtlich, entsteht für die Niederschlagsdauer von $D = 60 \text{ min}$ ~~$T = 120 \text{ min}$~~ ein Maximum von $V = 1.183 \text{ m}^3$ ~~2.660 m^3~~ . Durch Berücksichtigung des Zuschlagsfaktors $f_z = 1,2$ ergibt sich der erforderliche Staurauminhalt zu:

$$V_{\text{erf}} = 1.183 \times 1,2$$

$$\underline{V_{\text{erf}} = 1.420 \text{ m}^3 < V_{\text{vorh}} = 1.580 \text{ m}^3}$$

~~$$V_{\text{erf}} = 2.660 \times 1,2$$~~

~~$$V_{\text{erf}} = 3.192 \text{ m}^3 < V_{\text{vorh}} = 3.200 \text{ m}^3$$~~

Nach der Berechnung in Kapitel 4.2.1.2 4.4 ist ein Rückhaltevolumen von $V_{\text{erf}} = 1.420 \text{ m}^3$ ~~3.192 m³~~ für $n = 0,01$ erforderlich. Der vorhandene Rückhalteraum weist ein Volumen von $V_{\text{vorh}} = 1.580 \text{ m}^3$ ~~3.200 m³~~ auf. Bei maximalem Einstau im Becken (734,30 m ü. NN) sind die Zuläufe ins Becken eingestaut. Der Einstau liegt unter Berücksichtigung des Bemessungsregens zum Becken, knapp über den zugehörigen Rohrscheiteln. Eine Überflutung der BAB A 8 ist somit ausgeschlossen.

Die Notentlastung des Beckens ist im Auslaufbauwerk über ein Wehr sichergestellt. Der Anschluss erfolgt in den abgehenden Kanal, da bei Regenereignissen mit einer Häufigkeit von größer 100 Jahren (Becken ist auf $n = 0,01$ dimensioniert) die abgehende Entwässerungsleitung eine ausreichende Leistungsfähigkeit aufweist (maßgebender Bemessungsregen $D_T = 120 \text{ min}$, Zulaufmenge zum RRB „Triangel“ ~~„Mautstation“~~ $Q_{\text{zu}} = 428,4 \text{ l/s}$).

Das Becken befindet sich im Wasserschutzgebiet III und wird mit einer Abdichtung der Beckensohle und der Beckenböschungen hergestellt. Die Ausbildung des Beckens erfolgt gemäß Unterlage 13.2, Blatt 14c bis 16c):

- 10 cm Sauberkeitsschicht
- 2 mm Dichtungsbahn aus Folie
- 10 cm Sauberkeitsschicht
- 50 cm Unterboden
- 10 cm Oberboden (mit Rasenansaat)

Gesamtsumme Aufbau 80 cm

Das Becken erhält eine Zufahrt sowie eine Umzäunung.

Außengebietsentwässerung

Die Außengebietsentwässerung wird über ein Grabensystem sichergestellt. Im Bereich zwischen km 18+640 und km 17+950, der Fläche zwischen der im Bau befindlichen geplanten NBS Stuttgart – Ulm und der BAB A 8, wird das Wasser in einem Geländetiefpunkt gesammelt und der Versickeranlage „Albhochfläche“ bei km 17+950 zugeführt. Die Dammfußmulden bzw. Gräben entlang der BAB A 8 und der Kreisstraßen bis ca. Bau-km 17+300 entwässern ebenfalls in dieses Versickerbecken (für die Übersicht der Einzugsgebiete vgl. Unterlage 13.2, Blatt 10c).

Für das Becken ist ein Volumen von $V_{\text{eff}} = 4.950 \text{ m}^3$ für $n = 0,01$ erforderlich. Der vorhandene Rückhalteraum weist ein Volumen von $V_{\text{vorh}} = 4.950 \text{ m}^3$ auf, der maximale Stau im Becken liegt bei 730,05 m ü. NN, die Beckensohle liegt dabei auf 728,95 m ü. NN. Die Straßentiefpunkte der am System angeschlossenen Straßen werden dabei nicht überflutet.

Bedingt durch die Querneigung der Kreisstraßen wird über die Gräben ebenfalls ein Teil der Straßenoberflächenwässer mit in die Versickeranlage eingeleitet. Nach RiStWag 2002 ist für die WSZ III als Einstufung der Entwässerungsmaßnahmen die „Stufe 1“ vorgesehen, d. h. das Versickerbecken ist mit mindestens 20 cm Oberboden als Deckschicht zu versehen. **Als Vorgabe aus dem laufenden Planfeststellungsverfahren wurde die Zusage gemacht, die Oberbodenstärke auf 30 cm zu erhöhen.** Durch die Ableitung der Oberflächenwässer über das Bankett und die Gräben (belebte Bodenzone) werden Schadstoffe bereits vor Erreichen des Versickerbeckens teilweise abgebaut.

Die Ausbildung des Beckens erfolgt gemäß Unterlage 13.2, Blatt 11c und 12c:

Bodenaustausch der anstehenden lehmigen Böden (bis ca. 6 m Tiefe)
(sickerfähiger Boden $k_f = 5,6 \times 10^{-6} \text{ m/s}$)

30 cm ~~20 cm~~ Oberboden (mit Rasenansaat)

Summe Aufbau 30 cm ~~20 cm~~

Das Becken erhält eine Zufahrt sowie eine Umzäunung.

3.2.2 Entwässerungsabschnitt „1.2“, km 17+400 ~~17+200~~ – 15+850

Grundwasserschutz

Wie aus der Tabelle 1 zu entnehmen ergibt sich nach RiStWag 2002, Tabelle 2 eine ungünstigste Bewertung der Schutzwirkung zu „groß“. Aufgrund der besonderen geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse auf der Albhochfläche ~~und der Anlage der Mautstation~~ wird in diesem Bereich die Schutzwirkung „gering“ gewählt. Bei dem vorliegenden DTV von $> 15.000 \text{ Kfz/24h}$ ergibt sich nach Tabelle 3 RiStWag 2002 für die WSZ III als Einstufung der Entwässerungsmaßnahmen die „Stufe 4“. Die RiStWag 2002 sieht hierfür vor, dass das Straßenoberflächenwasser in dauerhaft dichten Rohrleitungen zu sammeln ist und aus dem Schutzgebiet hinauszuleiten ist. Die BAB A 8 wird im Dammbereich durch ein Schutzwall ($h = 2,25 \text{ m}$) begrenzt (vgl. Unterlage 6, Blatt 2c). Unter der Fahrbahn der BAB A 8 ~~sowie im gesamten Bereich der Mautstation~~ wird eine bituminöse Abdichtungsschicht in einer Dicke von 15 cm vorgesehen.

Die Randbereiche zwischen Fahrbahnrand der BAB A 8 und der Böschung erhalten eine Abdichtung aus einer geosynthetischen Tondichtungsbahn, die unter der Sohle der Rohrleitung verläuft, und somit bei eventuellen Undichtigkeiten der Rohrleitungen kein Straßenoberflächenwasser in den Untergrund versickern lässt. Die Abdichtung am Fahrbahnrand wird in WSZ III auf 1,00 m über dem Fahrbahnrand hochgezogen, im WSG [Zone II](#) beträgt der Wert 1,50 m. Die Bankette werden mit einer bituminösen Befestigung versehen.

Der Mittelstreifen der BAB A 8 wird im gesamten Streckenabschnitt mit einem Hochbeet unter Verwendung von Betonschutzwänden (Typ H2) versehen. Es wird eine tiefliegende Abdichtung der BAB A 8 unterhalb der Entwässerungsleitungen vorgesehen.

Sämtliche Entwässerungsleitungen werden aus duktilem Gusseisen hergestellt. Die Rohre werden durch die Kontrollschächte geschlossen geführt. Im Kontrollschacht wird ein Revisionsstück angeordnet. Die Anschlüsse der Straßen- bzw. Muldenabläufe erfolgen über Leitungen aus duktilem Gusseisen DN 200. Die Drainage am Tiefpunkt der Abdichtung erhält ebenfalls über ein T-Stück mit Verschlusskappe eine Kontrollmöglichkeit. Im Mittelstreifen wird, bei Mittelstreifenentwässerung, eine Spitzrinne angeordnet. Sämtliche Fugen im Bereich der Fahrbahn werden mit einer dauerhaft elastischen Fugenvergussmasse vergossen.

Durch die Anordnung des 2,25 m hohen Schutzwalles im Dammbereich der A 8 ~~und der Mautstation~~ wird die gleiche Ausbildung der Entwässerung erzielt wie in Einschnittslage. Dadurch weist dieses System eine hohe Sicherheit gegenüber Verschmutzungen der Bereiche außerhalb der BAB A 8 sowie gegenüber von der Fahrbahn abkommender Fahrzeuge auf.

Im Einschnittsbereich werden die gleichen bautechnischen Maßnahmen wie im Dammbereich der BAB A 8 vorgesehen.

Die auf der Albhochfläche der Lage der BAB A 8 anzupassenden Straßen (Kreisstraßen) weisen einen DTV < 2.000 Kfz/24h auf. Hierfür ergibt sich nach Tabelle 3 RiStWag 2002 für die WSZ III als Einstufung der Entwässerungsmaßnahmen die „*Stufe 1*“. Die RiStWag 2002 sieht hierfür vor, dass die Bankette mit Schottertragsschicht befestigt werden und die Mulden und Gräben eine 20 cm dicke Oberbodenschicht erhalten (vgl. Unterlage [6, Blatt 6c 6-4](#)).

Entwässerungssystem und Straßenoberflächenwasserbehandlung

Für den Entwässerungsabschnitt 1.2 wird vorgesehen, die Straßenoberflächenwasser zwischen km 17+400 ~~17+200~~ und km 15+850 Tunnelportal Tunnel „Drackenstein“ über Rinnen (im Bereich von Mittelstreifenüberfahrten Schlitzrinnen) und Straßenmulden einer Entwässerungsleitung zuzuführen. An diese Leitung wird der Auslauf des RRB „Triangel“ bei km 17+400 „Mautstation km 17+350-17+200“ angeschlossen. Die weiterzuführende Wassermenge Richtung Tunnel „Drackenstein“ aus dem Becken beträgt maximal $Q_{ab} = 273 \text{ l/s}$.

Aufgrund der besonderen Lage der Gradienten der BAB A 8 (ca. 16 m Einschnitt im Bereich Tunnelportal „Drackenstein“) muss auf den Endpunkt des Entwässerungssystems besonderer Augenmerk gelegt werden. Die gesamte Rohrhydraulik sowie die Einläufe sind auf das 10-jährliche 10-jährige Regenereignis ausgelegt (vgl. Kapitel 4.2). Dadurch ist sichergestellt, dass keine Überflutungsereignisse im Bereich des Tunnelportals „Drackenstein“ auftreten. Im Bereich des Tunnelportals werden die letzten Einläufe der Streckenentwässerung als Einlaufbauwerk ausgebildet. Durch diese Anordnung ist eine mögliche Überflutung des Tunnels „Drackenstein“ weitestgehend ausgeschlossen (vgl. Unterlage 13.2, Blatt 17c).

Sollten Regenereignisse mit einer Wiederkehrzeit Jährigkeit größer 10 Jahre auftreten, so kann das System (unter Druckabfluss) deutlich mehr Abfluss leisten (vgl. auch Kapitel 4 Hydraulische Nachweise).

Die Weiterführung des Entwässerungssystems erfolgt im Tunnel „Drackenstein“ in der Tunnelröhre Karlsruhe – München. Die Tunnelentwässerung wird nicht an die Streckenentwässerung angeschlossen, d. h. die Streckenentwässerung wird lediglich durch den Tunnel geleitet (vgl. auch Kapitel II. Tunnelbauwerke).

Außengebietsentwässerung

Der Bereich westlich der BAB A 8, zwischen km 17+400 Mautstation (~~km 17+200~~) und Tunnel „Drackenstein“ (km 15+850) wird mit einem Abfangwall im Anschluss an den Einschnitt der BAB versehen. Die anfallenden Geländewässer werden entlang dieses Walls versickert bzw. Wasser, das nicht versickert, entlang des Walls bis zum Südportal Tunnel „Drackenstein“ geleitet und auf der Nordseite der Kreisstraße 1447 im Bereich eines Geländetiefpunktes versickert (vgl. Unterlage 13.2, Blatt 10ca - Einzugsgebiete).

Die anfallenden Wässer der Kreisstraßen werden über Gräben teilweise in die Versickeranlage „Albhochfläche“ bzw. in das angrenzende Gelände geleitet.

3.2.3 Entwässerungsabschnitt „1.3“, km 14+140 – km 13+500

Dieser Bereich beinhaltet die Querung des Gosbachtals. Der Bereich Tunnelportal Nord „Drackenstein“ km 14+140 bis km 14+000 befindet sich im WSG [Zone II](#).

Grundwasserschutz

Für den Bereich zwischen km 14+140 und 14+000 wird im Fahrbahnbereich eine Abdichtung wie im Entwässerungsabschnitt 1.2 vorgesehen (vgl. Unterlage 6, [Blatt 2c](#)). Der Bereich km 13+650 bis km 13+500 liegt außerhalb der Wasserschutzzone. Für diesen Abschnitt werden Stahlbetonrohre [nach](#) DIN 4035 verwendet. Die Steilleitungen werden aus duktilem Guss hergestellt.

Entwässerungssystem und Straßenoberflächenwasserbehandlung

Im Bereich der Steilleitungen hinab ins Gosbachtal werden duktile Gussrohre mit zugfesten Muffenverbindungen vorgesehen. Der Kanalgraben erhält Querriegel aus Beton zur Sicherung der Leitungslage (z. B. Druckstöße) und zur Unterbindung einer Wasserwegsamkeit entlang des Kanalgrabens. Am Beginn der Steilleitungen werden entsprechende Belüftungsbauwerke vorgesehen, um eine ausreichende Luftmenge für die Steilstrecke zur Verfügung stellen zu können.

Am Ende der Steilleitungen werden entsprechende Energieumwandlungsbauwerke (Gegenstromtosbecken) angeordnet (vgl. Kapitel [4.2.1.4 4.2](#) oder Unterlage 13.2, [Blatt 18c](#) und [19c](#)). Diese Bauwerke reduzieren gezielt die Fließgeschwindigkeit für den nachfolgenden Entwässerungskanal. Ein „Zuschlagen“ der Entwässerungsleitung kann somit verhindert werden. Eine ausreichende Belüftung ist durch die Konstruktion des Bauwerks sicher zu stellen. Die anschließenden Entwässerungskanäle entlang des Gosbachtals (Wirtschaftsweg entlang der Alababstieglinie) bis zum RKB/RRB „Fils“ werden in Stahlbeton (DIN 4035) ausgeführt.

Die Gos wird im Bereich einer vorhandenen [en](#) Brücke, außerhalb des Naturdenkmals, gequert. Die Querung wird in geschlossener Bauweise (Durchpressung) hergestellt. Dadurch ist es möglich, die Gos in unveränderter Weise beizubehalten. Für die Herstellung werden jedoch eine Start- und eine Zielbaugrube benötigt. In Abhängigkeit des Grundwasserstandes zur Bauzeit muss ggf. eine temporäre Absenkung des Grundwassers vorgenommen werden. Dies wird in der Ausführungsplanung detaillierter untersucht und mit den entsprechenden Behörden abgestimmt.

„Querungsstelle Gos“



Die K 1447 muss im Bereich der Gosbachtalbrücke geringfügig verlegt werden. Derzeit entwässert die Kreisstraße über die Bankette zum anschließenden Gelände. Für die Verlegung wird dieses System beibehalten.

Die Transportleitung zum RKB/RRB „Fils“ verläuft zwischen der Kreisstraße 1447 und der BAB A 8 Alabstieg einen Hang entlang und quert die BAB A 8. Im weiteren Verlauf folgt die Leitung dem zur Rettungszufahrt auszubauenden Feldweg der auszubauenden Rettungs- und Betriebszufahrt. Diese Querung wird in geschlossener Bauweise hergestellt, da zum Zeitpunkt des Kanalbaus die Alabstiegstrasse (BAB A 8) noch in Betrieb ist.

RKB/RRB „Fils“

Das RKB/RRB „Fils“ ist die zentrale Behandlungsanlage für das Straßenoberflächenwasser des gesamten Entwässerungsabschnitts 1 von km 18+478 – km

13+500. Die Einzugsgebietsgröße beträgt $A_{\text{red}} = 14,56 \text{ ha}$ ~~17,38 ha~~. Die Straßenoberflächenwasserbehandlungsanlage sowie die Rückhalteanlage ~~müssen~~ **muss** im Hinblick auf diese Anforderung ausgerichtet sein.

Im Rahmen der Voruntersuchung wurden verschiedene Varianten zu Straßenoberflächenwasserbehandlung und Rückhaltung untersucht.

Als Eingangsgröße für die Planung der Anlage ist die Vorgabe der Gewässerdirektion Neckar, Bereich Kirchheim unter Teck, zu beachten, die von den Vorgaben des ~~damals geltenden~~ „Handbuch Wasser, Entwurf, Stand 04/2002“ abweichen. Dabei soll in die Fils nicht mehr Oberflächenwasser eingeleitet werden, wie es sich aus der natürlichen Geländevorflut ergibt. Zu berücksichtigen ist dabei Folgendes:

Bestehende Albaufstiegstrasse (bleibt als ~~Bedarsumleitungsstrecke~~ **Mautum-fahrung** erhalten)

Bestehende Alabstiegstrasse (wird teilweise zurückgebaut und rekultiviert)

Neue Trasse der geplanten BAB A 8

Für die Ermittlung wird folgendes Gedankenmodell angewandt:

Es werden die Flächen der bestehenden Albaufstiegstrasse zwischen der AS Mühlhausen und dem Tunnel „Lämmerbuckel“ ermittelt (entspricht ungefähr dem Teileinzugsgebiet der „Fils“, Wasserscheide) und mit den entsprechenden Abflussbeiwerten versehen sowie in den Abfluss $Q_{15,n=1}$ umgerechnet. Die Versickerung wird über die entsprechenden Abflussbeiwerte berücksichtigt.

Danach wird der Abfluss berechnet, der entstehen würde, wenn die BAB A 8 (Albaufstiegs- und Alabstiegstrasse) zurückgebaut wäre.

Der Abfluss aus dem Gelände im Bereich der Trasse der BAB A 8 (Neubauplanung) wird ebenfalls ermittelt.

Als mögliche Einleitungsmenge verbleibt dann folgendes:

Summe $Q_{\text{Alabstieg rekultiviert}}$	$Q_{15,n=1} = 146 \text{ l/s}$
Summe $Q_{\text{Alaufstieg rekultiviert}}$	$Q_{15,n=1} = 149 \text{ l/s}$
<u>Summe $Q_{\text{im Bereich Neubaustrecke A8 (Geländevorflut)}}$</u>	<u>$Q_{15,n=1} = 523 \text{ l/s}$</u>
<u>Summe $Q_{\text{Abfluss aus Gelände ohne A8}}$</u>	<u>$Q_{15,n=1} = 818 \text{ l/s}$</u>
<u>abzüglich Einleitung der best. Albaufstiegstrasse</u>	<u>$Q_{15,n=1} = -443 \text{ l/s}$</u>
<u>Verbleibende mögliche Einleitungswassermenge in die Fils</u>	<u>$Q_{15,n=1} = 375 \text{ l/s}$</u>

Um mögliche Ungenauigkeiten bei den Ansätzen der Abflussbeiwerte berücksichtigen zu können, wird die Gesamteinleitungswassermenge reduziert.

Gewählte Gesamteinleitungswassermenge für Projekt $Q = 350 \text{ l/s}$

Diese Einleitungswassermenge wird auf folgende Rückhalteanlagen verteilt:

RRB „Fils“ $Q_{ab} = 300 \text{ l/s}$

RRB „Hohlbach Ost“ $Q_{ab} = 35 \text{ l/s}$

RRB „Hohlbach West“ $Q_{ab} = 15 \text{ l/s} + 165 \text{ l/s} * = 180 \text{ l/s}$

(* $Q_{ab} = 165 \text{ l/s}$ ist die im Streckenabschnitt Gruibingen – Mühlhausen genehmigte Einleitewassermenge des RRB „3“, das jetzt nach Osten verschoben und bei km 11+050 angeordnet wird. Die Einleitewassermenge, bezogen auf den noch nicht genehmigten Streckenabschnitt Mühlhausen – Hohenstadt, beträgt anteilig $Q_{ab} = 35 \text{ l/s}$.)

Straßenoberflächenwasserbehandlungsanlage „Fils“

Nach den Berechnungen in Kapitel 4.2.1.7 4.2 ist ~~für den ungünstigsten Ansatz (Fläche Mautanlage wird wie ein LKW Parkplatz behandelt) ein Durchgangswert, gemäß RiStWag BW von $D = 0,36$ erforderlich. Diese Werte lassen sich z. B. mit Regenklärbecken mit Dauerstau erreichen. Für den günstigsten Ansatz (Fläche Mautanlage wird wie die durchgehende BAB A 8 behandelt) ist ein Durchgangswert von $D = 0,39$ erforderlich. Dies ist ein Wert, der durch ein sind Werte, die durch „Regenklärbecken mit Dauerstau“ ($D = 0,38$, bei $r_{krit} = 45 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$) erreicht wird werden.~~

In der Voruntersuchung wurden die Vor- und Nachteile der einzelnen Konstruktionen der Straßenoberflächenwasserbehandlungsanlagen diskutiert. Zum damaligen Zeitpunkt war die RiStWag (Ergänzungen Baden-Württemberg) noch nicht eingeführt. Es wurden verschiedene Lösungsmöglichkeiten der Behandlungsanlagen untersucht. Einen Überblick darüber gibt die Tabelle 2.

Tabelle 2: Übersicht Vor- und Nachteile Straßenoberflächenwasserbehandlungsanlage „Fils“

Bewertungskriterium	RKB mit Dauerstau	RKB ohne Dauerstau	Bodenfilter
Reinigungsleistung	Durchgangswerte geringfügig unterschritten	Gute Reinigungsleistung	Sehr gute Leistung partikuläre Stoffe werden ebenfalls teilweise entfernt

Bewertungskriterium	RKB mit Dauerstau	RKB ohne Dauerstau	Bodenfilter
Flächenbedarf	Platzsparende Anlage, lässt sich gut in das geneigte Gelände integrieren	Platzsparende Anlage, lässt sich gut in das geneigte Gelände integrieren	Großer Platzbedarf, schwierige Integration in das geneigte Gelände
Unterhaltung/Betrieb	Wartungsarmer, dadurch sicherer Betrieb	Wartungsintensive Anlage (Spüleinrichtungen, Abfluss- und Wasserstandsmessungen, Regelungstechnik), bedarf besonders geschultes Personal zur Wartung	Wartungsintensive Anlage (Absetzteich, Filtersand muss regelmäßig ausgetauscht werden, Kontrolle und Wartung des Drainagesystems) bedarf besonders geschultes Personal zur Wartung
Kosten	Kostengünstigste Lösung	Lösung ist bedingt durch die Steuer- und Messtechnik in der Herstellung teurer als RKB mit Dauerstau	Teuerste Lösung
Konstruktion	Relativ sicher zu konstruierende Anlage	Aufwändige Konstruktion	Aufwändige Konstruktion
Nutzung für bauzeitliche Wässer (insbesondere Tunnelbau)	Sehr gut geeignet, keine größeren Umbauten hierfür erforderlich	Nutzung möglich, jedoch Umbau notwendig	Nutzung schwierig, da Gefahr der Kolmation

Wie aus der Tabelle 2 ersichtlich, stehen der guten Reinigungsleistung der Anlagen „RKB ohne Dauerstau“ und „Bodenfilter“ hohe Wartungs- und Betriebskosten sowie eine für die Bauzeit nur bedingt nutzbare Anlage, ~~gute Reinigungsleistungen~~, gegenüber. Das „RKB mit Dauerstau“ entspricht den bis dato am häufigsten ausgeführten Anlagentyp im Straßenbau. Diese Anlage ist in der Unterhaltung und Wartung einfach und damit kostengünstig und somit auch wenig störanfällig. Die nach der RiStWag-BW erforderlichen Durchgangswerte werden eingehalten. Deshalb wird als Beckenkonstruktion ein RKB mit Dauerstau mit $r_{\text{krit}} = 45 \text{ l/(s·ha)}$ ($D = 0,38$, entsprechend 65 % Feststoffrückhalt im Jahresmittel) mit nachgeschaltetem Regenrückhaltebecken vorgesehen.

Wie aus Kapitel 4.2.1.7 4.2 ersichtlich, ergibt sich eine Anlage mit folgenden Hauptabmessungen:

RKB mit Dauerstau, längs durchströmt, mit Beckenüberlauf und Klärüberlauf ins RRB

Ausbildung wie Abbildung 2 Technische Regeln zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser 01/08 (TR 1.1.08-BW) Handbuch Wasser, Entwurf 04/2002

$Q_{krit} = 361,6 \text{ l/s}$ ~~550 l/s~~

$A_{RKB} = 198,4 \text{ m}^2$ ~~273,38 m}^2~~, (2-Kammerbecken)

$V_{RKB} = 396,8 \text{ m}^3$ ~~546,80 m}^3~~

$L = 17,25 \text{ m}$ ~~20,25 m~~ (je Kammer)

$B = 5,75 \text{ m}$ ~~6,75 m~~ (je Kammer)

$H = t = 2,00 \text{ m}$ (je Kammer)

Das Becken wird über einen Fallschacht und eine Leitung DN 1600 beschickt. Vor dem RKB wird ein Beckenüberlauf angeordnet, der Zuflüsse bis $Q_{krit} = 550 \text{ l/s}$ in das RKB leitet, und Zuflussanteile $> 550 \text{ l/s}$ über das Wehr (mit Tauchwandsicherung) in das RRB entlastet. Somit ist sichergestellt, dass das RKB nur mit der Wassermenge beaufschlagt wird, für das es dimensioniert ist. Die Gefahr der Ausspülung der im Becken bereits abgesetzten Sedimente wird dadurch verhindert. Die Anlage ist so groß gewählt, dass Regenereignisse ab dem $r = 31,40 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$ ($r_{90,n=1} = 35,9 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$) komplett ohne Entlastung ins RRB von dem RKB aufgenommen werden können. Wie aus den Zuflussganglinien zum RRB „Fils“ in Kapitel 4.2.1.6 4.2 ersichtlich, werden bei den Kurzzeitregen nur die Abflussspitzen ($Q > 550 \text{ l/s}$) in das RRB entlastet, die jedoch vom Volumen nur ein geringer Teil der Gesamtwassermenge sind. So ergibt sich z. B. für den $r_{5,n=0,1} = 434,4 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$ bei einem Gesamtabflussvolumen von $V = 2.563 \text{ m}^3$ eine Entlastungswassermenge von $V = 400 \text{ m}^3$ ~~900 m}^3~~, entsprechend **15,6 %** ~~35,4 %~~. Das RKB wird mit einem Großteil der Zuflussmengen beaufschlagt, was günstig für die Reinigungsleistung des Becken beurteilt werden kann. Das Becken erhält aufgrund seiner Größe 2 Sedimentationskammern. Die Abflusssteuerung am Klärüberlauf wird über Klärschlitze realisiert.

Die Einleitung in das RRB erfolgt in der Regel rückstaufrei, so dass keine gegenseitige hydraulische Beeinflussung der Anlagen besteht. Bei max. Stau im RRB (533,00 m ü. NN) und $Q_{KÜ} = 550 \text{ l/s}$ entsteht kein Rückstau vom RRB ins RKB. Eine Übersicht über die Anlage ist aus den Plänen Unterlage 13.2 Blatt 5c 4 und 20c bis 23ca zu entnehmen.

Regenrückhalteanlage „Fils“

Folgende Vorgaben sind einzuhalten:

$$Q_{ab} = 300 \text{ l/s}$$

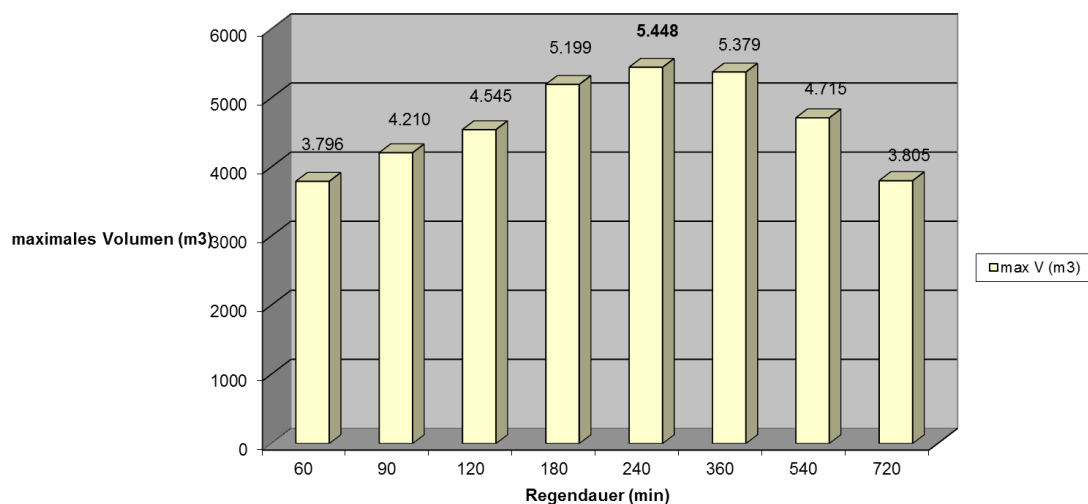
Bemessung für $n = 0,02$ 0,1 (50-jährliches 10-jähriges Ereignis)

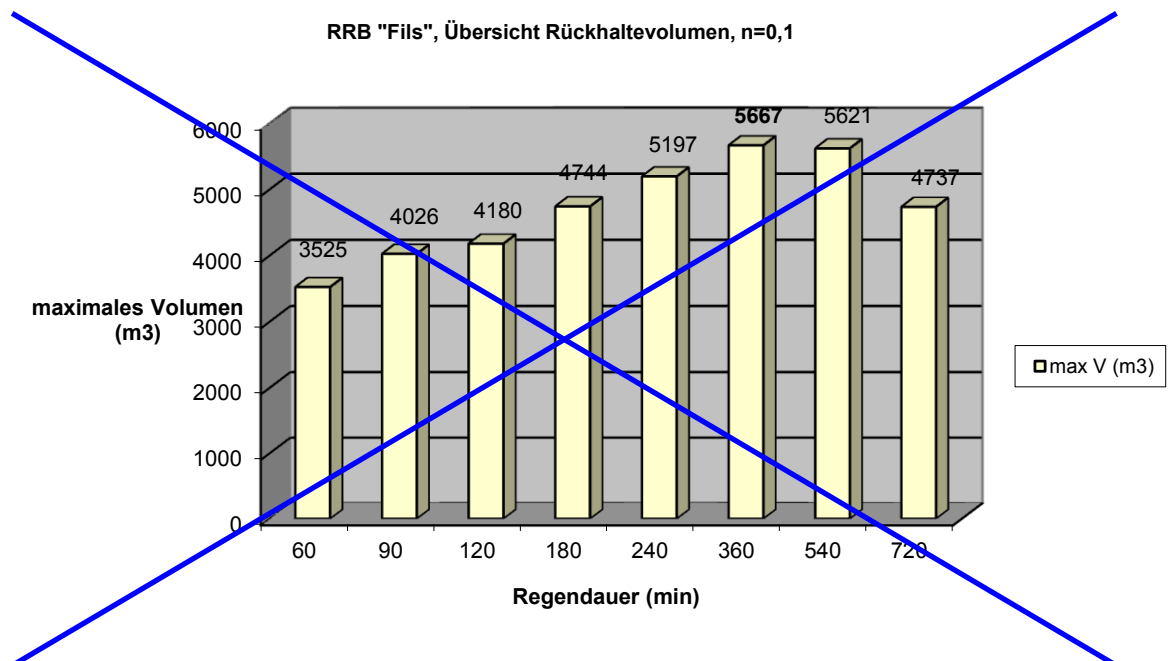
Folgende Berechnungsmethode wurde gewählt.

Die im Straßenbau übliche Berechnung der Beckenvolumina nach DWA-A 117 (Dezember 2013; korrigierter Stand: Februar 2014), Kapitel 5.4 ATV-A 117 (März 2001) Kapitel 4.4 Einfaches Verfahren, wird hier aus Gründen des komplexen Einzugsgebietes und der großen Fließzeiten nicht verwendet. Es wird für das zu untersuchende Niederschlagsereignis die entsprechende Zuflussganglinie am Beckenzufluss berechnet (hydrologisches Berechnungsmodell) und mit der Abflussganglinie überlagert. Die Differenz zwischen Zufluss und Abfluss integriert über die Zeit ergibt dann das erforderliche Volumen der Rückhalteanlage. Um bei diesem Verfahren eventuelle Vorregenereignisse berücksichtigen zu können, wird wie nach DWA-A 117 (Dezember 2013; korrigierter Stand: Februar 2014), Kapitel 5.4 ATV-A 117 (März 2001) Kapitel 4.4 Einfaches Verfahren, das errechnete Beckenvolumen mit einem Zuschlagsfaktor von $f_z = 1,2$ versehen. Die Berechnungsergebnisse sind im Diagramm 1 wiedergegeben. Auf die Berücksichtigung des Abminderungsfaktor f_A wird verzichtet, da die Fließzeiten in der Zuflussganglinie abgebildet sind.

Diagramm 2: Übersicht Beckenvolumen/Niederschlagsereignisse

RRB "Fils", Übersicht Rückhaltevolumen, $n=0,02$





Wie aus dem Diagramm 2 ersichtlich, entsteht für die Niederschlagsdauer von $D = 240 \text{ min}$ ~~$T = 360 \text{ min}$~~ ein Maximum von $V = 5.448 \text{ m}^3$ ~~5.667 m^3~~ . Durch Berücksichtigung des Zuschlagsfaktors $f_z = 1,2$ ergibt sich der erforderliche Staurauminhalt zu:

$$V_{\text{erf}} = 5.448 \times 1,2$$

$$V_{\text{erf}} = 6.538 \text{ m}^3 < V_{\text{vorh}} = 7.900 \text{ m}^3$$

$$\text{ ~~} V_{\text{erf}} = 5.667 \times 1,2~~$$

$$\text{ ~~} V_{\text{erf}} = 6.800 \text{ m}^3 < V_{\text{vorh}} = 7.900 \text{ m}^3~~$$

Dieses Becken ist als Durchlaufbecken konzipiert, das heißt, alle anfallenden Wasser werden durch das RRB geleitet. Beträgt der Zufluss zum Becken mehr als $Q = 300 \text{ l/s}$, beginnt sich das Becken einzustauen. Der Auslauf wird über ein Auslaufbauwerk mit Wirbelventildrossel reguliert, das gegenüber anderen Lösungen den Vorteil besitzt, wasserstandsunabhängig relativ konstante Abflüsse zu erzeugen und dabei auf bewegliche Teile bzw. Steuerungstechnik zu verzichten.

Der Notüberlauf ist auf das ~~100-jährliche~~ ~~100-jährige~~ Ereignis ausgelegt. Hierbei wird der Berechnungsregen gesucht, der das Rückhaltebecken mit $V = 7.900 \text{ m}^3$ (rechnerisch $V = 6.600 \text{ m}^3$ unter Berücksichtigung $f_z = 1,2$) gerade füllt (vgl. Berechnungen in Kapitel ~~4.2.1.6~~ ~~4-2~~). Demnach beträgt der maximale Zufluss bei Vollfüllung des Beckens $Q = 343,8 \text{ l/s}$ ~~$1.004,4 \text{ l/s}$~~ . Die Auslaufleitung wird für diesen Wert dimensioniert. Um jedoch bei Versagen des Auslaufbauwerkes ein gezieltes Über-

fluten der Anlage sicher zu stellen, wird die Eindeichung in einem Teilbereich abgesenkt. Diese Notentlastung entwässert über einen Graben in die Auslaufleitung Richtung Fils. Die Auslaufleitung selbst wird unter der B 466 geführt und im Bereich des Überflutungsgebietes an der Fils über einen offenen Graben an die Fils angeschlossen (dynamisches Auslaufbauwerk).

Die gesamte Anlage erhält eine Einzäunung sowie ein Tor im Zufahrtsbereich.

Außengebietsentwässerung

Im Bereich des Tunnelportal Nord des Tunnels „Himmelsschleife“ wird durch die Auffüllung der „Amtalklinge“ die derzeitige Geländevorflut unterbrochen. Diese muss durch einen geeigneten Graben auf der Westseite der BAB A 8 wieder hergestellt werden. Den Hang hinunter ins Gosbachtal werden Kaskaden angeordnet. Die Kreisstraße 1447 wird mittels eines Durchlasses DN 1400 unterquert und der Graben an die Gos bei ca. km 13+800 angeschlossen. Die hydraulischen Nachweise sind im Kapitel 4.2.1.5 4.2.2.5 geführt. Detaillierte Planunterlagen werden in der Ausführungsplanung erstellt und mit den entsprechenden Behörden abgestimmt (Erdstatik, Lagepläne, Schnitte, Regelquerschnitte, etc.)

3.3 Entwässerungsabschnitt „2“, km 12+300 – km 8+700

Entwässerungssystem, allgemein

Für die hydraulische Dimensionierung der Kanäle wurde die Starkniederschlagsreihe gemäß KOSTRA 1997, Rasterfeld 87/32 berücksichtigt (Tabelle siehe Anhang). Als maßgebende Bemessungsregenspende wurde der $r_{15;n=0,2} = 184,6 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ (gemäß RAS-Ew, Ausgabe 2005, ~~RAS-EW-1987~~ Straßentiefpunkt, Seite 14 10) gewählt. Nach KOSTRA 2005 sind die Bemessungsregenspenden um ca. 2 % niedriger. Um eine hohe Sicherheit gegenüber Überflutung zu erzielen, werden die ursprünglichen Regenspenden als Bemessungsgrundlage beibehalten. Als Nachweis ist die KOSTRA-Niederschlagsreihe von 2005 als Anlage beigelegt. Sämtliche Rohrleitungen in diesem Abschnitt werden entgegen der RAS-Ew nicht nach dem Zeitbeiwert bemessen, sondern mit einem hydrologischen Berechnungsverfahren mit konstantem Abflussbeiwert und den relevanten Starkniederschlagsereignissen (z. B. $r_{5;n=0,2}$ bis $r_{90;n=0,2}$) dimensioniert. Bei diesem Verfahren wird die *Translation* im System berücksichtigt. Die Retention wirkt sich bei diesem System nicht relevant aus, so dass darauf verzichtet wird. Durch die Berechnung mit einer Vielzahl von Niederschlagsereignissen wird für jede Haltung und jeden Knotenpunkt der jeweils maßgebende Regen berücksichtigt (vgl. Kapitel 4.3.1 4.3).

Beschreibung Randbedingungen

Im Bereich von km 12+300 (Nordportal Tunnel „Himmelsschleife“) bis zum Tiefpunkt der BAB A 8 bei km 10+900 verläuft die BAB A 8 von Ost nach West fallend. Dieser ca. 1,6 km lange Entwässerungsabschnitt beinhaltet die Filstalbrücke sowie Teilbereiche der Anschlussstelle Mühlhausen. Im weiteren Verlauf steigt die BAB A 8 wieder Richtung Stuttgart an. ~~Der Bereich, der durch diese Planfeststellungsverfahren überplant wird, endet bei km 10+200.~~ Aus dem vorangegangenen Streckenabschnitt Gruibingen – Mühlhausen müssen Straßenoberflächenwässer mit übernommen werden, da das in diesem Abschnitt ~~geplante und~~ genehmigte ~~und fertiggestellte~~ Becken „3“ nach Osten an die neue AS Mühlhausen verschoben wird. Aus diesem Abschnitt von km 8+700 bis km 10+200 sind $Q = 519,3 \text{ l/s}$ zu berücksichtigen.

Die Anschlussstelle AS Mühlhausen und die B 466 neu im Bereich der AS Mühlhausen ~~werden wird~~ gesondert entwässert. Das Straßenoberflächenwasser wird gesammelt und dem Becken „Hohlbach Ost“ im Bereich des westlichen Kreisverkehrs zugeführt und in den Hohlbach eingeleitet.

Der Entwässerungsabschnitt 2 liegt außerhalb von Wasserschutzgebieten. Besondere Maßnahmen zum Grundwasserschutz werden deshalb nicht erforderlich (vgl. Unterlage 6, Blatt 3ca - Regelquerschnitt BAB A 8 außerhalb von WSG).

3.3.1 Entwässerungsabschnitt „2.1“, km 12+300 – 8+700

3.3.1.1 Entwässerung BAB A 8

Grundwasserschutz

Der gesamte Bereich liegt außerhalb von Wasserschutzgebieten. Auf besondere Maßnahmen zum Grundwasserschutz kann deshalb verzichtet werden.

Entwässerungssystem und Straßenoberflächenwasserbehandlung

Für diesen Abschnitt wird vorgesehen, die Straßenoberflächenwässer zwischen km 12+300 und km 10+900 10+200 über Rinnen (im Bereich von Mittelstreifenüberfahrten Schlitzrinnen) und Straßenmulden mit entsprechenden Mulden- bzw. Straßeneinläufen einer Entwässerungsleitung zu zuführen. Diese Leitung wird in das RKB/RRB „Hohlbach West“ bei km 11+200 geführt.

Straßenoberflächenwasserbehandlungsanlage „Hohlbach West“

Nach den Berechnungen in Kapitel 4.3.1.4 4.3 ist ein Durchgangswert von $D = 0,39$ erforderlich. Das ist ein Wert, der durch ein „Regenklärbecken mit Dauerstau“ ($D = 0,38$ bei $r_{krit} = 45 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$) erreicht werden kann.

Wie aus Kapitel 4.3.1.4 4.3 ersichtlich, ergibt sich eine Anlage mit folgenden Hauptabmessungen:

RKB mit Dauerstau, längs durchströmt, mit Beckenüberlauf und Klärüberlauf ins RRB

Ausbildung wie Abbildung 2b technische Regeln zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser 01/08 (TR 1.1.08-BW) Handbuch Wasser, Entwurf 04/2002

$Q_{krit} = 405 \text{ l/s}$

$A_{RKB} = 204,19 \text{ m}^2$, (1-Kammerbecken)

$V_{RKB} = 459,4 \text{ m}^3$

$L = 24,75 \text{ m}$

$B = 8,25 \text{ m}$

$H = t = 2,25 \text{ m}$

Das Becken wird über einen Fallschacht und eine Leitung DN 1400 beschickt. Vor dem RKB wird ein Beckenüberlauf angeordnet, der Zuflüsse bis $Q_{krit} = 405 \text{ l/s}$ in das RKB leitet, und Zuflussanteile $> 405 \text{ l/s}$ über das Wehr (mit Tauchwandsicherung) in das RRB entlastet. Somit ist sichergestellt, dass das RKB nur mit der Wassermenge beaufschlagt wird, für das es dimensioniert ist. Die Gefahr der Ausspülung der im Becken bereits abgesetzten Sedimente wird dadurch verhindert. Die Anlage ist so groß gewählt, dass Regenereignisse ab dem $r = 34,3 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ ($r_{90;n=1} = 35,9 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$) komplett ohne Entlastung ins RRB von dem RKB aufgenommen werden können.

Das Becken erhält eine Sedimentationskammer. Die Abflusssteuerung am Klärüberlauf wird über Klärschlitze realisiert. Im Einlaufbereich in das RKB ist eine Prallwand angeordnet, um den Zufluss aufzuteilen und für homogene Strömungsverhältnisse in den Sedimentationskammern zu sorgen.

Absperrschieber im Bereich des Beckenüberlaufs und des Auslaufs am Klärüberlauf ermöglichen es, das Becken auch im Havariefall über die Beckenumlaufleitung oder das RRB zu betreiben und somit eventuell wassergefährdende Stoffe, die ein spezifisches Gewicht größer als Wasser aufweisen, bis zur weiteren Entsorgung im RKB zu behalten. Für Leichtstoffe ist ein Auffangraum im RKB vorgesehen. Die Einleitung in das RRB erfolgt rückstaufrei, so dass keine gegenseitige hydraulische Be-

einflussung der Anlagen besteht. Eine Übersicht über die Anlage ist der Unterlage 13.2, Blatt 27ca bis 30ca zu entnehmen).

Regenrückhalteanlage „Hohlbach West“

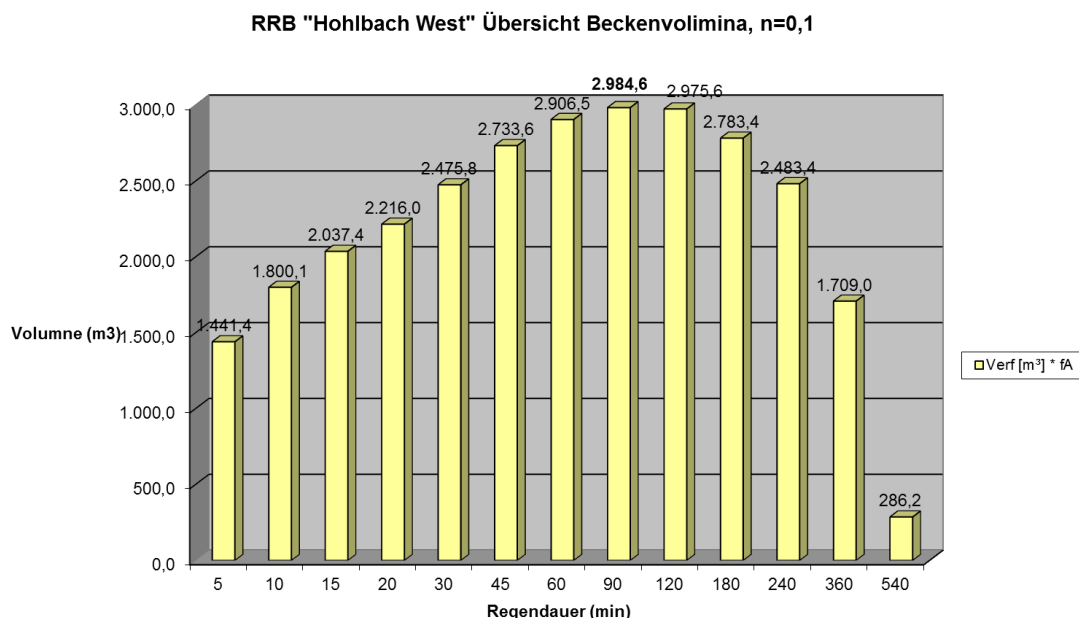
Folgende Vorgaben sind einzuhalten:

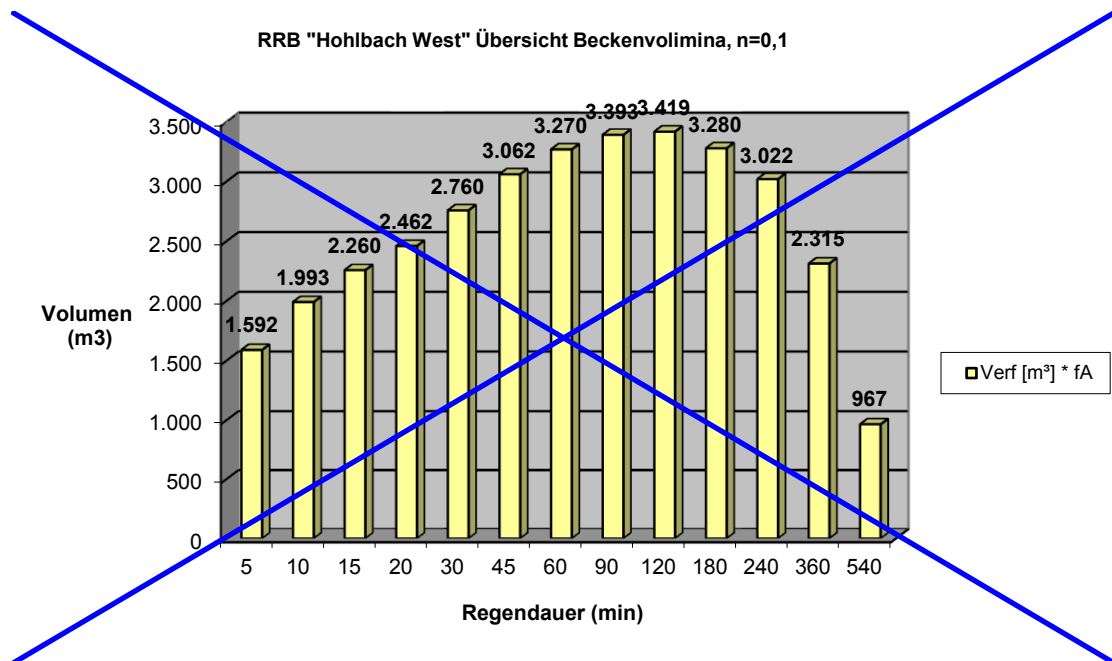
$$Q_{ab} = 180 \text{ l/s}$$

Bemessung für $n = 0,1$ (10-jährliches 10-jähriges Ereignis)

Die im Straßenbau übliche Berechnung der Beckenvolumina erfolgt nach den Technischen Regeln zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser 01/08 (TR 1.1.08-BW), Kapitel 3.4 ATV-A 117 (März 2001) Kapitel 4.4 Einfaches Das Verfahren wird hier aufgrund des einfachen Entwässerungssystems (ohne Vor-entlastung bzw. Rückhaltung) verwendet. Das errechnete Beckenvolumen wird mit einem Zuschlagsfaktor von $f_z = 1,2$ sowie dem Abminderungsfaktor f_A versehen (Berücksichtigung der Fließzeiten).

Diagramm 3: Übersicht Beckenvolumen/Niederschlagsereignisse





Wie aus dem Diagramm 3 ersichtlich, entsteht für die Niederschlagsdauer von $D = 90 \text{ min}$ ~~$T = 120 \text{ min}$~~ ein Maximum von $V = 2.984,6 \text{ m}^3$ ~~$3.419,0 \text{ m}^3$~~ (unter Berücksichtigung von f_A und f_Z).

$$\underline{V_{\text{erf}} = 2.984,6 \text{ m}^3 < V_{\text{vorh}} = 4.042 \text{ m}^3}$$

$$\underline{V_{\text{erf}} = 3.419 \text{ m}^3 < V_{\text{vorh}} = 4.042 \text{ m}^3}$$

Dieses Becken ist als Durchlaufbecken konzipiert, das heißt, alle anfallenden Wässer werden durch das RRB geleitet. Beträgt der Zufluss zum Becken mehr als $Q = 180 \text{ l/s}$, beginnt sich das Becken einzustauen. Der Auslauf wird über ein Auslaufbauwerk mit Wirbelventil reguliert, das gegenüber anderen Lösungen den Vorteil besitzt, wasserstandsunabhängig relativ konstante Abflüsse zu erzeugen und dabei auf bewegliche Teile bzw. Steuerungstechnik zu verzichten.

Der Notüberlauf ist auf das ~~100-jährliche~~ ~~100-jährige~~ Ereignis ausgelegt. Hierbei wird der Berechnungsregen gesucht, der das Rückhaltebecken mit $V = 4.042 \text{ m}^3$ gerade füllt (vgl. Berechnungen in Kapitel 4.3.1.3 ~~4.2~~). Demnach beträgt der maximale Zufluss bei Vollfüllung des Beckens $Q = 2.059 \text{ l/s}$ ~~2.205 l/s~~ . Die Auslaufleitung wird für diesen Wert dimensioniert. Um jedoch bei Versagen des Auslaufbauwerkes ein gezieltes Überfluten der Anlage sicher zu stellen, wird die Eindeichung in einem Teilbereich abgesenkt. Diese Notentlastung entwässert über ein Einlaufbauwerk und die Auslaufleitung in den Hohlbach. Die Auslaufleitung selbst wird über ein dynamisches Auslaufbauwerk an den Hohlbach (dynamisches Auslaufbauwerk) gemeinsam mit dem Auslauf aus dem Becken Hohlbach Ost angeschlossen. Für den

Zwischenzustand während der Bauzeit ~~Becken Hohlbach West wegen Streckenabschnitt Gruibingen – Mühlhausen in Betrieb und Abschnitt Mühlhausen – Hohenstadt nicht in Betrieb~~, wird der Auslauf über einen Graben entlang des westlichen Fahrbahnrandes der bisherigen Zufahrtsrampe zur AS Mühlhausen ~~L 1217~~ in den Hohlbach realisiert.

Schönbach

Die Umgestaltung der AS Mühlhausen erfordert die Verlegung des Schönbachs. Die hydraulischen Nachweise sind in Kapitel 4.3.1.5 4 geführt.

Die Trassierung der BAB A 8 sowie der AS Mühlhausen ermöglichen keinen natürlichen Ausbau des Baches. Im Bereich der Rampeninnenfläche werden jedoch auf ca. 70 m Mäander angelegt (siehe hierzu LBP).

Fils, Bereich Stütze Filstalbrücke, km 11+750

Zum Schutz des Vorfluters vor Schadstoffeintrag aus dem Baubetrieb und zur Herstellung der Gründung der Stütze wird ein Verbau außerhalb der Fils angeordnet.

3.3.1.2 Entwässerungsabschnitt „2.2“, AS Mühlhausen und B 466 neu

Grundwasserschutz

Der gesamte Bereich liegt außerhalb von Wasserschutzgebieten. Auf besondere Maßnahmen zum Grundwasserschutz kann deshalb verzichtet werden.

Entwässerungssystem und Straßenoberflächenwasserbehandlung

Für diesen Abschnitt wird vorgesehen, die Straßenoberflächenwässer im Bereich der Anschlussstelle und der B 466 neu über Rinnen (im Bereich von Mittelstreifen-überfahrten Schlitzrinnen) und Straßenmulden mit entsprechenden Mulden- bzw. Straßeneinläufen einer Entwässerungsleitung zuzuführen. Diese Leitung wird in das RKB/RRB „Hohlbach Ost“ bei km 11+350 geführt.

Straßenoberflächenwasserbehandlungs- und -rückhalteanlage „Hohlbach Ost“

Nach den Berechnungen in Kapitel 4.3.1.2 4.3 ist ein Durchgangswert von $D = 0,39$ erforderlich. Das ist ein Wert, der durch ein „Regenklärbecken mit Dauerstau“ ($D = 0,38$ bei $r_{krit} = 45 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$) erreicht werden kann.

Nach der RiStWag-BW werden die erforderlichen Durchgangswerte eingehalten. Deshalb wird als Beckenkonstruktion ein RKB mit Dauerstau mit $r_{krit} = 45 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ ($D = 0,38$, entsprechend 65 % Feststoffrückhalt im Jahresmittel) mit nachgeschaltetem Regenrückhaltebecken vorgesehen.

Aufgrund des kleinen Rückhalterumbedarfs wird das Becken als Kombibecken konzipiert, das sich dann in die vorgesehene Fläche problemlos einfügen lässt.

Wie aus Kapitel 4.3.1.2 4.3 ersichtlich ergibt sich eine Anlage mit folgenden Hauptabmessungen:

RKB mit Dauerstau, längs durchströmt, als Kombibecken

Ausbildung wie Abbildung 3 Technische Regeln zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser 01/08 (TR 1.1.08-BW) Handbuch Wasser, Entwurf 04/2002

$$Q_{RKB} = Q_{krit} = 84,9 \text{ l/s}$$

$$Q_{ab} = 35 \text{ l/s}$$

$$A_{RKB} = 247,5 \text{ m}^2 \text{ } 337,1 \text{ m}^2$$

$$V_{RKB} = 618,8 \text{ m}^3 \text{ } 654,5 \text{ m}^3$$

$$L = 27,50 \text{ m } 28,00 \text{ m}$$

$$B = 9,00 \text{ m } 9,35 \text{ m}$$

$$H = t = 2,50 \text{ m}$$

$$\text{RRB: Einstautiefe } t = 1,00 \text{ m}$$

$$\text{Volumen } V = 286,2 \text{ m}^3 \text{ } 302,00 \text{ m}^3, n = 0,1$$

Das Becken wird über einen Fallschacht und eine Leitung beschickt. Das Becken erhält aufgrund seiner geringen Einzugsgebietsfläche keine Vorentlastung. Die Gefahr der Ausspülung der im Becken bereits abgesetzten Sedimente wird durch die Größe des Beckens minimiert (vgl. Kapitel 4.3.1.2 4.3).

Die Abflusssteuerung am Klärüberlauf wird über Klärschlitze realisiert. Im Einlaufbereich in das RKB ist eine Prallwand angeordnet, um den Zufluss aufzuteilen und für homogene Strömungsverhältnisse in den Sedimentationskammern zu sorgen.

Absperrschieber im Bereich der Beckenüberlaufs und des Auslaufs am Klärüberlauf, ermöglichen es, das Becken auch im Havariefall über die Beckenumlaufleitung oder das RRB zu betreiben und somit eventuell wassergefährdende Stoffe, die ein spezi-

fisches Gewicht größer als Wasser aufweisen, bis zur weiteren Entsorgung im RKB zu behalten. Für Leichtstoffe ist ein Auffangraum im RKB vorgesehen. Eine Übersicht über die Anlage ist der Unterlage 13.2, Blatt 24ca bis 26ca zu entnehmen.

Die Auslaufleitung selbst wird über ein dynamisches Auslaufbauwerk an den Hohlbach angeschlossen (dynamisches Auslaufbauwerk).

3.4 Entwässerungsabschnitt „3“, AS ~~alter Alaufstieg~~ ~~mautfreie Um-~~ ~~fahrung~~ / K 1433

Beschreibung Randbedingungen

Dieser Bereich liegt im Wasserschutzgebiet „Kornberggruppe“ WSZ III.

Grundwasserschutz

Der Baugrund besteht in diesem Bereich aus unterem Massenkalk. Bei einer Grundwasserüberdeckung von ca. 75 m ergibt sich nach den Richtlinien für die bautechnischen Maßnahmen an Straßen in Wasserschutzgebietes (RiStWag, [Ausgabe 2002](#)), Tabelle 2 eine Schutzwirkung „groß“. Bei dem vorliegenden DTV < 15.000 Kfz/24h ergibt sich nach Tabelle 3 RiStWag 2002 für die WSZ III als Einstufung der Entwässerungsmaßnahmen die „Stufe 1“. Dies wird auch unter dem Gesichtspunkt der besonderen geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse auf der Alb (Verkarstung) für diese Verbindungsrampe als ausreichend angesehen. Die RiStWag 2002 sieht hierfür vor, dass die Bankette der Rampen mit Schotterrassen befestigt werden und die Mulden und Gräben eine 20 cm dicke Oberbodenschicht erhalten. Die Straßenoberflächenwässer werden in einem Versickerbecken versickert. Damit die Wässer nicht zu schnell versickern und damit die Reinigungsleistung erreicht wird, wird ein Bodenaustausch vorgesehen mit einem Material, dass ein k-Wert von $k = 5,6 \cdot 10^{-6}$ m/s aufweist. Die Dicke der Schicht wird in der Ausführung festgelegt. Das Sickerbecken erhält eine belebte Oberbodenzone von 30 cm Dicke.

Entwässerungssystem und Straßenoberflächenwasserbehandlung

Rohrleitungen sind nur in geringfügigem Umfang vorgesehen. Die Ableitung erfolgt großteils über offene Mulden und Gräben, um bereits in diesem System eine Reinigungsleistung sicherzustellen.

Als Rohrmaterial wird Stahlbeton nach DIN 4035 vorgesehen.

Versickerbecken „K 1433“ „Mautfreier Anschluss K 1433“

Für das Einzugsgebiet von $A_{\text{red}} = 1,0$ ha ergibt sich nach der Berechnung in Kapitel 4.4.1 4.3 ein Rückhaltevolumen von $V_{\text{erf}} = 483,1 \text{ m}^3$ ($n = 0,1$) bzw. $V_{\text{erf}} = 842,4 \text{ m}^3$ ($n = 0,01$). Der vorhandene Rückhalteraum weist ein Volumen von $V_{\text{vorh}} = 1.500,0 \text{ m}^3$ auf.

Das Außengebiet, das sich nördlich der Mautumfahrung (jetzigen BAB A 8) befindet, ist bei der Berechnung mit berücksichtigt.

Das Becken erhält eine Zufahrt sowie eine Umzäunung.

Die Lage des Versickerbeckens „K 1433“ kann der Unterlage 7, Blatt 10 entnommen werden.

4. Hydraulische Berechnungen

Nachfolgend werden für die einzelnen Entwässerungsabschnitte die hydraulischen Berechnungen aufgeführt.

Grundlage für die hydraulischen Berechnungen bilden folgende Richtlinien, Vorschriften und technische Regelwerke:

- „Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Entwässerung RAS-Ew“ Ausgabe 2005 1987
- ~~„Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Entwässerung RAS-EW“ Ergänzung: Tabellen zur Bemessung von Entwässerungsrinnen und -mulden in befestigten Verkehrsflächen, Ausgabe 1987~~
- „Technische Regeln zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser“, Stand 01.01.2008 (TR 1.1.08-BW)
- ~~„Handbuch zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser“, Entwurf Stand 12.04.2002~~
- Verwaltungsvorschrift des Ministeriums für Ernährung, Landwirtschaft, Umwelt und Forsten über Anordnung, Bemessung, Gestaltung und Betrieb von Behandlungsanlagen für Straßenoberflächenwasser vom 25.01.2008 22.09.1985 (am 25.03.1997 bis auf weiteres wieder eingeführt)
- „Richtlinien für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wasserschutzgebieten RiStWag“, Ausgabe 2002, und ergänzende Festlegungen für die Anwendung der RiStWag, Ausgabe 2002, in Baden-Württemberg vom 25.01.2008 05.04.2004

- „Bemessung von Regenrückhalteräumen (Dezember 2013); korrigierter Stand: Februar 2014“ Arbeitsblatt DWA-A 117, Ausgabe 12/2013 ~~ATV-DVWK-A-117, Ausgabe 03/2001~~
- „Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserleitungen und -kanälen – korrigierter Stand: Oktober 2012“ Arbeitsblatt DWA-A 110 ~~„Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen“ Arbeitsblatt ATV-DVWK-A-110, Ausgabe 09/2001~~
- „Planung und Bau von Abwasserpumpenanlagen“ Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 134, Ausgabe ~~06/2000~~ 06/2002
- „Bauwerke der Kanalisation“ Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 157, Ausgabe 11/2000
- „Abwasserleitungen und -kanäle in Wassergewinnungsgebieten (Januar 2016)“, Arbeitsblatt DWA-A 142, Ausgabe 01/2016
~~„Abwasserkanäle und -leitungen in Wassergewinnungsgebieten“ Arbeitsblatt ATV-DVWK-A-142, Ausgabe 11/2002~~
- „Hydraulische Dimensionierung und betrieblicher Leistungsnachweis von Anlagen zur Abfluss- und Wasserstandsbegrenzung in Entwässerungssystemen (Dezember 2010)“, Arbeitsblatt DWA-A 111, Ausgabe 12/2010
~~„Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Regenwasser-Entlastungsanlagen in Abwasserkanälen und -leitungen“ Arbeitsblatt ATV-A-111, Ausgabe 02/1994~~
- „Bauwerke der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung – Konstruktive Gestaltung und Ausrüstung (November 2013)“, Arbeitsblatt DWA-A 166, Ausgabe 11/2013 ~~ATV-A-166, Ausgabe 11/1999~~
- „Hinweise zur konstruktiven Gestaltung und Ausrüstung von Bauwerken der zentralen Regenwasserbehandlung (November 2013“, Merkblatt DWA-M 176, Ausgabe: 11/2013
~~„Hinweise und Beispiele zur konstruktiven Gestaltung und Ausrüstung von Bauwerken der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung“ Merkblatt ATV-DVWK-M-176, Ausgabe 02/2001~~
- „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser (2. korrigierte Auflage, April 2005)“ Arbeitsblatt DWA-A 138, Ausgabe 04/2005 ~~ATV-DVWK-A-138, Ausgabe 01/2002~~
- „Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser (August 2007); korrigierter Stand: August 2012“ Merkblatt DWA-M 153, Ausgabe 08/2007 ~~ATV-DVWK-M-153, Ausgabe 02/2000~~
- „Anforderungen an Niederschlag-Abfluss-Berechnungen in der Stadtentwässerung“ Merkblatt ~~ATV-DVWK-M 165, Ausgabe 01/2004~~ ~~ATV-M-165, Ausgabe 04/1994~~

- „Wendehorst, Bautechnische Zahlentafeln“, 35. Auflage, 2015 ~~29. Auflage, Oktober 2000~~
- ~~— „Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen“ Arbeitsblatt ATV-DVWK-A-110, Ausgabe 09/2001~~
- „KOSTRA Starkniederschlagshöhen für Deutschland“, Ausgabe 1997
- „KOSTRA Starkniederschlagshöhen für Deutschland“, Ausgabe 2005

4.1 Entwässerungsabschnitt „0“, km 18+478 – km 18+795 (Bauende)

~~-entfällt-~~

~~4.1.1 Hydraulische Berechnung der Entwässerungsleitungen~~

~~Wahl der Berechnungsparameter nach RAS-EW:~~

~~Regenhäufigkeit: Entwässerungsleitungen allgemein $n = 1$~~

~~Entwässerungsleitungen Mittelstreifen $n = 0,3$~~

~~Abflussbeiwerte: Fahrbahn über Straßeneinläufe $\phi = 0,9$~~

~~Fahrbahn über Mulden $\phi = 0,7$~~

~~Böschungen $\phi = 0,35$~~

~~Unbefestigte horizontale Flächen $\phi = 0,05 - 0,2$~~

~~Berechnungsregen nach KOSTRA: $r_{45, n=1} = 116,7 \text{ l/(s*ha)}$ (s. Unterlage 13.1 Anlage 1)~~

~~Berechnungsmodell:~~

~~Für dieses Entwässerungsnetz wird die Berechnung mit dem Zeitbeiwertverfahren durchgeführt, da das Einzugsgebiet die Annahmen des Modells, rechteckiges Einzugsgebiet und keine Rückhaltungen erfüllt.~~

~~Die entsprechenden Wassermengen für das zu entwässernde Einzugsgebiet wurden nach folgender Formel ermittelt (Zeitbeiwertverfahren):~~

$$\del{Q_{45, n=1} = q_{r, 45, n=1} \times A_{E, \text{red}} \rightarrow (A_E \times \phi)}$$

$$\del{J_{r, n} = 38 \times (T + 9)^{-1} \times (n^{-0,25} - 0,369); \text{Zeitbeiwert nach Reinhold}}$$

$$\del{(Q_{r, n} = Q_{45} \times J_{r, n})}$$

~~(oder Regenspende nach KOSTRA)~~

~~Auslastungsgrad der Rohrleitungen $\leq 90 \%$~~

~~Betriebliche Rauigkeit $k_B = 0,75 \text{ mm}$~~

~~Die hydraulischen Nachweise für die Überstauhäufigkeit des Systems werden mit Hilfe eines hydrologischen Abflussmodells geführt.~~

~~Hydraulische Berechnung siehe Unterlage 13.1 Anlage 2.1~~

~~Bei Regenereignissen mit einer Jährigkeit von größer als einem Jahr, entsteht im System „Druckabfluss“. Das System weist bei einem Regenereignis von $n = 0,1$ (10jährig) eine Überstauerscheinung auf und ist somit gemäß ATV-A 118 ausreichend dimensioniert (Tabelle 3, „1 Mal in 2 Jahren“).~~

~~4.1.2 Hydraulische Berechnung des RKB/RRB „Widderstall“~~

~~4.1.2.1 Berechnung Rückhaltevolumen~~

~~Als Vorgabe für die Bestimmung des Rückhaltevolumens wird vorgegeben, dass der Abfluss aus der neuen BAB A 8 den, der von der bestehenden BAB A 8 in diesem Abschnitt erzeugt wird, nicht überschreitet. Dazu wird das Einzugsgebiet der bestehenden BAB A 8 ermittelt und der derzeitige Abfluss Richtung München berechnet. Dieser Abfluss entspricht dann dem Drosselabfluss für die umgebaute BAB A 8 und somit dem Drosselabfluss des Regenrückhaltebeckens.~~

~~Einzugsgebiet vorhandene BAB A 8 (km 18+478 – km 18+796):~~

$$~~A_E = (18796 - 18474) \cdot 8,50 \text{ m} \cdot 2 = 5.015 \text{ m}^2~~$$

$$~~A_{E, \text{red}} = A_E \cdot \phi = 5.015 \text{ m}^2 \cdot 0,70 = 3.510 \text{ m}^2 = 0,35 \text{ ha}~~$$

~~Berechnungsregen nach KOSTRA: $r_{15, n=0,1} = 116,7 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$~~

$$~~Q_{15, n=1} = A_{E, \text{red}} \cdot r_{15, n=1} = 0,35 \text{ ha} \cdot 116,7 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)} = 41 \text{ l/s}~~$$

~~Drosselabfluss für Bemessung Regenrückhalteraum: $Q_{ab} = 40 \text{ l/s}$~~

~~Einzugsgebiet des Entwässerungssystems der BAB A 8 geplant~~

~~Aus Berechnung Entwässerungsleitungen $A_{E, \text{red}} = 0,92 \text{ ha}$~~

Berechnung Rückhaltevolumen nach ATV-DVWK A 117 „Einfaches Verfahren“

~~Die Bemessung von den Regenrückhalteräumen (RRR) erfolgt unter der Vorgabe von Regenspenden. Hierbei wird vereinfachend vorausgesetzt, dass die Häufigkeit der maßgebenden Regenspenden derjenigen der Überschreitungshäufigkeit der RRR entspricht.~~

~~Für die Ermittlung der maßgebenden Dauerstufe D_m und der zugehörigen Regenspende wird das Rasterfeld 87/32 gemäß KOSTRA verwendet (vgl. Anhang 1).~~

~~Die Ermittlung des erforderlichen Retentionsraumes erfolgt zum besseren Verständnis auf tabellarischem bzw. graphischem Weg, indem zunächst die jeweiligen Zuflussganglinien, als Summenlinie, für alle variablen Regenereignisse im Bereich von r_5 bis r_{72h} auf Basis einer Überschreitungshäufigkeit aufgetragen werden. Diese hieraus resultierenden Regensummenlinien werden auf Basis der jeweiligen gebietsspezifischen Niederschläge mit A_{red} aus der hydraulischen Berechnung ermittelt.~~

~~Als nächster Schritt werden die einzelnen Zuflussganglinien mit der gewählten Abflussganglinie (limitierter Beckenabfluss $Q_{ab} = \text{konstant}$) überlagert und man erhält entsprechend der jeweiligen gewünschten Überschreitungshäufigkeit den hierfür notwendigen Stauraumbedarf. Dieser berechnete Stauraum wird mit einem empirischen Korrekturfaktor $f_k = 1,2$ belegt, um dem Einfluss von Vorregen und Intensitätsverläufen natürlicher Ereignisse Rechnung zu tragen. Auf die Berücksichtigung des Abminderungsfaktor f_A wird verzichtet, da die Fließzeiten sehr kurz sind und somit diese Abminderung nicht eintritt.~~

Randparameter für die Anwendung des Näherungsverfahrens:

- ~~— $n \geq 0,1/a$~~
- ~~— Regenanteil der Drosselabflussspende $q_{r_{red}} \geq 2 \text{ l/(s} \times \text{ha)}$~~
- ~~— $A_{E,K} \leq 200 \text{ ha}$ (kanalisierte Einzugsgebietsfläche)~~

Berechnungstabelle 3: Becken: RRB „Widderstall“

Ausgangswerte:

$A_{\text{red}} [\text{m}^2] = 9.200$

$Q_{\text{ab}} [\text{l/s}] = 40,00$

$f_z = 1,20$

(Risikomaß gering)

$n = 0,10$

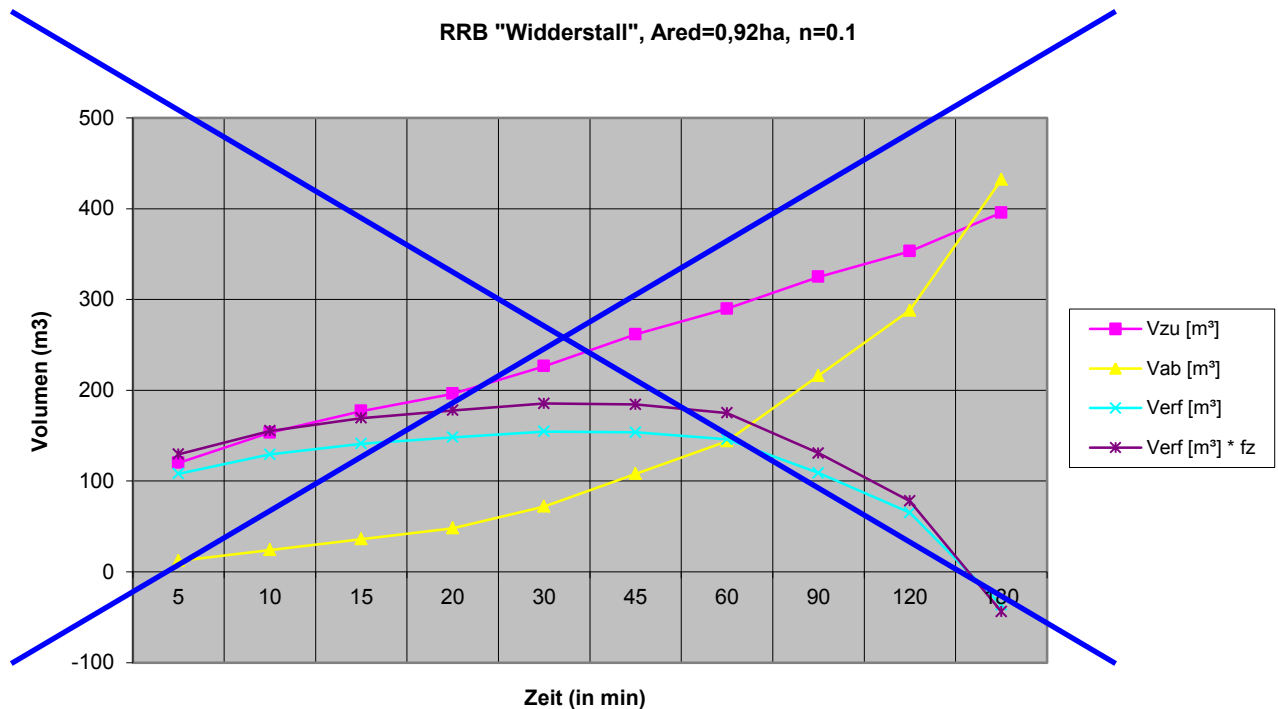
(10-jähriges Ereignis)

T [min]	RN [l/(s*ha)]	V _{zu} [m³]	V _{ab} [m³]	V _{eff} [m³]	V _{eff} [m³] * f _z	Q _{zu} [l/s]
5	434,4	120	12,0	107,9	129,5	399,6
10	277,8	153	24,0	129,3	155,2	255,6
15	213,9	177	36,0	141,1	169,3	196,8
20	177,7	196	48,0	148,2	177,8	163,5
30	136,8	227	72,0	154,5	185,4	125,9
45	105,3	262	108,0	153,6	184,3	96,9
60	87,5	290	144,0	145,8	175,0	80,5
90	65,4	325	216,0	108,9	130,7	60,2
120	53,3	353	288,0	65,1	78,1	49,0
180	39,8	395	432,0	-36,5	-43,9	36,6
240	32,4	429	576,0	-146,8	-176,1	29,8
360	24,3	483	864,0	-381,1	-457,3	22,4
540	18,2	543	1.296,0	-753,5	-904,2	16,7
720	14,8	588	1.728,0	-1.139,8	-1.367,7	13,6
1080	11,5	686	2.592,0	-1.906,4	-2.287,7	10,6
1440	9,8	779	3.456,0	-2.677,0	-3.212,4	9,0
2880	6,1	970	6.912,0	-5.942,2	-7.130,7	5,6
4320	4,6	1097	10.368,0	-9.271,1	-11.125,3	4,2

$$V_{\text{vorh}} = 186 \text{ m}^3 > V_{\text{eff}} = 185,4 \text{ m}^3$$

 V_{vorh} -aus Beckengeometrie

Diagramm 4



Aus der Berechnung ergibt sich ein erforderliches Rückhaltevolumen von $V_{\text{erf}} = 185,4 \text{ m}^3$. Dem gegenüber steht das vorhandene Volumen von $V_{\text{vorh}} = 186,0 \text{ m}^3$.

Nachweis Beckenvolumen:

Länge RRB: $L = 2,00 + 0,30 + 21,00 + 0,50 + 1,50 = 25,30 \text{ m}$

Breite RRB: $B = 7,00 \text{ m}$

Tiefe RRB: $T = 1,05 \text{ m}$

Volumen RRB: $V_{\text{vorh}} = L * B * T = 25,30 * 7,00 * 1,05 = 186,0 \text{ m}^3$.

4.1.2.2 Berechnung Notentlastung

Bemessung Notüberlauf RRB:

Der Notüberlauf des RRB ist für die maximale Wassermenge zu bemessen. Diese Wassermenge wird anhand der Berechnung des erforderlichen Rückhaltevolumens für das 100-jährige Ereignis ermittelt.

Berechnungstabelle 4: Becken: RRB „Widderstall“

Ausgangswerte:

$A_{\text{red}} [\text{m}^2] = 9.200$

$Q_{\text{ab}} [\text{l/s}] = 40,00$

$f_z = 1,20 \quad (\text{Risikomaß gering})$

$n = 0,01 \quad (100\text{-jähriges Ereignis})$

T [min]	RN [l/(s*ha)]	V _{zu} [m³]	V _{ab} [m³]	V _{eff} [m³]	V _{eff} [m³] * f _z	Q _{zu} [l/s]
5	629,8	174	12,0	161,8	194,2	579,4
10	403,6	223	24,0	198,8	238,5	371,3
15	311,1	258	36,0	221,6	265,9	286,2
20	258,7	286	48,0	237,6	285,1	238,0
30	199,4	330	72,0	258,2	309,8	183,4
45	153,7	382	108,0	273,8	328,5	141,4
60	127,8	423	144,0	279,3	335,1	117,6
90	95,0	472	216,0	256,0	307,2	87,4
120	77,0	510	288,0	222,0	266,5	70,8
180	57,2	568	432,0	136,3	163,6	52,6
240	46,4	615	576,0	38,7	46,4	42,7
360	34,5	686	864,0	-178,4	-214,1	31,7
540	25,7	766	1.296,0	-529,9	-635,9	23,6
720	20,8	827	1.728,0	-901,3	-1.081,6	19,1
1080	16,2	966	2.592,0	-1.626,2	-1.951,5	14,9
1440	13,9	1105	3.456,0	-2.351,1	-2.821,3	12,8
2880	8,7	1383	6.912,0	-5.528,9	-6.634,7	8,0
4320	6,6	1574	10.368,0	-8.794,1	-10.553,0	6,1

Wie aus der Tabelle 4 zu entnehmen, ist der Rückhalteraum mit $V_{\text{vorh}} = 186,0 \text{ m}^3$ bereits beim $r_{5,n=0,01}$ mit $Q = 579,4 \text{ l/s}$ überlastet.

Die Notentlastung ist somit für $Q_{\text{not}} = 579,4 \text{ l/s}$ auszulegen.

4.1.2.3 Berechnung Straßenoberflächenwasserbehandlungsanlage

Berechnung nach den Ergänzenden Festlegungen für die Anwendung der RiStWag, Ausgabe 2002 in Baden-Württemberg

Bewertungsverfahren zur Auswahl des Behandlungsverfahren

Einleitestelle: _____ Graben BAB Entwässerung
ständig Wasserführend: _____ nein
WSG: _____ ja
Wasserspiegelbreite: _____
Gewässertyp : _____ G 22 Einleitung innerhalb WSZ III

Gewässerpunktzahl: _____ B = 11
Einfluss Luft: _____ L = 1
Flächenbelastung BAB A 8: _____ F = 35
Abflussbelastung: _____ B = 35 + 1 = 36
Prüfung $B \leq G$: _____ $11 \leq 36$
Erforderlicher Durchgangswert (erf. $D = G/B$): $D = 11/36 = 0,31$
Gewählter Anlagentyp: _____ RKB mit Dauerstau, $r_{krit} = 60 \text{ l/(s*ha)}$
Durchgangswert der Anlage: _____ $D = 0,30$ (70 % Feststoffrückhalt)
Emissionswert $E = B * D$: _____ $E = 36 * 0,30 = 10,8 \leq 11$

Berechnung Beckengröße

Einzugsgebiete:

Entwässerung über Randsteine _____ $A_{u,b} = 0,64 \text{ ha}$

Entwässerung über Mulden _____ $A_{u,nb} = 0,28 \text{ ha}$

Flächenanteil: $0,64/(0,64+0,28)*100 = 70 \% \geq 40 \%$, Bemessung anteilig der Flächen!

$r_{krit} = 60 \text{ l/(s*ha)}$ für Flächen über Randsteine

$r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$ für Flächen über Mulden

Berücksichtigung der Flächenanteile:

maßg. $r_{krit} = (\sum A_{u,b} * r_{krit} + \sum A_{u,nb} * r_{krit}) / \sum A_u$

maßg. $r_{krit} = (60*0,64+15*0,28)/0,92 = 46,30 \text{ l/(s*ha)}$

$Q_{RKB} = A_{E,red} * r_{krit} = 0,92 \text{ ha} * 46,30 \text{ l/(s*ha)} = 42,6 \text{ /s}$

Kombibecken:

$$q_A = 7,5 \times \sqrt{\frac{Q_{ab}}{Q_{RKB}}}$$

$$q_A = 7,5 \times \sqrt{\frac{40}{42,6}} = 7,27 \text{ m/h}$$

$$q_A = 7,27 \text{ m/h}$$

$$A_{RKB} = \frac{3,6 \times Q_{ab}}{q_A}$$

$$A_{RKB} = \frac{3,6 \times 40}{7,27} = 19,8 \text{ m}^2$$

Bewertung der Ergebnisse

Wie aus der Berechnung ersichtlich ergibt sich eine Beckengröße von $A_{RKB} = 19,8 \text{ m}^2$. Bei der Beckengröße muss jedoch das Rückhaltebecken berücksichtigt werden. Für das RRB liegt die sinnvolle Einstautiefe t , bei der noch eine hydraulische Regelung der Abflaufleistung möglich ist im Bereich zwischen $t = 0 - 2,50 \text{ m}$. Im vorliegenden Fall liegt die Einstautiefe t (rückstaufreie Lage zum Sammelkanal) bei ca. $t = 1,05 \text{ m}$. Bei einem Rückhaltevolumen von $V = 186 \text{ m}^3$ ergibt sich: $A = V/t = 186/1,05 = 177,1 \text{ m}^2$ und liegt damit deutlich über den erforderlichen Grundflächen der RKB nach den Berechnungen.

Berücksichtigung der Beckenabmessung

Regenklärbecken

Einstautiefe: $t = 2,00 \text{ m}$ (gewählt)

Beckenbreite: $B = 7,00 \text{ m}$ ($B/H = 3,5$)

Beckenlänge: $L = 21,00 \text{ m}$ ($L/B = 3$, $L/H = 10,5$)

Die geometrischen Abmessungen erfüllen damit die Anforderungen nach Handbuch Wasser oder ATV A-166. Der Ölauffang von $V = 5 \text{ m}^3$ ist gegeben.

Regenklärbecken:

Fläche: $A_{RKB} = L \cdot B = 21,00 \cdot 7,00 = 147,00 \text{ m}^2$.

Volumen: $V_{RKB} = A_{RKB} \cdot t = 147,00 \cdot 2,00 = 294,00 \text{ m}^3$.

Bewertung der Ergebnisse

~~Die vorhandene Beckengrundfläche von 147 m² überschreitet die erforderliche Beckengrundfläche um das 7,5-fache. Das Becken ist somit auch im Hinblick auf eine fehlende Vorentlastung ($Q_{\text{krit}} \geq 0,5 \cdot Q_{16, n=1,7} \text{ VVV}$) ausreichend dimensioniert.~~

Dimensionierung Notüberlauf Becken:

$$\text{---} Q_{\text{not}} = \text{---} 579,4 \text{ l/s}$$

$$\text{Abzüglich } Q_{\text{ab}} = \text{---} 40 \text{ l/s (über Wirbeldrosseln)}$$

$$\text{---} Q_{\text{not, BJ}} = \text{---} 539,4 \text{ l/s}$$

$$\text{Wehr: } l = 7,00 \text{ m}$$

$$\text{---} \mu = 0,50$$

Berechnungsformel:

$$H_u = \left(\frac{3 \times Q_{\text{not, BJ}}}{2 \times \mu \times l \times \sqrt{2 \times g}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_u = \left(\frac{3 \times 0,5394}{2 \times 0,50 \times 7,00 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_u = 0,14 \text{ m}$$

Nachweis Fließgeschwindigkeit unter Tauchwand

$$Q_{\text{max}} = Q_{\text{not}} = 579,4 \text{ l/s}$$

$$A = 1,65 \times 7,00 = 11,55 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0,5794}{11,55} = 0,05 \text{ m/s} \leq v_{\text{zul}} = 0,05 \text{ m/s}$$

Beckenabmessungen:

Regenklärbecken:

Einstautiefe: $t = 2,00 \text{ m}$
Beckenbreite: $B = 7,00 \text{ m}$
Beckenlänge: $L = 21,00 \text{ m}$
Fläche: $A_{\text{RKB}} = 147,00 \text{ m}^2$
Volumen: $V_{\text{RKB}} = 294,00 \text{ m}^3$
Dauerstau $= 739,70 \text{ m ü. NN}$

Rückhaltebecken:

Einstautiefe: $t = 1,05 \text{ m}$
Stauziel RRB $= 740,75 \text{ m ü. NN}$
maximaler Stau RRB $= 740,89 \text{ m ü. NN}$
Volumen RRB $V_{\text{vorh}} = 186,0 \text{ m}^3, n = 0,1$

Der erforderliche Ölauffangraum (5 m^3) ist vorhanden.

(vgl. Unterlage 13.2, Blatt 8 und 9)

4.2 Entwässerungsabschnitt „1“, km 18+478 – km 13+500

4.2.1 Hydraulische Berechnung der Entwässerungsleitungen

Wahl der Berechnungsparameter nach RAS-Ew:

Die Abflussbeiwerte wurden nach RAS-EW, Ausgabe 2005, mit Hilfe der maßgebenden Regenspenden und den gewählten Versickerungsraten bestimmt. Die Berechnung findet sich in Anlage 1.1nc.

<u>Regenhäufigkeit:</u>	Entwässerungsleitungen allgemein	$n = 0,1$ (Trogstrecke)
	Entwässerungsleitungen Mittelstreifen	$n = 0,1$ (Trogstrecke)
<u>Abflussbeiwerte:</u>	Fahrbahn über Straßeneinläufe	$\varphi = 0,9$
	Fahrbahn über Mulden	$\varphi = 0,8 \text{ } 0,7$
	Böschungen	$\varphi = 0,15 \text{ } 0,35$
	Unbefestigte horizontale Flächen	$\varphi = 0,05 - 0,2$

Berechnungsregen nach KOSTRA: $r_{D\mp; n=0,1}$, für $D\mp = 5 \text{ min} - D\mp = 90 \text{ min}$

Berechnungsmodell:

Für die hydraulische Dimensionierung der Kanäle wurde die Starkniederschlagsreihe gemäß KOSTRA 1997, Rasterfeld 87/32, berücksichtigt (Tabelle siehe Anhang). Als maßgebende Bemessungsregenspende wurde der $r_{15,n=0,1} = 213,9 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ gemäß RAS-Ew, Ausgabe 2005, 1987 Trogstrecke (keine Abflussmöglichkeit bei Überflutung, Seite 14 40) gewählt. Sämtliche Rohrleitungen in diesem Abschnitt werden entgegen der RAS-Ew nicht nach dem Zeitbeiwertverfahren bemessen, sondern mit einem hydrologischen Berechnungsverfahren mit konstantem Abflussbeiwert und den relevanten Starkniederschlagsereignissen (z. B. $r_{5,n=0,1}$ bis $r_{90,n=0,1}$) dimensioniert. Bei diesem Verfahren wird die *Translation* im System berücksichtigt. Die unterschiedlichen Abflusswellen im System werden jeweils an den Knotenpunkten überlagert (Flutplanverfahren). Die Retention wirkt sich bei diesem System mit einem starken Gefälle nicht relevant aus, so dass darauf verzichtet wird. Durch die Berechnung mit einer Vielzahl von Niederschlagsereignissen wird für jede Haltung und jeden Knotenpunkt der jeweils maßgebende Regen berücksichtigt. die Sonderbauwerke wie z. B. das RRB „Triangel“ „Maustation“ sowie das Hebewerk „AS Hohenstadt“ „Mautfreier Anschluss Albhochfläche“ (mit $Q_{\max} = 123 \text{ l/s}$) sind bei der Eingabe der Berechnung entsprechend berücksichtigt. Das Berechnungsmodell simuliert die erforderlichen Zu- und Abflüsse entsprechend der modelltechnischen Vorgabe, so dass eine möglichst wirklichkeitsnahe Abbildung der Abflussverhältnisse im System erzeugt wird.

Regenspende nach KOSTRA

Auslastungsgrad der Rohrleitungen $\leq 90 \%$

Betriebliche Rauigkeit $k_B = 0,75 \text{ mm}$

Hydraulische Berechnung siehe Anlage 2.2c und Anlage 2.3c

Bei Regenereignissen mit einer Wiederkehrzeit Jährigkeit von größer als 10 Jahren entsteht im System „Druckabfluss“. Das System weist bei einem Regenereignis von $n = 0,05$ (20-jährlich 20jährig) keine Überstauerscheinungen auf. Bei Regenereignissen von $n = 0,02$ (Wiederkehrzeit 50 Jahre) ist bei km 17+100 im Bereich der Maustation (km 17+100) (Haltebucht) und im Bereich bei km 15+900 der Richtungsfahrbahn München – Karlsruhe Überstau vorhanden. Die Vorflutleitung im Gosbachtal ist in den Haltungen 37 und 38 überstaut. Die Anlage weist nach ATV-A 118 eine ausreichende Sicherheit gegen Überstau auf (Tabelle 3, „seltener als 1 mal in 10 Jahren“).

4.2.1.1 Berechnung Hebewerk „AS Hohenstadt“ ~~„Mautfreier Anschluss Albhochfläche“~~

Die Ermittlung der erforderlichen Hebeleistung erfolgt unter Verwendung der Regenspenden von KOSTRA.

Die Ermittlung der erforderlichen Hebeleistung wird auf graphischem Wege durchgeführt, indem zunächst die Zuflussganglinien für alle variablen Regenereignisse im Bereich von r_5 bis r_{90} auf Basis einer Überschreitungshäufigkeit (n) von $n = 1$, $n = 0,2$, $n = 0,1$, $n = 0,02$ und $n = 0,01$ aufgetragen werden.

Die hieraus resultierenden Regensummenlinien werden auf Basis der jeweiligen gebietsspezifischen Niederschläge (Verteilungskurven der Niederschläge) mit $A_{E,red}$ aus der hydraulischen Berechnung ermittelt.

Die hieraus resultierende Hebeleistung kann bei der Dimensionierung durch die Nutzung des Pumpensumpfvolumens abgemindert werden.

Das Pumpensumpfvolumen ist einerseits abhängig von der jeweiligen maximalen Fördermenge und andererseits von der zulässigen Einschalthäufigkeit der Pumpen ($n = 8$) und kann mit nachfolgender Formel ermittelt werden.

$$V_{P,erf} = 0,9 \times Q_{P_{MAX}} \times n^{-1}$$

Unter Zugrundelegung einer wirtschaftlichen Auslegung der Hebeanlage und der Abdeckung der erforderlichen Hebeleistung der beim intensiven Kurzzeitregen ankommenden Wassermenge wird das Hebewerk mit n (Anzahl der Pumpen) in Parallelschaltung und Grundlastvertauschung geschalteten Pumpen der gleichen Leistung ausgerüstet.

Die Dimensionierung erfolgt in der Gestalt, dass sämtliche bei einer Überschreitungshäufigkeit von $n = 0,1$ anfallenden Wassermengen mit n Pumpen schadlos beseitigt werden können.

Einzugsgebiet Ausgangswerte

$$A_{red} = 0,71 \text{ ha}$$

$$r_{15;n=1} = 116,7 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$$

$$Q_{15;n=1} = 0,71 \times 116,7 = 82,9 \text{ l/s}$$

$$Q_{15;n=0,1} = 0,71 \times 213,9 \approx 151,9 \text{ l/s}$$

Für die genaue Dimensionierung des Hebwerks einschließlich der Pumpen ist es erforderlich die Rohrkenmlinie mit der Pumpenkenmlinie zu überlagern (z. T. auch graphisch). Daraus ergibt sich der Betriebspunkt der Anlage. Vereinfachend wird hier dieses Endergebnis aus der graphischen Ermittlung (Iteration) nachgewiesen. Aufgrund der Dammlage der BAB und der damit verbundenen Unsicherheit bei den Materialeigenschaften wird auf Böschungen in diesem Entwässerungsabschnitt ein Abflussbeiwert von 0,35 angesetzt.

Geodätische Förderhöhe

Tiefster Punkt im Pumpensumpf 726,68 m ü. NN (Ausschaltpunkt Pumpen)

Höhe Anschlusspunkt Hebewerk 739,85 m ü. NN (OK Anschlussrohr Schacht KS 1106, maximal mögliche Energielinie bei Freispiegelabfluss ohne Rückstau im System)

$$\Delta h_{\text{geo}} = 13,17 \text{ m}$$

Druckverlust in Leitung

Gewählt: Druckleitung DN 300
 3 Pumpen mit je 41 l/s (Parallelschaltung)
 mit $A = 0,0706 \text{ m}^2$ und $v = 1,74 \text{ m/s}$ bei $Q_p = 123 \text{ l/s}$

Verluste Leitung

Ermittlung λ

Reynoldszahl

$$\left. \begin{aligned} R_e &= \frac{v \times d}{\nu} = \frac{1,74 \times 0,3}{1,31 \times 10^{-6}} = 398.473 \\ \frac{ks}{d} &= \frac{0,4}{300} = 1,3 \times 10^{-3} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda = 0,022$$

$$h_v = \lambda \times \frac{l}{d} \times \frac{v^2}{2g}$$

$$h_v = 0,022 \times \frac{30,00}{0,3} \times \frac{1,74^2}{2g}$$

$$h_v = 0,31 \text{ m}$$

Ein- und Auslaufverluste Einbauteile Krümmer, Schieber

Schieber: $\zeta = 0,60$

Krümmer 4 Stück $\zeta = 0,50$

Ein- und Auslaufverluste

$$\zeta_E + \zeta_A = 1,5$$

$$h_E = \zeta \times \frac{v^2}{2g}$$

$$h_E = (0,6 + 4 \times 0,50 + 1,5) \times \frac{1,74^2}{2g}$$

$$h_E = 0,63 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sum h_v = 0,31 \text{ m} + 0,63 \text{ m} = 0,94 \text{ m}$$

Förderhöhe H_M

$$\Rightarrow H_M = \Delta h_{\text{geo}} + \sum h_v = 13,17 + 0,94 = 14,11 \text{ m}$$

gewählt: z. B. Flygt Tauchmotorpumpe 3152.181.091 bei ca. 14 m Förderhöhe
ergibt

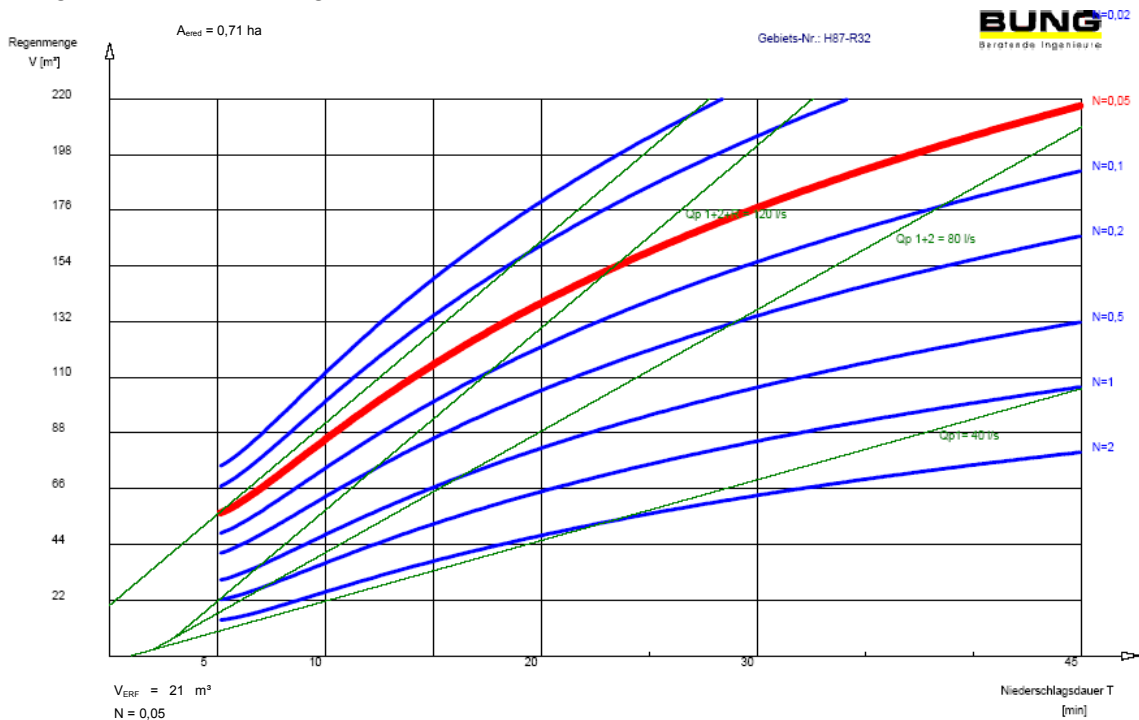
$$Q_p = 41 \text{ l/s}$$

$$\Rightarrow Q_{p,\text{ges}} = 3 \times 41 \text{ l/s} = 123 \text{ l/s}$$

Anschlusswert: ca. $3 \times 9 \text{ kW} = 27 \text{ kW}$ (Sterndreieck Anfahrschaltung)

Bemessung Pumpensumpfvolumen

Diagramm 5: Hebeanlage „AS Hohenstadt“ ~~mautfreier Anschluss~~



vgl. Diagramm 5 $V_{p,erf.} = 21 \text{ m}^3 \leq V_{p,vorh.} = 4,00 \times 2,70 \times 2,05 = 22,1 \text{ m}^3$

Ermittlung Schaltzahl Z:

$$Z = 0,9 \times Q_P / V_{\text{Pumpensumpf}}$$

$$Z = 0,9 \times 123 / 22,1 = 5 \text{ Schaltungen/h}$$

Eine Übersicht über das Hebwerk gibt die Unterlage 13.2, Blatt 13c.

4.2.1.2 Berechnung Rückhaltevolumen RRB „Triangel“ „Mautstation“

Das RRB „Triangel“ „Mautstation“ dient lediglich der Reduktion der Wassermengen in den weiterführenden Entwässerungskanal Richtung Tunnel „Drackenstein“.

Der Auslauf ist auf $Q_{ab} = 273 \text{ l/s}$ dimensioniert. Diese Ablaufmenge setzt sich aus der maximal möglichen Förderleistung des Hebwerkes „AS Hohenstadt“ „Mautfreier Anschluss Albhochfläche“ ($Q = 123 \text{ l/s}$) und einer Abflussleistung bezogen auf

das Einzugsgebiet ohne HBW (BAB A 8) von 150 l/s zusammen. Die Ablaufmenge ist dahingehend optimiert, die Querschnitte der weiterführenden Leitung optimal auszunutzen.

Das Auslaufbauwerk reguliert den Ablauf aus dem Becken auf $Q = 273 \text{ l/s}$. Das Rückhaltebecken wird auf das ~~100-jährliche~~ ~~400-jährige~~ Regenereignis ausgelegt. Außer der Notentlastung im Auslaufbauwerk in die weiterführende Leitung Richtung Gosbachtal existiert aufgrund der Lage des Beckens im Gelände keine Möglichkeit einer sonstigen Notentlastung.

Drosselabfluss für Bemessung Regenrückhalteraum: $Q_{ab} = 273 \text{ l/s}$

Folgende Berechnungsmethode wurde gewählt.

Die im Straßenbau übliche Berechnung der Beckenvolumina nach ~~DWA-A 117 (Dezember 2013), Kapitel 5.4 ATV-A-117 (März 2001) Kapitel 4.4~~, Einfaches Verfahren, wird hier aus Gründen des komplexen Einzugsgebietes und der großen Fließzeiten nicht verwendet. Durch die hintereinander geschalteten Becken „Triangel“ ~~„Mautstation“~~ und „Fils“ und der Hebeanlage „AS Hohenstadt“ ~~„Mautfreier Anschluss Albhochfläche“~~ lässt sich zur Ermittlung der Beckenvolumina dieses vereinfachte Verfahren nicht anwenden. Zur Anwendung kommt das Verfahren, bei dem für die zu untersuchenden Niederschläge die entsprechende Zuflussganglinie am Beckenzufluss berechnet wird (hydrologisches Berechnungsmodell) und mit der Abflussganglinie überlagert wird. Die Abflussganglinie wird vereinfachend als wasserstandunabhängig konstant angenommen. Diese lässt sich über ein geeignetes Drosselorgan, wie z. B. ein Wirbelventil, annähernd erreichen. Die Differenz zwischen Zufluss und Abfluss integriert über die Zeit ergibt dann das erforderliche Volumen der Rückhaltanlage.

Mathematische Schreibweise: $V = \int Q_{zu}(t) dt - \int Q_{ab}(t) dt$

Um bei diesem Verfahren eventuelle Vorregenereignisse berücksichtigen zu können, wird wie nach ~~DWA-A 117 (Dezember 2013), Kapitel 5.4 ATV-A-117 (März 2001) Kapitel 4.4~~, Einfaches Verfahren, das errechnete Beckenvolumen mit einem Zuschlagsfaktor von $f_z = 1,2$ versehen. Die Fließzeit ist über die Translation in der hydraulischen Berechnung bereits in den Zuflussganglinien berücksichtigt ($f_A = 1,0$). Das Hebewerk wird für das jeweilige Regenereignis vereinfachend über die daran angeschlossene Einzugsgebietsfläche berücksichtigt. D. h. als wirksamer Abfluss des Hebewerks wird über die aus dem Einzugsgebiet des Hebewerks erzeugte

Wassermenge berücksichtigt und nicht der über die gesamte Berechnungszeit maximale Förderstrom des Hebewerks. Die Förder- und Stillstandszeiten des Hebewerks sind damit nicht abgebildet. Der Gesamtabfluss aus dem Hebewerk wird über die vorgegebene Regendauer als Mittelwert berücksichtigt.

Die Berechnungsergebnisse sind in den Diagrammen 6 bis 13 wiedergegeben.

Berechnung Rückhaltevolumen nach [den Technischen Regeln zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser 01/08 \(TR 1.1.08-BW\)](#) ~~ATV-DWK-A-117~~ unter Berücksichtigung der Zufluss- und Abflussganglinie (Funktion $Q(t)$).

Diagramm 6

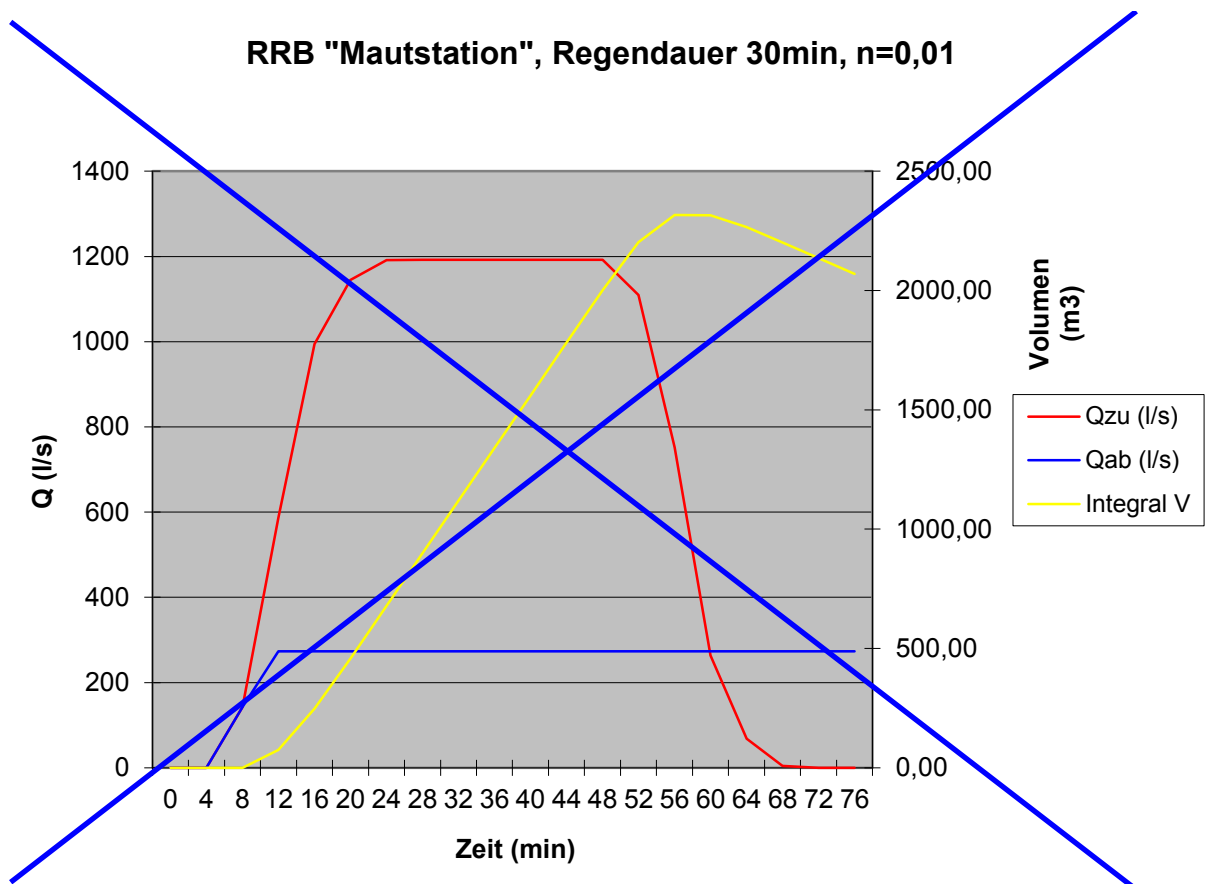
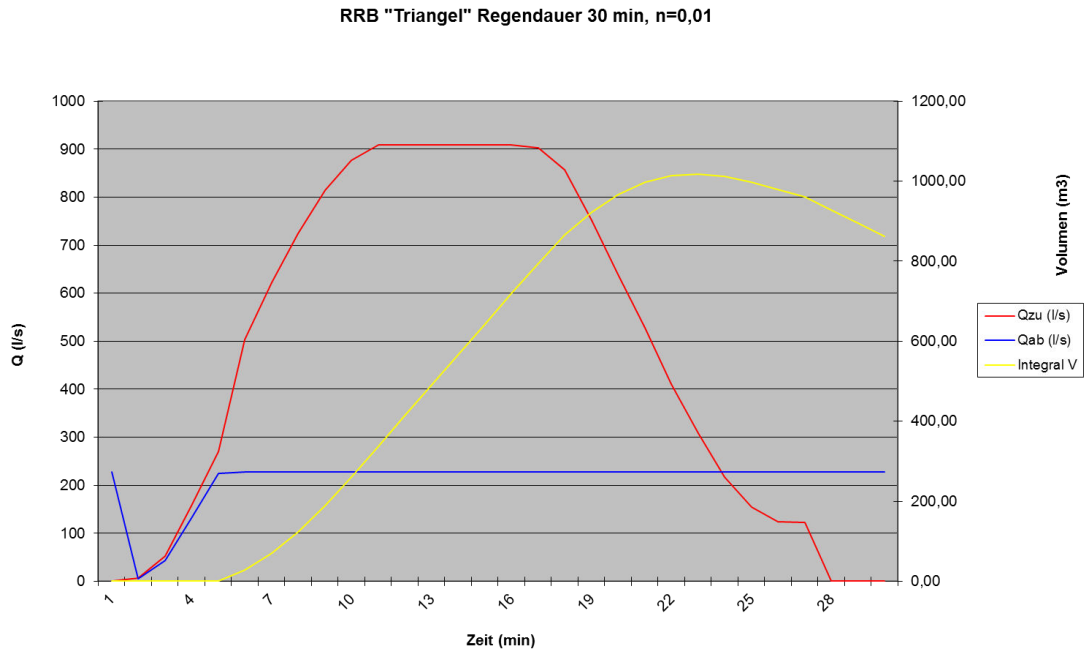


Diagramm 7

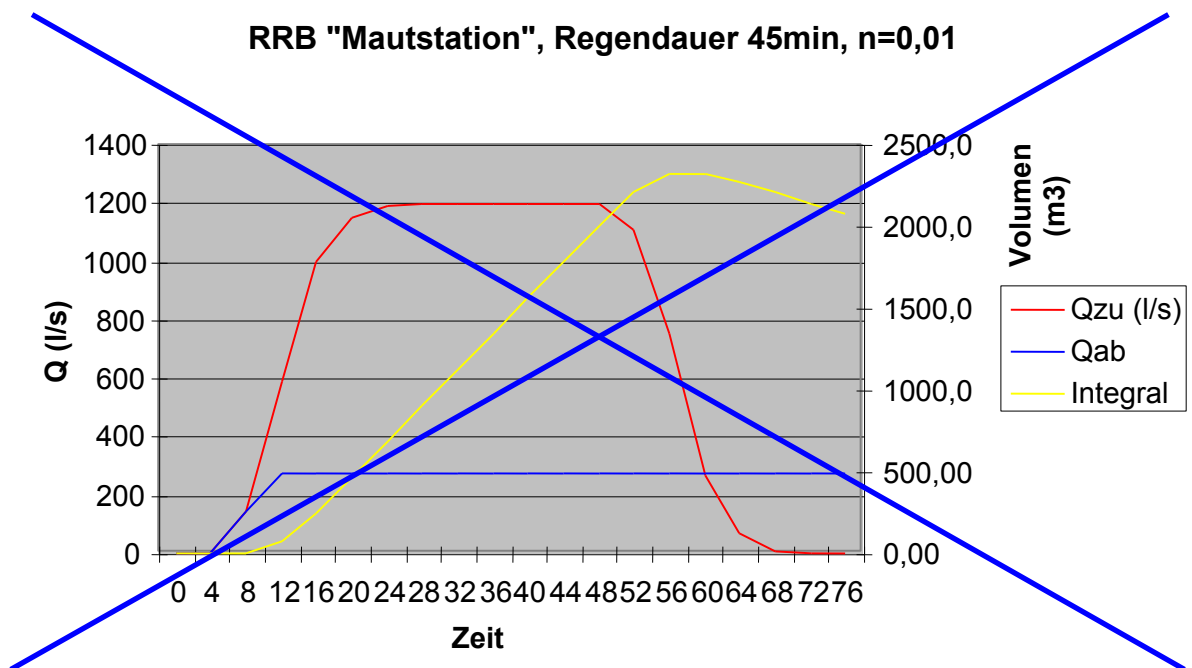
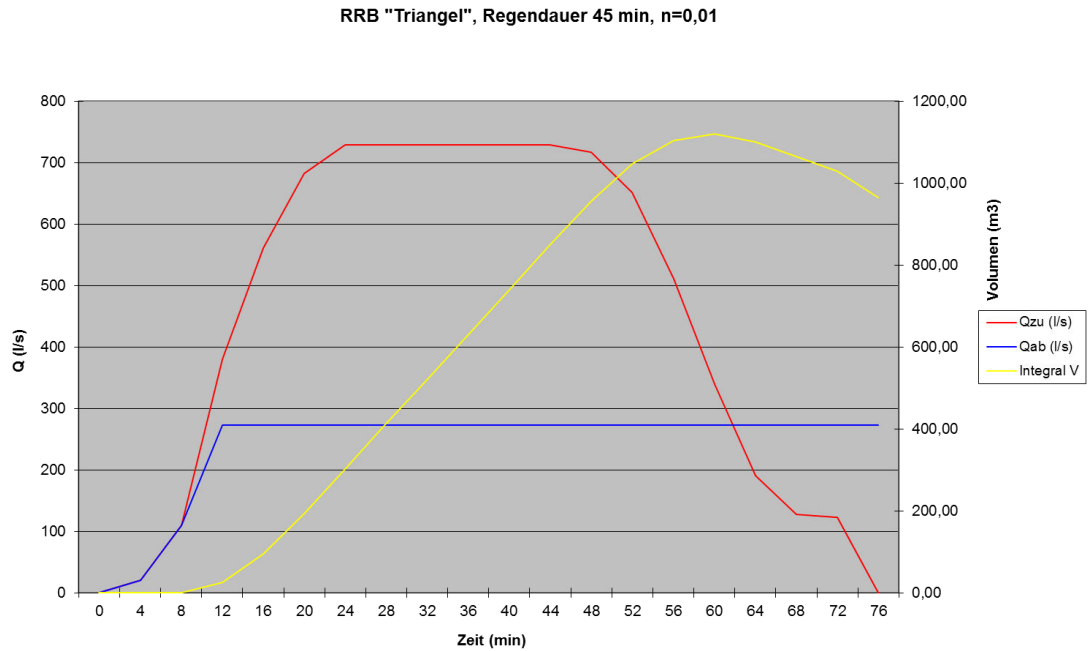


Diagramm 8

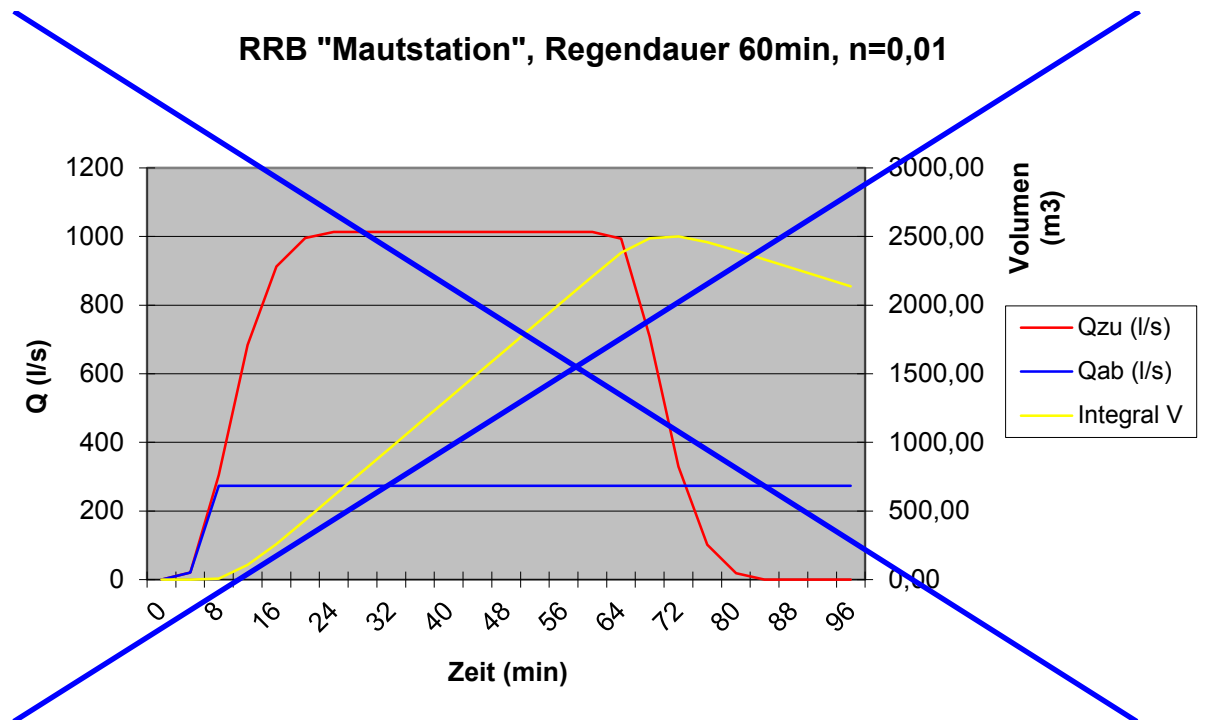
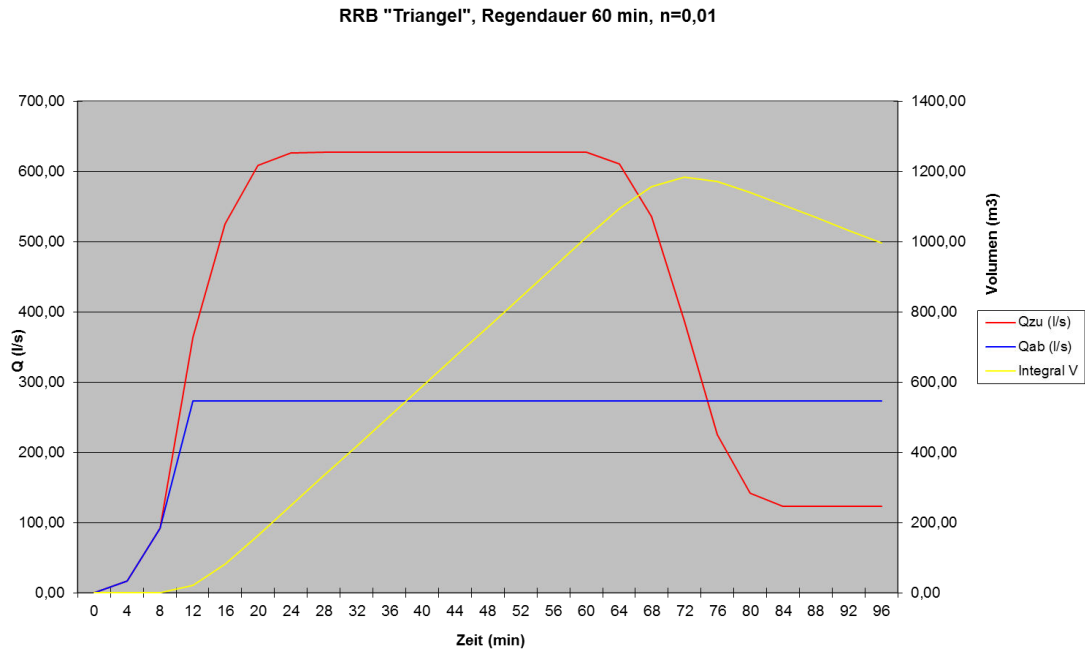


Diagramm 9

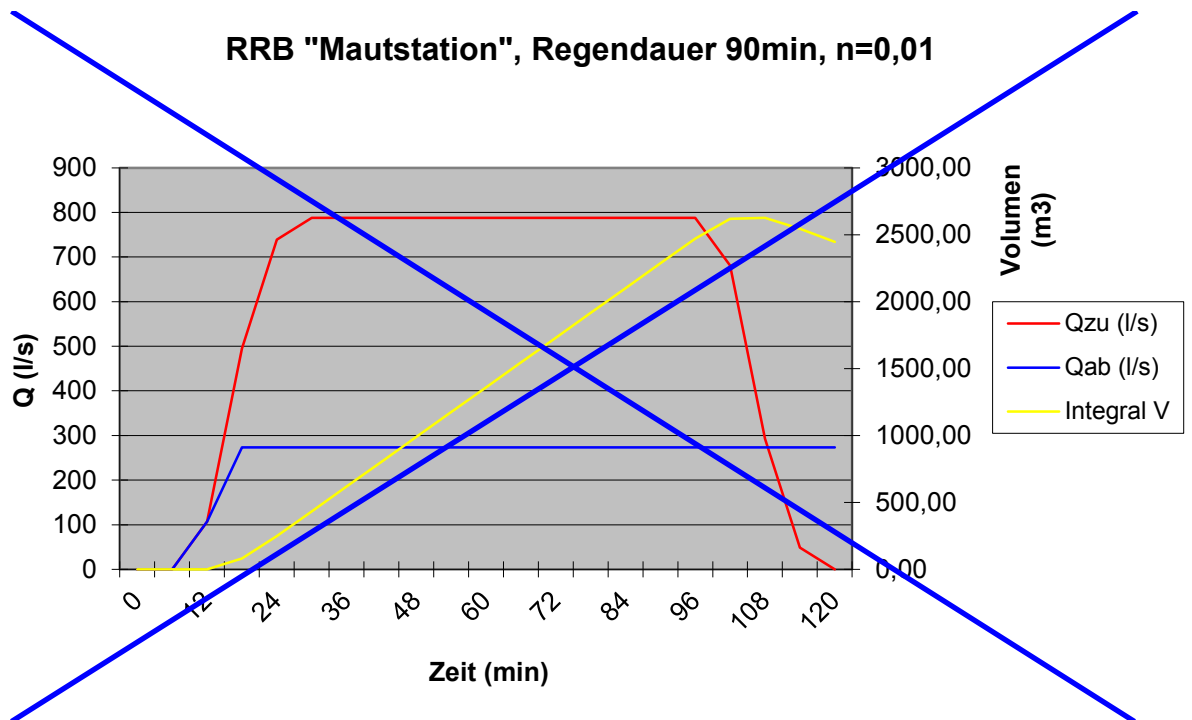
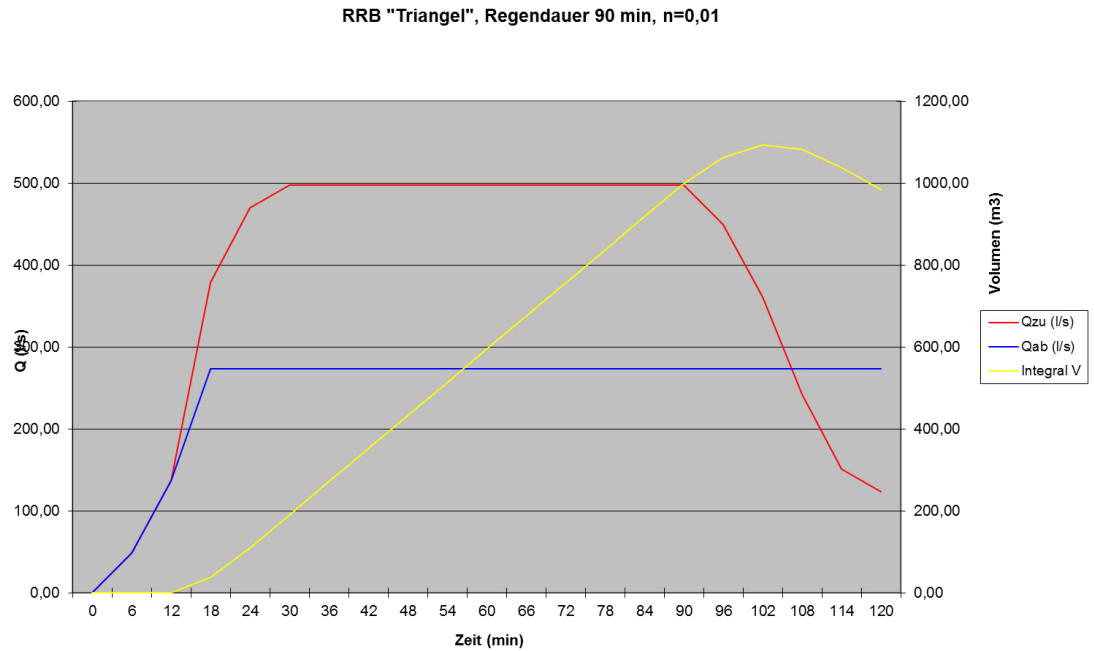


Diagramm 10

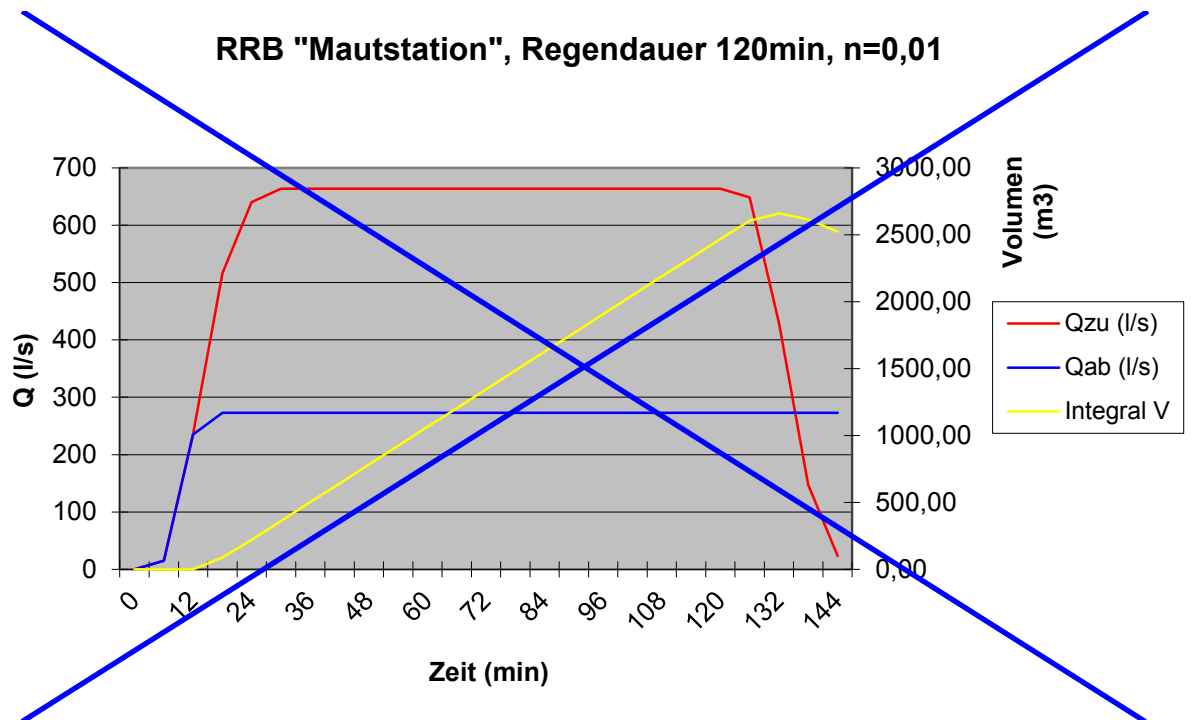
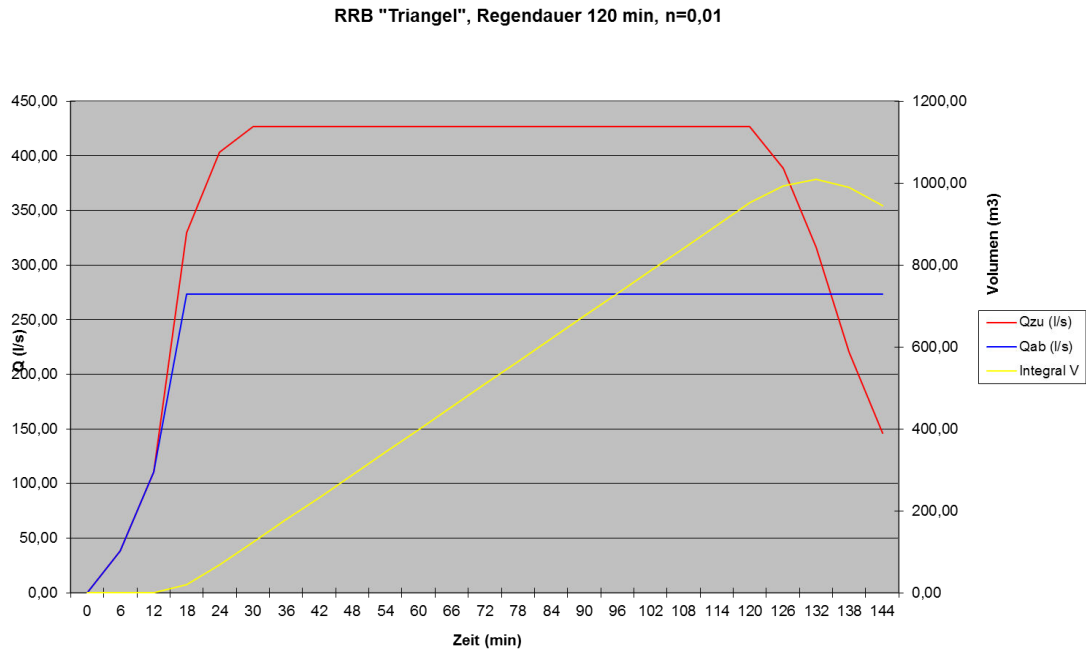


Diagramm 11

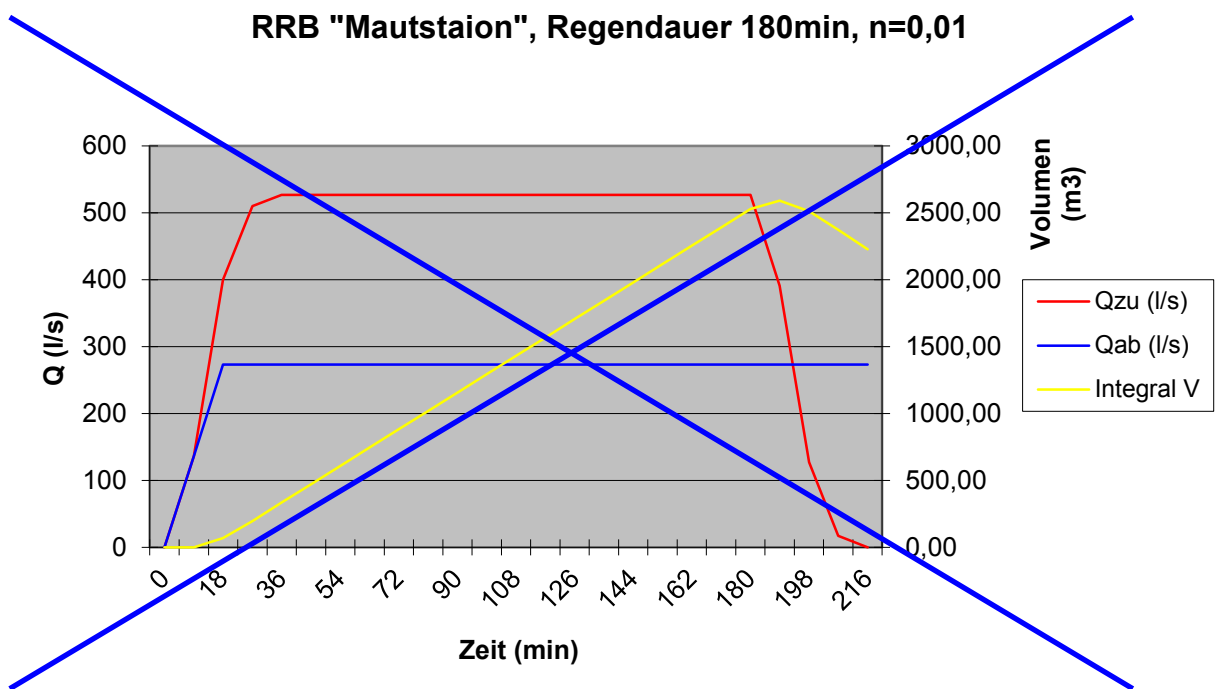
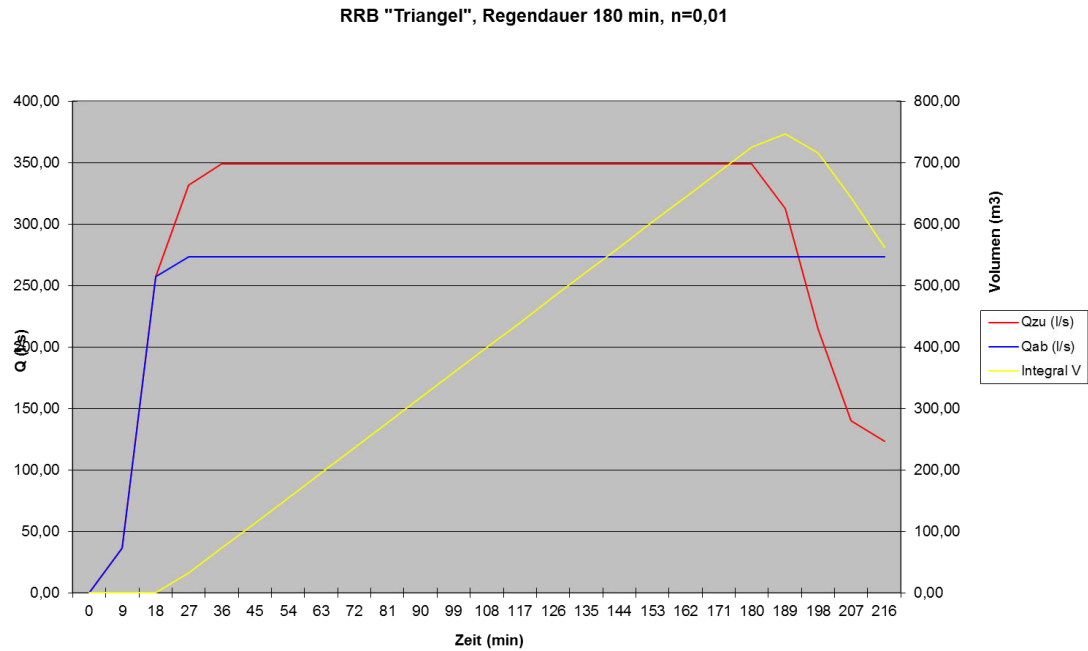


Diagramm 12

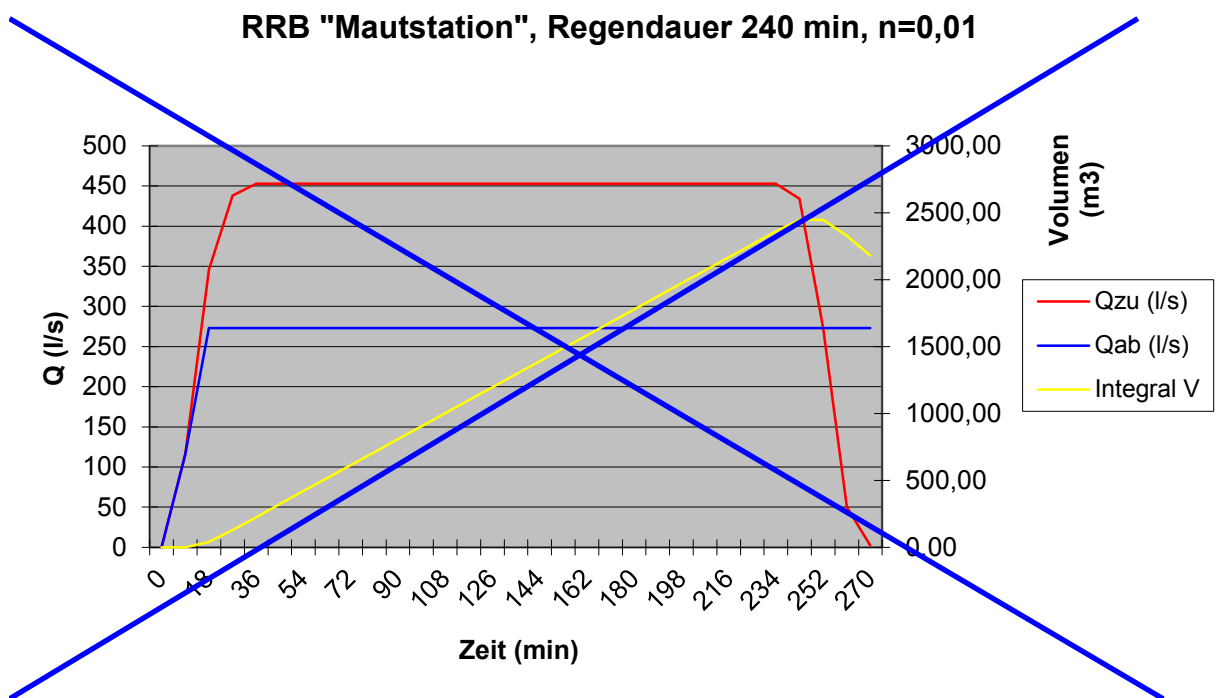
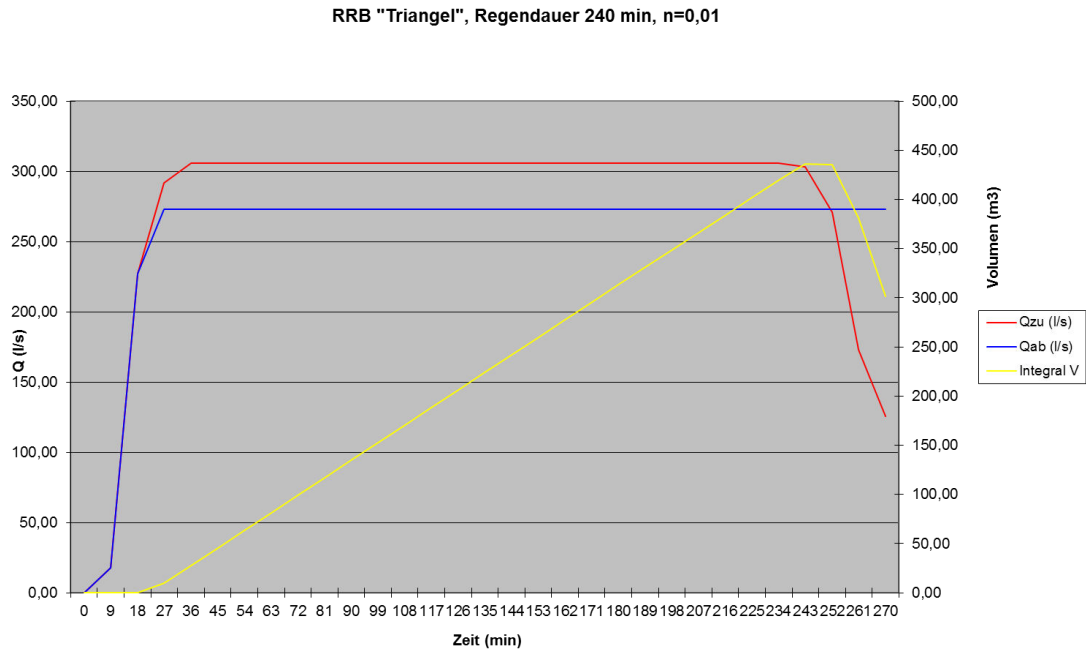
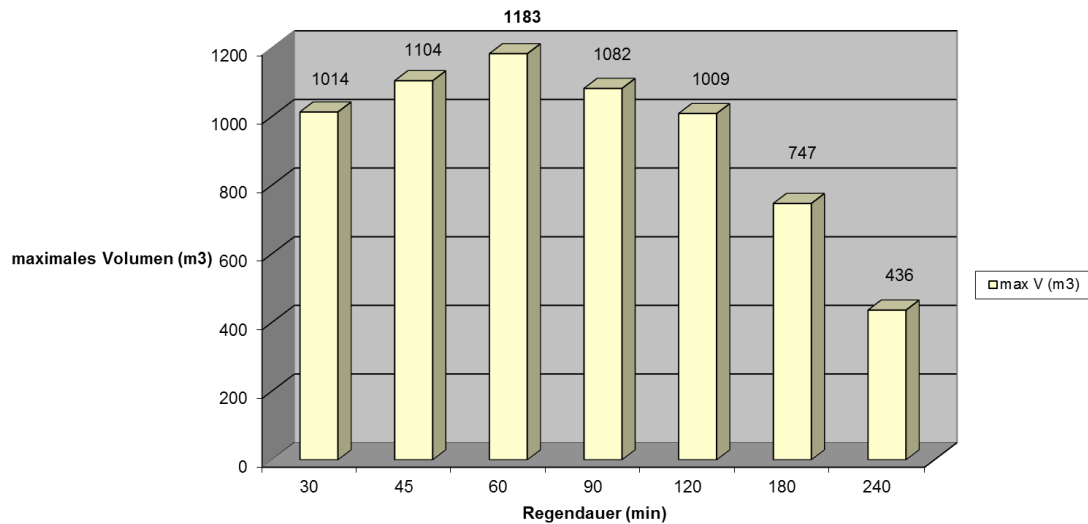
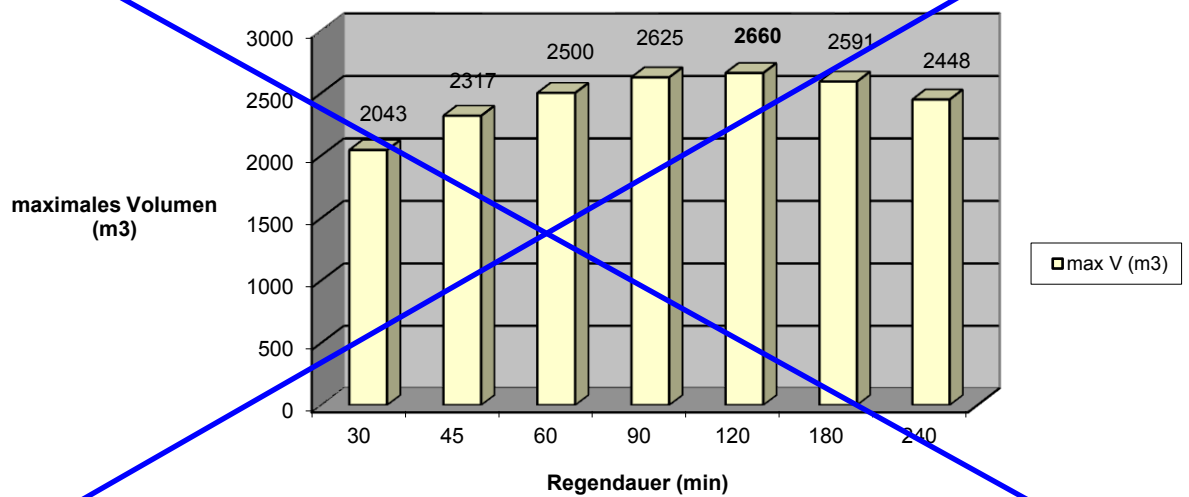


Diagramm 13: Übersicht Beckenvolumen/Niederschlagsereignisse

RRB "Triangel", Übersicht Rückhaltevolumen, $n=0,01$



RRB "Maustation", Übersicht Rückhaltevolumen, $n=0,01$



Wie aus dem Diagramm 13 ersichtlich, entsteht für die Niederschlagsdauer von $D_T = 120$ min ein Maximum von $V = 1.183 \text{ m}^3$ ~~2.660 m^3~~ . Durch Berücksichtigung von dem Zuschlagsfaktor $f_z = 1,2$ ergibt sich der erforderliche Staurauminhalt zu:

$$V_{\text{erf}} = 1.183 \times 1,2$$

$$V_{\text{erf}} = 1.420 \text{ m}^3 < V_{\text{vorh}} = 1.580 \text{ m}^3$$

~~$$V_{\text{erf}} = 2.660 \times 1,2$$~~

~~$$V_{\text{erf}} = 3.192 \text{ m}^3 < V_{\text{vorh}} = 3.200 \text{ m}^3$$~~

Nachweis vorhandenes Beckenvolumen:

Mittlere Sohlhöhe RRB	733,30 m ü. NN
Maximaler Stau RRB	734,30 m ü. NN
Mittlere Beckentiefe	$t = 1,00 \text{ m}$
Grundfläche	$A_u = 1.580 \text{ m}^2$ 2.460 m^2
Grundfläche in halber Höhe	$A_m = 1.610 \text{ m}^2$ 3.285 m^2
Grundfläche auf max. Stauhöhe	$A_o = 1.950 \text{ m}^2$ 3.600 m^2

Formel Prismaoid:

$$V = h/6 \times (A_u + 4 \times A_m + A_o)$$

$$V = 1,00/6 \times (1.500 + 4 \times 1.575 + 1.680) = 1.580 \text{ m}^3$$

~~$$V = 1,00/6 \times (2.460 + 4 \times 3.285 + 3.600) = 3.200 \text{ m}^3$$~~

Dieses Becken ist als Durchlaufbecken konzipiert, das heißt, alle anfallenden Wässer werden durch das RRB geleitet. Beträgt der Zufluss zum Becken mehr als $Q = 273 \text{ l/s}$, beginnt sich das Becken einzustauen (vgl. Unterlage 13.2, Blatt 14c und 15c). Der Auslauf wird über ein Auslaufbauwerk mit Wirbelventil reguliert, das gegenüber dem Wasserstand im Rückhaltebecken relativ konstante Abflüsse erzeugt und dabei auf bewegliche Teile bzw. Steuerungstechnik verzichtet. Eine Skizze über das Auslaufbauwerk liegt in Unterlage 13.2, Blatt 16c bei.

Da das Becken auf das ~~100-jährliche~~ ~~400-jährige~~ Regenereignis ausgelegt ist, wird der Notüberlauf nicht hydraulisch dimensioniert. Die Ausbildung des Notüberlaufes erfolgt nach konstruktiven Gesichtspunkten (Begehbarkeit, Wartung Drosselorgan). Der Notüberlauf wird an die Auslaufleitung des RRB angeschlossen. Dies ist aus hydraulischen Gründen unbedenklich, da das Regenereignis, das das Becken füllt, der $r_{120;n=0,01} = 77,0 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ entsprechend $Q_{zu} = 428,4 \text{ l/s}$ ist. Die Auslaufleitung aus

dem RRB „Triangel“ ~~„Mautstation“~~ ist mit einer Entwässerungsleitung DN 800 mit max. $Q = 715 \text{ l/s}$ hierfür leistungsfähig.

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Beckenabmessungen:

Rückhaltebecken:

Durchlaufbecken mit Sohlgerinne

Mittlere Sohlhöhe: 733,30 m ü. NN

Drosselabfluss: $Q_{ab} = 273 \text{ l/s}$

Einstautiefe: $t = 1,00 \text{ m}$

max. Stau RRB: 734,30 m ü. NN

Volumen RRB: $V_{vorh} = 1.580 \text{ m}^3$ ~~3.200 m³~~

Wiederkehrzeit: $n = 0,01$ (100 Jahre)

Nachweis Zulaufleitung (Einstau):

Die hydraulische Berechnung der Zulaufleitungen berücksichtigt nicht den maximal möglichen Einstau im RRB. Die angegebenen Auslastungsgrade der Leitungen sind insoweit nicht richtig, da diese Freispiegelabfluss voraussetzen. Nachfolgend wird der Nachweis für den Zulauf unter Einstau geführt.

Berechnungsmodell:

Das RRB „Triangel“ ~~„Mautstation“~~ ist maximal eingestaut (Stauziel RRB = 744,30 m ü. NN), und im Zulaufkanal wird das Regenereignis $r_{15;n=0,1} = 213,9 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$ abgeleitet. Dies ist ein Szenario, das sehr selten eintreten wird und ist somit als ungünstig in Bezug zum Rückstau einzustufen.

Berechnung Energielinie:

Vereinfachung: $\lambda = 0,02$ (geschätzt, ohne genaue Berechnung)

Schacht SE 1605 – KS 1113

$Q = 1.460 \text{ l/s}$ ~~4610,3 l/s~~

DN 1100

$L = 17,07 + 32,51 + 14,60 = 64,18 \text{ m}$

~~$L = 25,85 + 20,45 = 46,30 \text{ m}$~~

$A = 0,950 \text{ m}^2$

$v = 1,54 \text{ m/s}$ ~~4,694 m/s~~

$$v^2/2g = 0,12 \text{ m } ~~0,146 \text{ m}~~$$

$$\zeta_A = 1,0 \text{ (Auslaufverlust in RRB)}$$

$$h_v = (\zeta_A + \lambda \times l/d) \times v^2/2g$$

$$h_v = (1,0 + 0,02 \times 64,18/1,1) \times 0,12 = 0,26 \text{ m}$$

$$~~h_v = (1,0 + 0,02 \times 46,3/1,1) \times 0,146 = 0,27 \text{ m}~~$$

Energielinie im Schacht KS 1113:

$$733,40 + 0,26 = 733,66 \text{ m ü. NN}$$

$$~~734,30 + 0,27 \text{ m} = 734,57 \text{ m ü. NN}~~$$

Schacht KS 1113 – KS 1405

$$Q = 727,8 \text{ l/s } ~~802,5 \text{ l/s}~~$$

$$DN \text{ 800 } ~~1000~~$$

$$L = 17,30 \text{ m } ~~53,05 \text{ m}~~$$

$$A = 0,502 \text{ m}^2 \text{ } ~~0,785 \text{ m}^2~~$$

$$v = 1,45 \text{ m/s } ~~1,022 \text{ m/s}~~$$

$$v^2/2g = 0,11 \text{ m } ~~0,053 \text{ m}~~$$

$$h_v = (\lambda \times l/d) \times v^2/2g$$

$$h_v = (0,02 \times 17,30/0,80) \times 0,11 = 0,05 \text{ m}$$

$$~~h_v = (0,02 \times 53,05/1,0) \times 0,053 = 0,06 \text{ m}~~$$

Energielinie im Schacht KS 1405:

$$736,72 + 0,05 = 736,77 \text{ m ü. NN}$$

$$~~734,57 + 0,06 \text{ m} = 734,63 \text{ m ü. NN}~~$$

Schacht KS 1405 - KS 1806

$$Q = 455,61 \text{ l/s } ~~733,4 \text{ l/s}~~$$

$$DN \text{ 800 } ~~1000~~$$

$$L = 17,50 \text{ m } ~~53,25 \text{ m}~~$$

$$A = 0,502 \text{ m}^2 \text{ } ~~0,785 \text{ m}^2~~$$

$$v = 0,908 \text{ m/s } ~~0,934 \text{ m/s}~~$$

$$v^2/2g = 0,042 \text{ m } ~~0,045 \text{ m}~~$$

$$h_v = (\lambda \times l/d) \times v^2/2g$$

$$h_v = (0,02 \times 17,50/0,8) \times 0,042 = 0,02 \text{ m}$$

$$~~h_v = (0,02 \times 53,25/1,0) \times 0,045 = 0,05 \text{ m}~~$$

Energielinie im Schacht KS 1806:

$$734,25 + 0,02 = 734,27 \text{ m ü. NN}$$

$$~~734,63 + 0,05 \text{ m} = 734,68 \text{ m ü. NN}~~$$

OK Rohrleitung am KS 1806: 735,75 m ü. NN ~~734,75 m ü. NN~~

Die Energielinie liegt unterhalb des Rohrscheitels. Somit ist in der vorausgehenden Haltung Freispiegelabfluss vorhanden. ~~In den Schächten KS 1405 und KS 1113 beträgt der Einstau maximal ca. 15 cm. Dies ist bezogen auf die Fahrbahnoberkante der BAB A 8 unbedenklich.~~

4.2.1.3 Berechnung Steilleitungen ins Gosbachtal

Die Straßenoberflächenwässer aus dem Entwässerungsabschnitt 1.1, 1.2 und 1.3 werden in das Gosbachtal hinab geleitet. Aufgrund der großen Höhendifferenz zwischen BAB A 8 und Talsohle Gosbachtal (60 – 80 m) und der geringen Entwicklungslängen von ca. 150 m ergeben sich Sohlgefälle der Leitungen bis zu 90 %. Die Berechnung der Steilstrecken und des Lufteintrags erfolgt nach ~~DWA-A 110 ATV-DVWK-A-110~~. Im Ergebnis ergeben sich folgende Werte:

Steilstrecke Ostseite:

Zufluss gemäß hydraulischer Berechnung $Q = 1.680,0 \text{ l/s}$ ~~2094,9 l/s~~

Rohrdimension DN 700

Geschwindigkeit Wasser-Luft-Gemisch: $v_G \approx 16,4 \text{ m/s}$

Erforderliche Luftmenge für Belüftung: $Q_L \approx 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$

Steilstrecke Westseite:

Zufluss gemäß hydraulischer Berechnung $Q = 1.027,4 \text{ l/s}$ ~~1016,8 l/s~~

Rohrdimension DN 600

Geschwindigkeit Wasser-Luft-Gemisch: $v_G \approx 13,2 \text{ m/s}$

Erforderliche Luftmenge für Belüftung: $Q_L \approx 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Der Übergang auf die Rohrdimension der Steilleitung erfolgt kontinuierlich. Für die Ausreichende Belüftung der Steilstrecken werden Belüftungsbauwerke angeordnet.

4.2.1.4 Energieumwandlungsbauwerke im Gosbachtal

Am Ende der Steilleitungen werden entsprechende Energieumwandlungsbauwerke (Gegenstromtosbecken) angeordnet. Gegenstromtosbecken sind besonders für veränderliche Wassermengen, wie im vorliegenden Fall, geeignet, da die Energieumwandlung unabhängig von der Unterwassertiefe stattfindet. Zusätzlich werden die Fließgeschwindigkeiten bei starkem Gefälle ohne Absturzbauwerke vermindert. Das Bauwerk ist in seinen Abmessungen kompakt und daher wirtschaftlich herzustellen. Die Fließgeschwindigkeit wird für den nachfolgenden Entwässerungskanal gezielt reduziert. Ein „Zuschlagen“ der Entwässerungsleitung kann somit verhindert

werden. Eine ausreichende Belüftung ist durch die Konstruktion des Bauwerks sicherzustellen.

Die Angaben der Abmessungen dienen lediglich zur Orientierung. Diese Werte sind anhand von Modellversuchen an vergleichbaren Anlagen ermittelt worden. Für die Ausführung ist es jedoch ratsam, die Abmessungen anhand eines Modellversuches in einem Wasserbaulabor zu überprüfen (vgl. Unterlage 13.2, Blatt 18c und 19c).

4.2.1.5 Außengebietsentwässerung Albhochfläche und Bereich „Gosbachtalbrücke“

Berechnung Rückhaltevolumen „Versickerbecken Albhochfläche“

Die Berechnung erfolgt nach [den Technischen Regeln zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser 01/08 \(TR 1.1.08-BW\)](#), [DWA-A 138 ATV-DVWK-A-117 „Einfaches Verfahren“](#), [ATV-DVWK-A-138](#) und [RAS-Ew, Ausgabe 2005](#).

Einzugsgebiet des Entwässerungssystems

Eingangsgrößen:

Aus Berechnung (vgl. Unterlage 13.2, Blatt 10c):	$A_{E,red} = 5,2 \text{ ha } 5,1 \text{ ha}$
Versickerrate (gemäß RAS-Ew):	$k_f = 2 \text{ cm/h}$
Beckengrundfläche (Sickerfläche):	$A = 4.500 \text{ m}^2 4.220 \text{ m}^2$
Bemessung auf 100-jährliches 100-jähriges Ereignis, keine Notentlastung:	$n = 0,01$

Die Bemessung von Regenrückhalteräumen (RRR) erfolgt unter der Vorgabe von Regenspenden. Hierbei wird vereinfachend vorausgesetzt, dass die Häufigkeit der maßgebenden Regenspenden derjenigen Überschreitungshäufigkeit der RRR entspricht.

Für die Ermittlung der maßgebenden Dauerstufe D_m und der zugehörigen Regenspende wird das Rasterfeld 87/32 gemäß KOSTRA verwendet (vgl. Anhang 1).

Die Ermittlung des erforderlichen Retentionsraumes erfolgt zum besseren Verständnis auf tabellarischen bzw. graphischem Weg, indem zunächst die jeweiligen Zuflussganglinien als Summenlinie für alle variablen Regenereignisse im Bereich von r_5 bis r_{72h} auf Basis der Überschreitungshäufigkeit von $n = 0,01$ aufgetragen werden.

Diese hieraus resultierenden Regensummenlinien werden auf Basis der jeweiligen gebietsspezifischen Niederschläge mit A_{red} aus der hydraulischen Berechnung ermittelt.

Als nächster Schritt werden die einzelnen Zuflussganglinien mit der gewählten Abflussganglinie (limitierter Beckenabfluss $Q_{\text{ab}} = \text{konstant}$) überlagert, und man erhält entsprechend der jeweiligen gewünschten Überschreitungshäufigkeit den hierfür notwendigen Stauraumbedarf. Dieser berechnete Stauraum wird mit einem empirischen Korrekturfaktor $f_k = 1,2$ belegt, um dem Einfluss von Vorregen und Intensitätsverläufen natürlicher Ereignisse Rechnung zu tragen.

Randparameter für die Anwendung des Näherungsverfahrens:

- $n \geq 0,1/a$
- Regenanteil der Drosselabflussspende $q_{r,\text{red}} \geq 2 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$
- $A_{\text{E,K}} \leq 200 \text{ ha}$ (kanalisierte Einzugsgebietsfläche)

Berechnungstabelle 5: Sickerbecken für Außengebiete [an der Mautstation](#)

Ausgangswerte:	$A_{\text{red}} [\text{m}^2] = 51.635 \text{ } 51.048$	
	$k_f [\text{m/s}] = 5,50\text{E-}06$	
	$A_{\text{Becken}} [\text{m}^2] = 4.500 \text{ } 4.220$	(Sickerfläche)
	$Q_{\text{ab}} [\text{l/s}] = 24,75 \text{ } 23,21$	
	$f_z = 1,20$	
	$n = 0,01$	(100-jährliches 100-jähriges Ereignis)

T [min]	RN [l/(s*ha)]	V _{zu} [m³]	V _{ab} [m³]	V _{erf} [m³]	V _{erf} [m³] * f _z	Q _{zu} [l/s]
5	629,8	976	7,4	968,2	1.161,8	3.252,0
10	403,6	1250	14,9	1.235,5	1.482,7	2.084,0
15	311,1	1446	22,3	1.423,5	1.708,1	1.606,4
20	258,7	1603	29,7	1.573,3	1.887,9	1.335,8
30	199,4	1853	44,6	1.808,7	2.170,5	1.029,6
45	153,7	2143	66,8	2.076,0	2.491,2	793,6
60	127,8	2376	89,1	2.286,5	2.743,8	659,9
90	95,0	2649	133,7	2.515,2	3.018,3	490,5
120	77,0	2863	178,2	2.684,4	3.221,3	397,6
180	57,2	3190	267,3	2.922,5	3.507,0	295,4
240	46,4	3450	356,4	3.093,6	3.712,4	239,6
360	34,5	3848	534,6	3.313,2	3.975,9	178,1
540	25,7	4300	801,9	3.497,6	4.197,2	132,7
720	20,8	4640	1.069,2	3.570,5	4.284,6	107,4
1080	16,2	5420	1.603,8	3.816,6	4.580,0	83,6
1440	13,9	6201	2.138,4	4.062,8	4.875,3	71,8
2880	8,7	7763	4.276,8	3.485,8	4.183,0	44,9
4320	6,6	8833	6.415,2	2.418,1	2.901,7	34,1

$$V_{\text{vorh}} = 4950 \text{ m}^3 < V_{\text{erf}} = 4875 \text{ m}^3$$

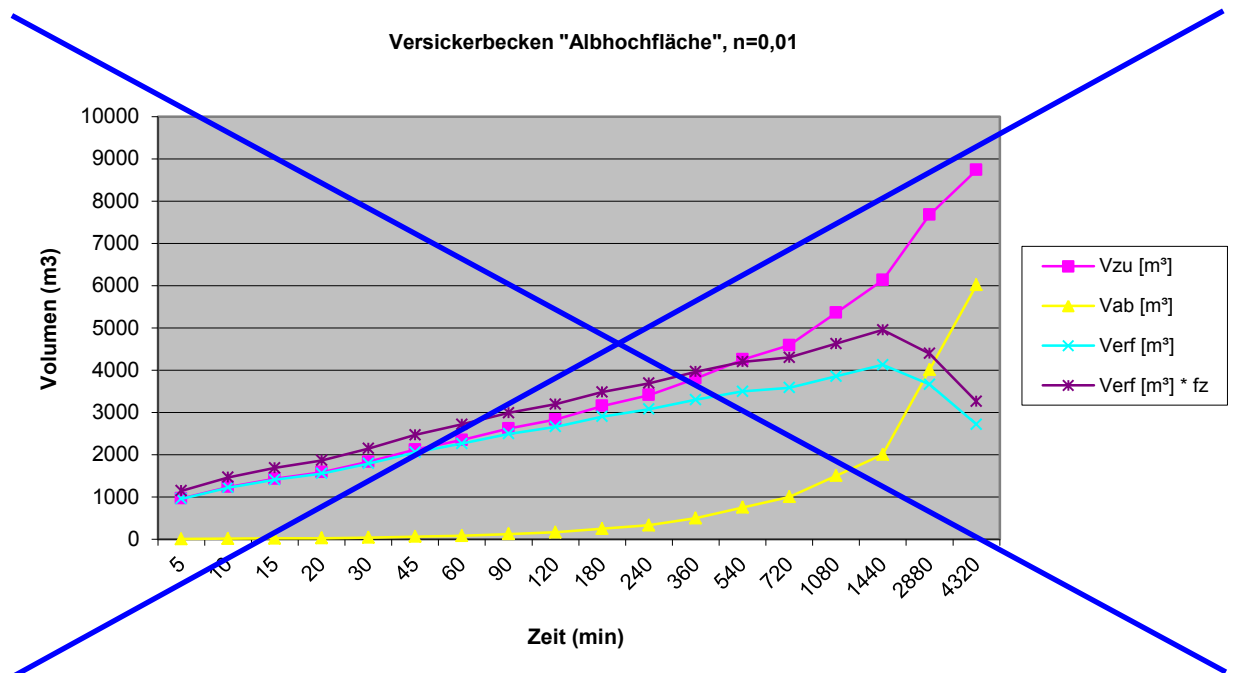
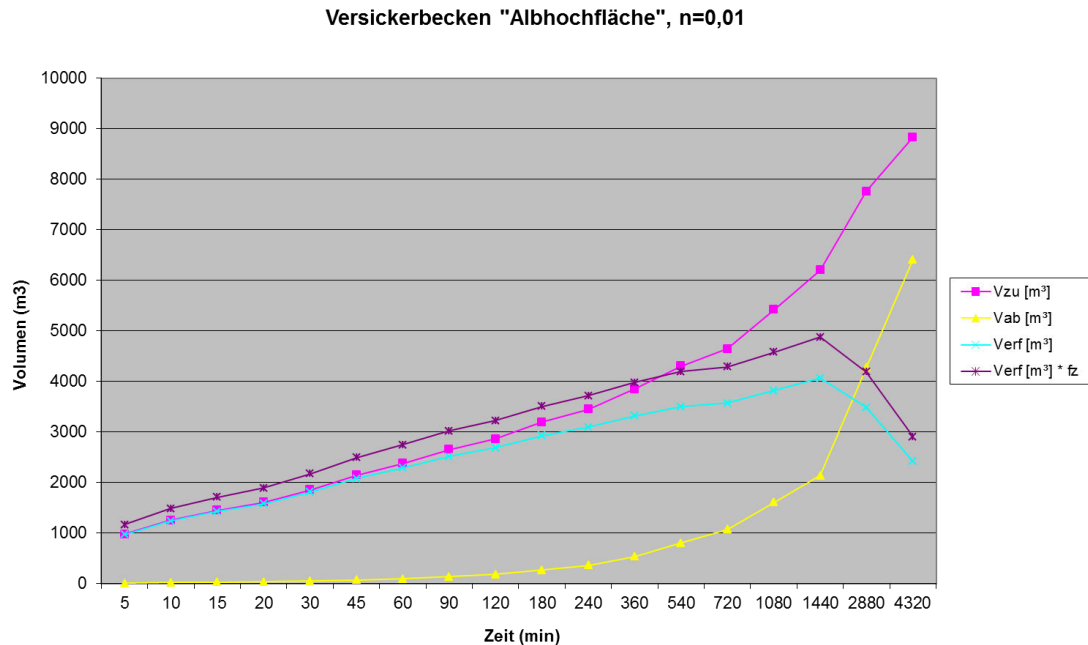
V_{vorh} aus Beckengeometrie.

T [min]	RN [l/(s*ha)]	V _{zu} [m³]	V _{ab} [m³]	V _{erf} [m³]	V _{erf} [m³] * f _z	Q _{zu} [l/s]
5	629,8	965	7,0	957,5	1.149,0	3.215,0
10	403,6	1236	13,9	1.222,3	1.466,7	2.060,3
15	311,1	1429	20,9	1.408,4	1.690,1	1.588,1
20	258,7	1585	27,9	1.556,9	1.868,3	1.320,6
30	199,4	1832	41,8	1.790,4	2.148,5	1.017,9
45	153,7	2118	62,7	2.055,8	2.466,9	784,6
60	127,8	2349	83,6	2.265,1	2.718,1	652,4
90	95,0	2619	125,3	2.493,4	2.992,1	485,0
120	77,0	2830	167,1	2.663,0	3.195,6	393,1
180	57,2	3154	250,7	2.902,9	3.483,4	292,0
240	46,4	3411	334,2	3.076,6	3.691,9	236,9
360	34,5	3804	501,8	3.302,8	3.963,3	176,1
540	25,7	4251	752,0	3.498,7	4.198,4	131,2
720	20,8	4587	1.002,7	3.584,3	4.301,2	106,2
1080	16,2	5359	1.504,0	3.854,8	4.625,8	82,7
1440	13,9	6131	2.005,3	4.125,3	4.950,4	71,0
2880	8,7	7674	4.010,7	3.663,7	4.396,4	44,4
4320	6,6	8733	6.016,0	2.716,9	3.260,2	33,7

$$V_{\text{vorh}} = 4950 \text{ m}^3 < V_{\text{erf}} = 4950 \text{ m}^3$$

V_{vorh} aus Beckengeometrie.

Diagramm 14



Für das Becken ist ein Volumen von $V_{\text{erf}} = 4.875 \text{ m}^3$ ~~4.950 m³~~ für $n = 0,01$ erforderlich. Der vorhandene Rückhalteraum weist ein Volumen von $V_{\text{vorh}} = 4.950 \text{ m}^3$ auf, der maximale Stau im Becken liegt bei 730,05 m ü. NN, die Beckensohle liegt dabei auf 728,95 m ü. NN. Die Straßentiefpunkte der am System angeschlossenen Straßen werden dabei nicht überflutet.

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Beckenabmessungen:

Versickerbecken:

Mittlere Sohlhöhe:	728,95 m ü. NN
Versickerrate:	$k_f = 2 \text{ cm/h}$
Beckengrundfläche (Sickerfläche):	$A = 4.500 \text{ m}^2$ 4.220 m²
Einstautiefe:	$t = 1,10 \text{ m}$
max. Stau Versickerbecken	730,05 m ü. NN
Volumen Versickerbecken	$V_{\text{vorh}} = 4.950 \text{ m}^3$
Wiederkehrzeit:	$n = 0,01$ (100 Jahre)

(vgl. Unterlage 13.2, Blatt 10ca bis 12ca)

Nachweise der Regenwasserbehandlung für die Kreisstraßen K 7324 und K 7407/
K 1447 und die Versickeranlage „Albhochfläche“ gemäß den Ergänzenden Festle-
gungen für die Anwendung der RiStWag in Baden-Württemberg

Ermittlung Bewertungspunkte für Gewässer:

Tabelle 1a bzw. 1b Ergänzende Festlegungen für die Anwendung der RiStWag in
Baden-Württemberg

durch Beckenaufbau keine direkte Verbindung zum Karstgrundwasserleiter
gewählt Wasserschutzzone IIIA (G 26): $G = 5$

Ermittlung Bewertungspunkte für Einflüsse aus Luft:

Tabelle 2

gewählt Verkehrsaufkommen unter 5000 Kfz/24h (L1): $L = 1$

Ermittlung Bewertungspunkte für Belastung der Fläche:

Tabelle 3

Alle Flächen außer Straßen (Mittelwert)

gewählt F1 (~~DWA-M 153~~ ~~ATV-DWK-M-153~~): $F = 5$

Straßen

gewählt Straßen bis 5000 Kfz/24h (F4): $F = 19$

Nachweis Versickerbecken „Albhochfläche“

Tabelle 6

Flächenanteil f_i		Luft L_i		Flächen F_i		Abflussbelastung B_i
$A_{u,i}$	f_i	Typ	Punkte	Typ	Punkte	$B_i = f_i \times (L_i + F_i)$
4,43 ha	0,852	L1	1	F1	5	5,11
4,33 ha	0,848					5,09
0,77 ha	0,148	L1	1	F4	19	2,81
	0,152					3,04
$\Sigma = 5,2 \text{ ha}$	$\Sigma = 1,0$	Abflussbelastung $B = \Sigma B_i$:				$B = 7,92 \text{ 8,43}$
Maximal zulässiger Durchgangswert $D_{\max} = G/B$						$D_{\max} = 5/7,92 \text{ 8,43}$ $= 0,631 \text{ 0,615}$
Vorgesehene Behandlung Versickerung in Becken 30 cm 20-cm bewachsener Oberboden (Typ O1,b) mit $D = 0,2$ (Typ D2,b) mit $D = 0,35$						

Nachweis Versickerung der Straßenoberflächenwässer über Bankette ins Gelände

$$B = F + L = 19 + 1 = 20$$

Vorgesehene Behandlung Versickerung durch 20 cm Oberboden, breitflächig (Typ D2,a) mit $D = 0,20$

Vorhandener Durchgangswert: $D_{\max} = G/B = 5/20 = 0,25 \geq D_{\text{vorh}} = 0,20$

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse**Versickerbecken:**

Zentrale Versickerung durch 30 cm 20-cm bewachsener Oberboden

Versickerung über Bankett (Kreisstraßen):

dezentrale Versickerung durch 20 cm bewachsener Oberboden

Nachweise der Durchlässe Albhochfläche

Berechnung als „hydraulisch langer“ Durchlass.

Berechnungsformel:

Aufstau z :

$$z = v^2/2g \times (\zeta_A + \zeta_E + \lambda \times L/D) - I_s \times L$$

Tabelle 7: Ausgangswerte zum Nachweis der Durchlässe:

$$r_{15;n=0,02} = 281,8 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$$

Durchlass	DN	A _{red} [m ²]	A _{red} [ha]	Q [l/s]	Einlauf [m]	Auslauf [m]	Länge [m]	Gefälle [‰]
1	400	1.271	0,127	35,82			12,00	10,0
2	400	62	0,006	1,75			12,00	10,0
3	400	1.590	0,159	44,81			12,00	32,0
4	500	4.380	0,438	123,43			12,00	10,0
5	400	2.207	0,221	62,19			12,00	10,0
6	600	11.145	1,115	314,07	735,71	735,41	15,00	20,0
7	500	15.700	1,570	442,43	732,80	732,60	20,00	10,0
8	1000	26.539	2,654	747,87	732,30	731,15	75,00	15,3
9	400	2.798	0,280	78,85			10,00	25,0
10	400	1.150	0,115	32,41			10,00	25,0
11	500	10.675	1,068	300,82			15,00	10,0
12	300	3.850	0,385	108,49	731,19	730,99	15,00	13,3
13	300	480	0,048	13,53			15,00	10,0
14	800	5.926	0,593	166,99			70,00	10,0

Durchlass	DN	A _{red} [m ²]	A _{red} [ha]	Q [l/s]	Einlauf [m]	Auslauf [m]	Länge [m]	Gefälle [‰]
1	400	1.271	0,127	35,82			12,00	10,0
2	400	62	0,006	1,75			12,00	10,0
3	400	1.590	0,159	44,81			12,00	32,0
4	400	4.380	0,438	123,43			12,00	10,0
5	400	2.207	0,221	62,19			12,00	10,0
6	500	11.145	1,115	314,07	735,71	735,41	15,00	20,0
7	500	15.700	1,570	442,43	732,80	732,60	20,00	10,0
8	1000	26.539	2,654	747,87	732,30	730,00	95,00	24,2
9	400	2.798	0,280	78,85			17,00	24,0
10	entfällt							
11	500	3.555	0,356	100,18			35,00	10,0
12	500	3.850	0,385	108,49	731,19	730,00	34,00	35,0
13	entfällt							
14	800	5.926	0,593	166,99			70,00	10,0

Tabelle 8: Nachweis der Durchlässe

Der Nachweis erfolgt mit dem 50-jährlichen 50-jährigen Regenereignis. Es wird der Aufstau (z) über dem Rohrscheitel für den Fall ermittelt, dass der Durchlass bereits voll eingestaut ist. Wenn $z < 0$ ist, erfolgt kein Aufstau.

Geringe Aufstauhöhen werden in Kauf genommen.

(Modell hydraulisch langer Durchlass)

Durchlaß	1	2	3	4	5	6	7
DN	400	400	400	500	400	500	500
Q [l/s]	35,82	1,75	44,81	123,43	62,19	314,07	442,43
l [m]	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	15,00	20,00
I_s [‰]	10,00	10,00	32,00	10,0	10,0	20,0	10,0
k/d	1,9E-03	1,9E-03	1,9E-03	1,5E-03	1,9E-03	1,5E-03	1,5E-03
A [m ²]	0,126	0,126	0,126	0,196	0,126	0,196	0,196
v [m/s]	0,29	0,01	0,36	0,63	0,49	1,60	2,25
v [m ² /s]	1,3E-06	1,3E-06	1,3E-06	1,3E-06	1,3E-06	1,3E-06	1,3E-06
RE	8,8E+04	4,3E+03	1,1E+05	2,4E+05	1,5E+05	6,2E+05	8,7E+05
λ	0,025	0,0415	0,0247	0,0236	0,0244	0,022	0,0219
z [m]	-0,11	-0,12	-0,37	-0,09	-0,10	-0,12	0,22

Durchlaß	8	9	10	11	12	13	14
DN	1000	400	400	500	300	300	800
Q [l/s]	747,87	78,85	32,41	300,82	108,49	13,53	166,99
l [m]	75,00	10,00	10,00	15,00	15,00	15,00	70,00
I_s [‰]	15,33	25,00	25,00	10,0	13,3	10,0	10,0
k/d	7,5E-04	1,9E-03	1,9E-03	1,5E-03	2,5E-03	2,5E-03	9,4E-04
A [m ²]	0,785	0,126	0,126	0,196	0,071	0,071	0,503
v [m/s]	0,95	0,63	0,26	1,53	1,53	0,19	0,33
v [m ² /s]	1,3E-06	1,3E-06	1,0E+00	1,3E-06	1,3E-06	1,0E+00	1,3E-06
RE	7,3E+05	1,9E+05	1,0E-01	5,9E+05	3,5E+05	5,7E-02	2,0E+05
λ	0,0188	0,0241	1,0241	0,0220	0,0227	1,0227	0,0208
z [m]	-1,05	-0,22	-0,16	0,02	0,03	-0,05	-0,69

Durchlaß	1	2	3	4	5	6	7
DN	400	400	400	400	400	500	500
Q [l/s]	35,82	1,75	44,81	123,43	62,19	314,07	442,43
l [m]	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	15,00	20,00
I _s [‰]	10,00	10,00	32,00	10,0	10,0	20,0	10,0
k/d	1,9E-03	1,9E-03	1,9E-03	1,9E-03	1,9E-03	1,5E-03	1,5E-03
A [m²]	0,126	0,126	0,126	0,126	0,126	0,196	0,196
v [m/s]	0,29	0,01	0,36	0,98	0,49	1,60	2,25
v [m²/s]	1,3E-06	1,3E-06	1,3E-06	1,3E-06	1,3E-06	1,3E-06	1,3E-06
RE	8,8E+04	4,3E+03	1,1E+05	3,0E+05	1,5E+05	6,2E+05	8,7E+05
λ	0,025	0,0415	0,0247	0,0236	0,0244	0,022	0,0219
z [m]	-0,11	-0,12	-0,37	-0,05	-0,10	-0,12	0,22

Durchlaß	8	9	10	11	12	13	14
DN	1000	400	entfällt	500	500		800
Q [l/s]	747,87	78,85		100,18	108,49		166,99
l [m]	95,00	17,00		35,00	34,00		70,00
I _s [‰]	24,21	24,00		10,0	35,0		10,0
k/d	7,5E-04	1,9E-03		1,5E-03	1,5E-03		9,4E-04
A [m²]	0,785	0,126		0,196	0,196		0,503
v [m/s]	0,95	0,63		0,51	0,55		0,33
v [m²/s]	1,3E-06	1,3E-06		1,3E-06	1,3E-06		1,3E-06
RE	7,3E+05	1,9E+05		2,0E+05	2,1E+05		2,0E+05
λ	0,0188	0,0241		0,0220	0,0227		0,0208
z [m]	-2,18	-0,37		-0,32	-1,15		-0,69

Bei dem Durchlass 7 erfolgt ein geringer Aufstau. Es erfolgt ein Rückstau ins angrenzende Gelände.

Alle Durchlässe sind für das 50-jährliche 50-jährige Regenereignis ausreichend leistungsfähig!

Nachweise Kaskaden und Durchlass im Gosbachtal

Das Einzugsgebiet für das Oberflächenwasser aus den Bereichen südwestlich der geplanten BAB A 8, der Gewanne „Birkhau, Sandhau und Efelhau“, werden über einen Graben und Kaskaden ins Gosbachtal westlich der geplanten BAB A 8 hinab ins Tal geleitet. Die Kreisstraße K 1447 wird mit einem Durchlass unterquert.

Die derzeitige Vorflut wird durch die Anlage des Autobahndammes zwischen Tunnel „Himmelsschleife“ und Gosbachtalbrücke Auffüllung „Amtalklinge“ unterbrochen. Als Ersatz wird ein Graben auf der Westseite der geplanten BAB A 8 angeordnet. Daran

anschließend folgen Kaskaden hinab ins Gosbachtal. Die K 1447 wird mit einem Durchlass unterquert.

Nachweis Graben

Einzugsgebiet siehe Unterlage 13.2, Blatt 6c

Einzugsgebiet: $A = 42,4$ ha

Abflussbeiwert Außengebiet $\phi = 0,1$

Regenspende (KOSTRA) $r_{15;n=0,02} = 281,8$ l/(s·ha) (50-jährliches 50-jähriges Ereignis)

Abflussmenge: $Q = A \times \phi \times r_{15;n=0,02} = 42,4 \times 0,1 \times 281,8 = 1.194,8$ l/s

Berechnung stationär, gleichförmiger Abfluss nach Gauckler-Manning-Strickler

$Q = v \times A$, mit

$$v = k_{st} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$k_{st} = 50$ (Flussbausteine)

Die Berechnung erfolgt tabellarisch

Tabelle 9: Ermittlung Fließtiefe Trapezquerschnitt

k	50 (Beiwert k_{st})
I	0,011 Gefälle dezimal
n	1,5 Böschungsneigung
s	1 Sohlbreite [m]

Fließtiefe	Q-Fläche	benetzter U.	hydr. Radius	Fließgeschw.	Abfluss
h (m)	A (m ²)	U (m)	R (m)	v (m/s)	Q (m ³ /s)
0,200	0,26	1,72	0,15	1,49	0,387
0,300	0,44	2,08	0,21	1,85	0,803
0,400	0,64	2,44	0,26	2,15	1,374
0,500	0,88	2,80	0,31	2,41	2,112
0,600	1,14	3,16	0,36	2,66	3,027
0,700	1,44	3,52	0,41	2,88	4,134
0,371	0,58	2,34	0,25	2,06	1,192

Fließtiefe $h = 37,1$ cm

Schleppspannungsnachweis:

$$\tau = \rho \times g \times R \times I$$

$$\tau = 1.000 \times 9,81 \times 0,25 \times 0,011 = 26,98 \text{ N/m}^2$$

Die vorhandene Befestigung des Gerinne mit Flussbausteine ist dem vorliegenden Abfluss mit $v = 2,06 \text{ m/s}$ bzw. $\tau = 26,98 \text{ N/m}^2$ ausreichend dimensioniert.

Nachweis Kaskaden:

Eingangsgrößen

Abflussmenge: $Q = 1.194,8 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$

Sohlbreite: $b = 2,00 \text{ m}$

Überfallbeiwert: $\mu = 0,50$

Berechnungsformel (Näherung als rechteckiges Gerinne):

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 \times Q}{2 \times \mu \times l \times \sqrt{2 \times g}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 \times 1,1948}{2 \times 0,50 \times 2,00 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{\ddot{u}} = 0,545 \text{ m}$$

D. h. vor dem ersten Absturz entsteht aufgrund der Überfallhöhe von 54,5 cm eine Staulinie in den Oberlauf. Die Länge der Staukurve wird anhand von Funktionswerten durch eine Näherung des Trapez-Gerinne durch ein Parabel-Gerinne abgeschätzt (Berechnung nach Wendehorst Seite 1185 und 1186)

Formel:

$$X = h_{\ddot{u}} / I_s \times (\varphi_R - \varphi_L)$$

$$\eta_R = 0,545 / 0,371 = 1,47;$$

$$\varphi_R = 0,5685$$

$$\eta_L = 1,01;$$

$$\varphi_L = -0,7110$$

$$x = 0,371 / 0,011 \times ((0,5685 - (-0,7110))) = 43,15 \text{ m}$$

Die Rückstaulinie liegt innerhalb des projektierten Gerinnes. Im Aufstaubereich tritt eine Fließverzögerung ein.

Nachweis Durchlass unter K 1447:

Eingangsgrößen

Abflussmenge: $Q = 1.194,8 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$

Rohr: DN 1400

Länge: $L = 17,0 \text{ m}$

Gefälle Durchlass: $I_s = 41,2 \text{ ‰}$

Querschnitt: $A = 1,539 \text{ m}^2$
 $\lambda = 0,02 \text{ (geschätzt)}$

Fließgeschwindigkeit: $v = 0,776 \text{ m/s}$

Berechnungsformel (hydraulisch langer Durchlass):

$$z = v^2/2g \times (\zeta_A + \zeta_E + \lambda \times L/D) - I_s \times L$$

$$z = 0,776^2/2 \cdot 9,81 \times (1,0 + 0,5 + 0,02 \times 17/1,4) - 0,412 \times 17,0$$

$$z = 0,05 - 7,00 = -6,95 \text{ m}$$

Es entsteht kein Aufstau vor dem Durchlass, die Kreisstraße wird nicht überflutet.

Nachweis Durchlass unter [Betriebsumfahrt Forstweg](#) Amtalklinge, ca. km 13+670:

Eingangsgrößen

Abflussmenge: $Q = 1.194,8 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$

Rohr: DN ~~1400~~ [1000](#)

Länge: $L = 17,5 \text{ m}$

Gefälle Durchlass: $I_s = 1,1 \text{ ‰}$

Querschnitt: $A = ~~1,54 \text{ m}^2~~ [0,785 \text{ m}^2](#)$
 $\lambda = 0,02 \text{ (geschätzt)}$

Fließgeschwindigkeit: $v = ~~1,52 \text{ m/s}~~ [1,22 \text{ m/s}](#)$

Berechnungsformel (hydraulisch langer Durchlass):

$$z = v^2/2g \times (\zeta_A + \zeta_E + \lambda \times L/D) - I_s \times L$$

$$z = 1,22^2/2 \cdot 9,81 \times (1,0 + 0,5 + 0,02 \times 17,5/1,0) - 0,011 \times 17,5$$

$$~~z = 1,52^2/2 \cdot 9,81 \times (1,0 + 0,5 + 0,02 \times 15/1,0) - 0,011 \times 15,0~~$$

$$z = 0,14 - 0,19 = -0,05 \text{ m}$$

$$z = -0,088 \text{ m}$$

⇒ Kein Überstau

4.2.1.6 Berechnung Rückhaltevolumen RRB „Fils“

Das RRB „Fils“ reduziert die Wassermenge, die in die Fils abgegeben wird. Der Auslauf ist auf $Q_{ab} = 300 \text{ l/s}$ dimensioniert (vgl. Kapitel 3.2).

Das Auslaufbauwerk reguliert den Ablauf aus dem Becken auf $Q = 300 \text{ l/s}$. Das Rückhaltebecken wird auf das ~~10-jährige~~ 20- bis 50-jährliche Regenereignis ausgelegt. Außer der Notentlastung im Auslaufbauwerk in die weiterführende Leitung Richtung Fils existiert eine zusätzliche Notentlastung in Form einer Absenkung der Deichoberkanten, um ein gezieltes Überfluten im Fall des Versagens des Auslaufbauwerkes zu ermöglichen.

Drosselabfluss für Bemessung Regenrückhalteraum: $Q_{ab} = 300 \text{ l/s}$

Folgende Berechnungsmethode wurde gewählt.

Die im Straßenbau übliche Berechnung der Beckenvolumina nach ~~DWA-A 117 (Dezember 2013, korrigierter Stand: Februar 2014), Kapitel 5.4 ATV-A-117 (März 2001) Kapitel 4.4~~, Einfaches Verfahren, wird hier aus Gründen des komplexen Einzugsgebietes und der großen Fließzeiten nicht verwendet. Durch die hintereinander geschalteten Becken „Triangel“ „~~Mautstation~~“ und „Fils“ und die Hebeanlage „AS Hohenstadt“ „~~Mautfreier Anschluss Albhochfläche~~“ lässt sich zur Ermittlung der Beckenvolumina dieses vereinfachte Verfahren nicht anwenden. Zur Anwendung kommt das Verfahren, bei dem für die zu untersuchenden Niederschläge die entsprechende Zuflussganglinie am Beckenzufluss berechnet wird (hydrologisches Berechnungsmodell) und mit der Abflussganglinie überlagert wird. Die Abflussganglinie wird vereinfachend als wasserstandsunabhängig konstant angenommen. Diese lässt sich über ein geeignetes Drosselorgan, wie z. B. ein Wirbelventil, annähernd erreichen. Die Differenz zwischen Zufluss und Abfluss integriert über die Zeit ergibt dann das erforderliche Volumen der Rückhalteinlage.

Mathematische Schreibweise: $V = \int Q_{zu}(t) dt - \int Q_{ab}(t) dt$

Um bei diesem Verfahren eventuelle Vorregenereignisse berücksichtigen zu können, wird wie nach ~~DWA-A 117 (Dezember 2013, korrigierter Stand: Februar 2014), Kapitel 5.4 ATV-A-117 (März 2001) Kapitel 4.4~~, Einfaches Verfahren, das errechne-

te Beckenvolumen mit einem Zuschlagsfaktor von $f_z = 1,2$ versehen. Die Fließzeit ist über die Translation in der hydraulischen Berechnung bereits in den Zuflussganglinien berücksichtigt ($f_A = 1,0$). Das Hebewerk wird für das jeweilige Regenereignis vereinfachend über die daran angeschlossene Einzugsgebietsfläche berücksichtigt. D. h. als wirksamer Abfluss, des Hebewerks wird lediglich die über das Einzugsgebiet des Hebewerks erzeugte Wassermenge berücksichtigt und nicht der über die gesamte Berechnungszeit maximale Förderstrom des Hebewerks. Die Förder- und Stillstandszeiten des Hebewerks sind damit nicht abgebildet. Der Gesamtabfluss aus dem Hebewerk wird über die vorgegebene Regendauer als Mittelwert berücksichtigt.

Die Berechnungsergebnisse sind in den Diagrammen 15 bis 23 wiedergegeben. Die Berechnung Rückhaltevolumen erfolgt nach [DWA-A 117 \(Dezember 2013, korrigierter Stand: Februar 2014\)](#) ~~ATV-DVWK-A-117~~ unter Berücksichtigung der Zufluss- und Abflussganglinie (Funktion $Q(t)$).

Diagramm 15

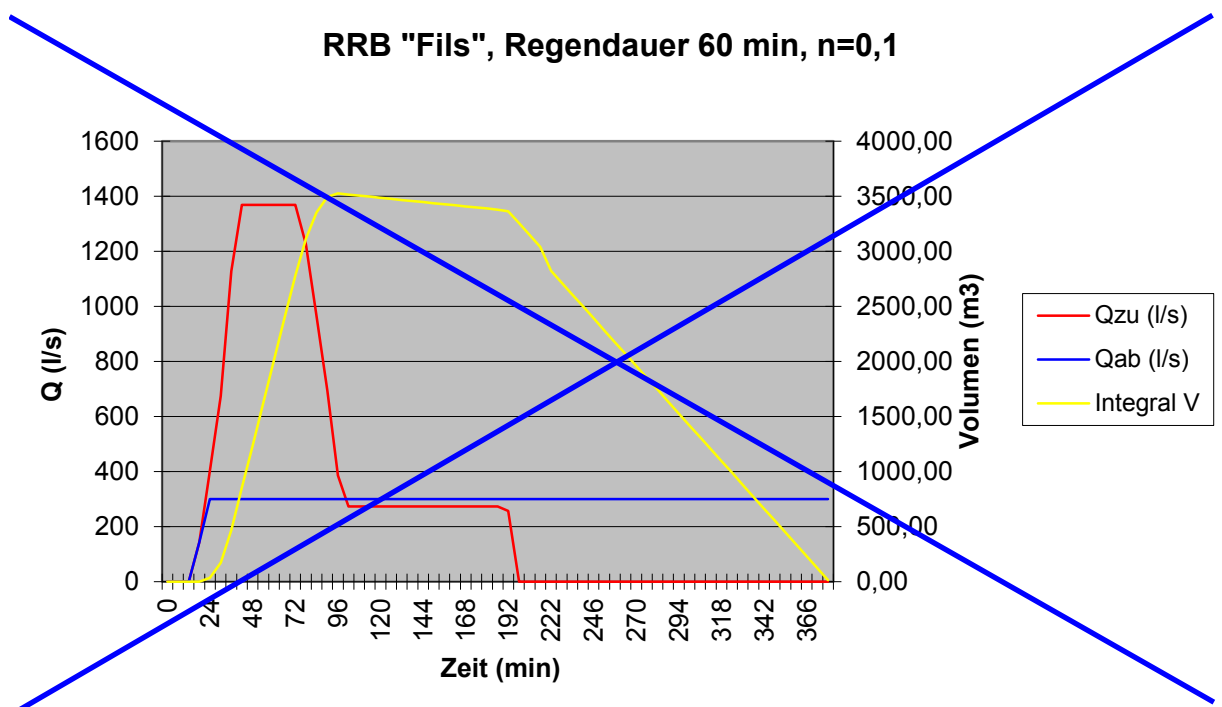
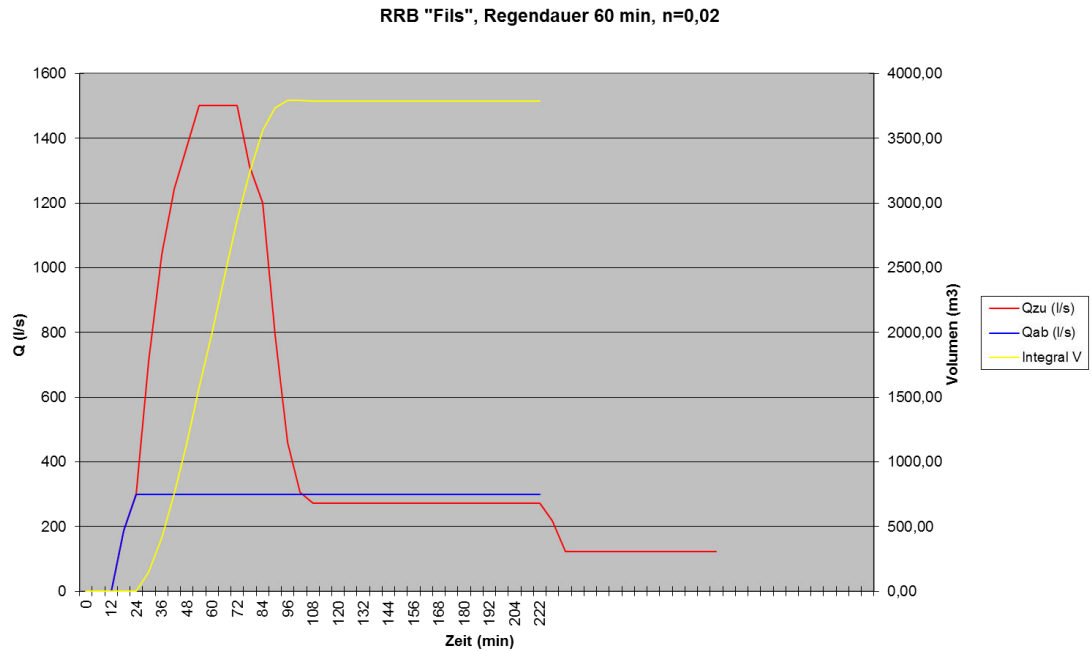


Diagramm 16

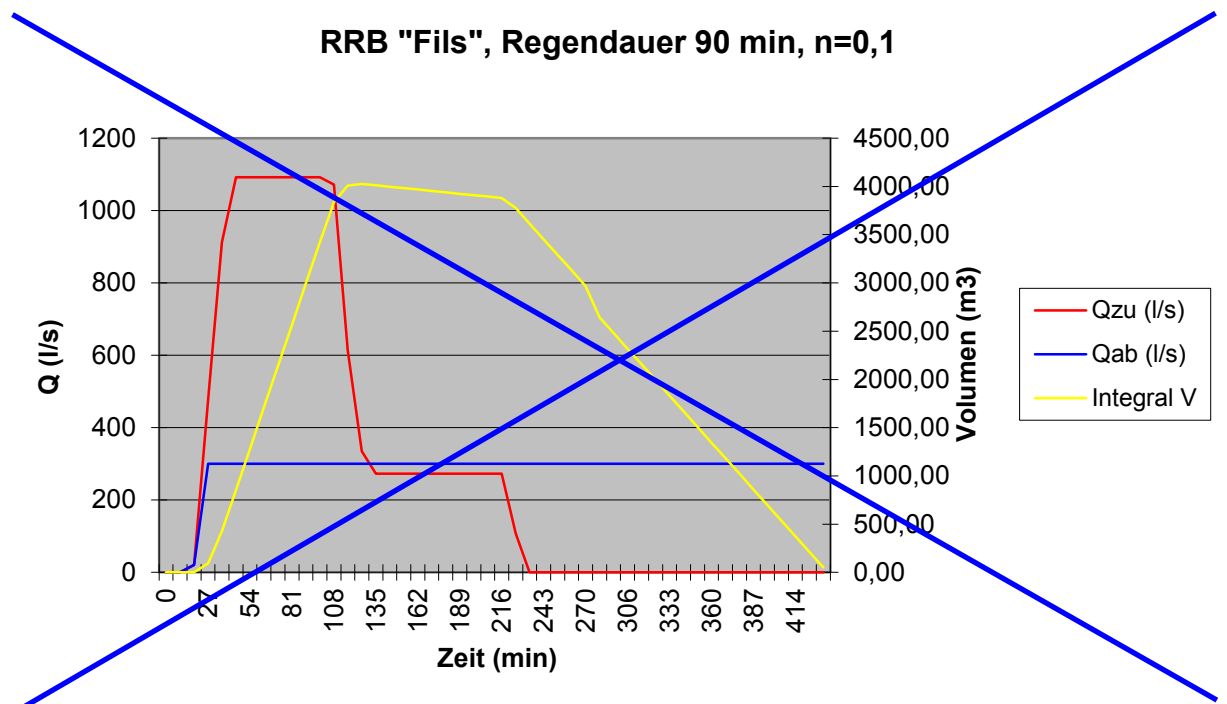
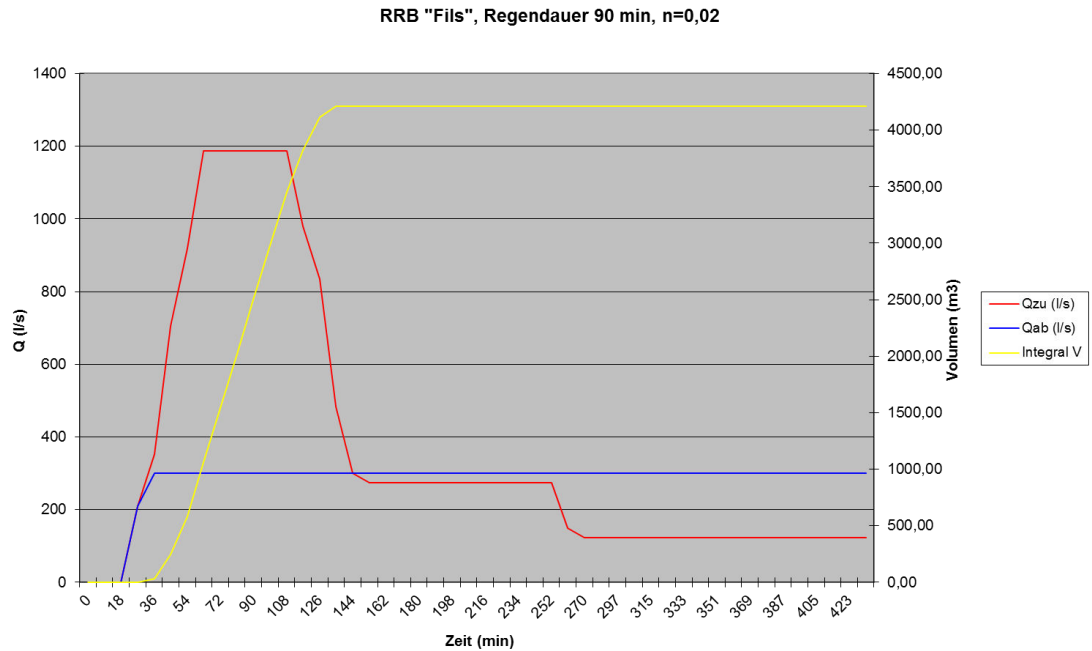
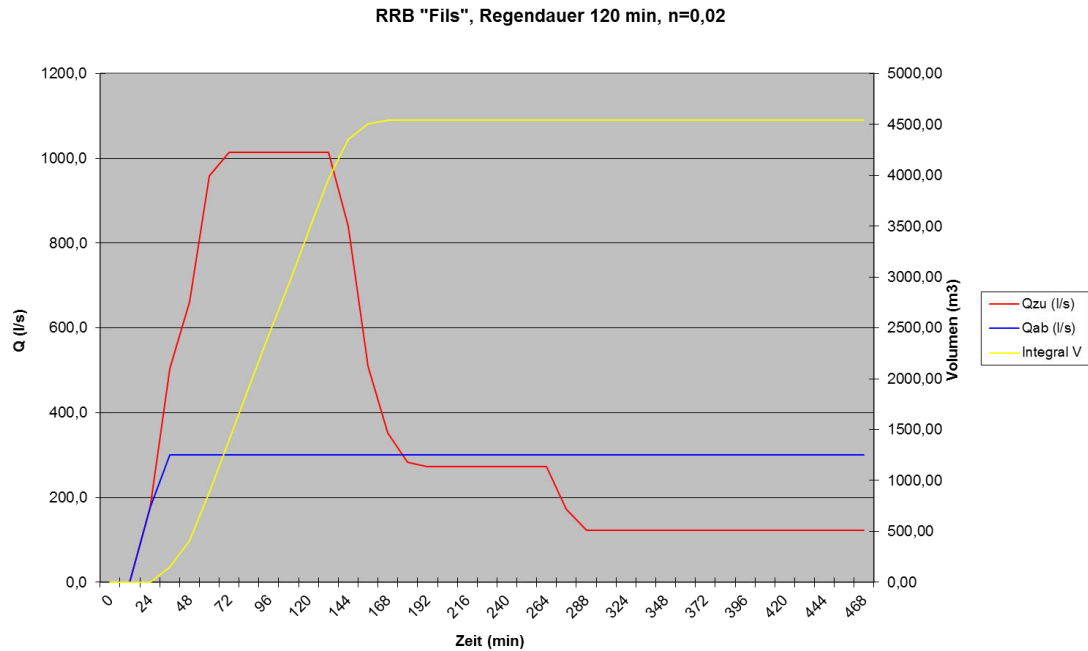


Diagramm 17



RRB "Fils", Regendauer 120 min, $n=0,1$

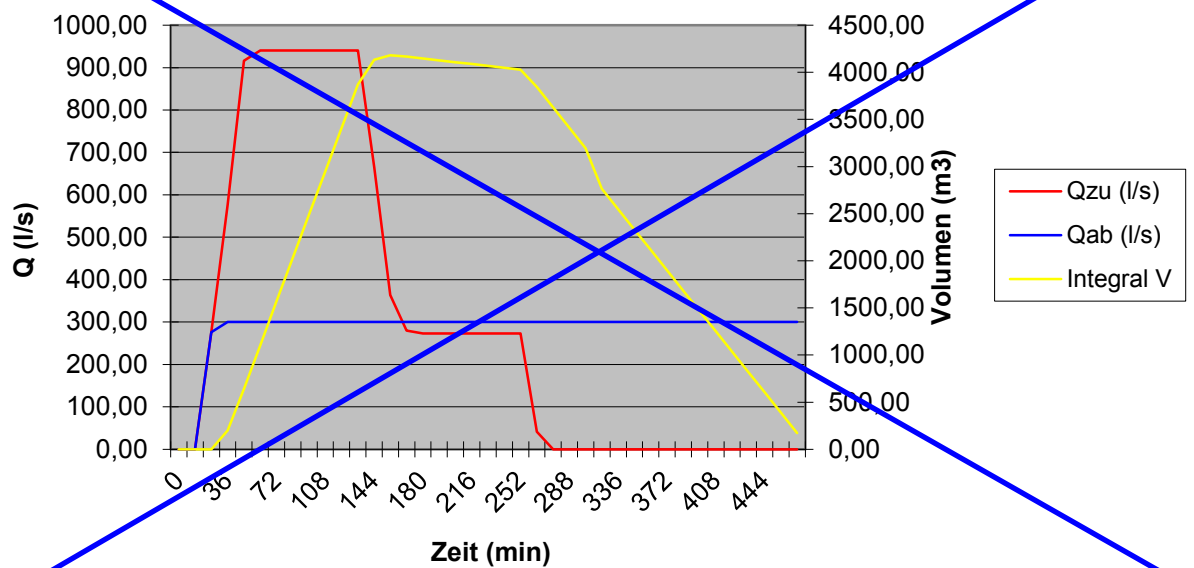
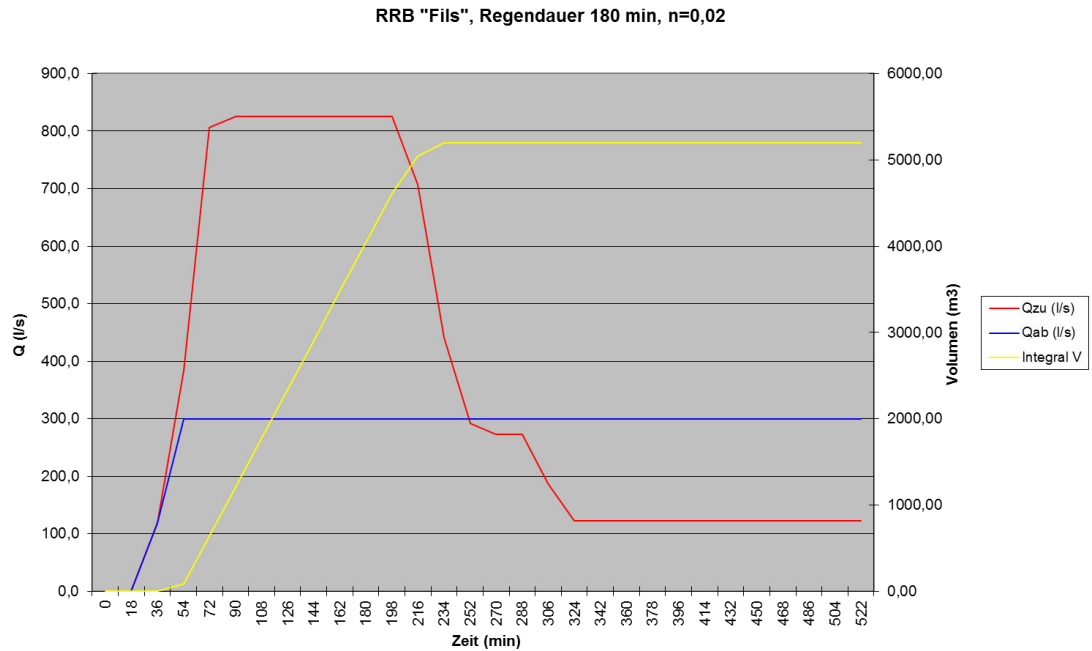


Diagramm 18



RRB "Fils", Regendauer 180 min, $n=0,1$

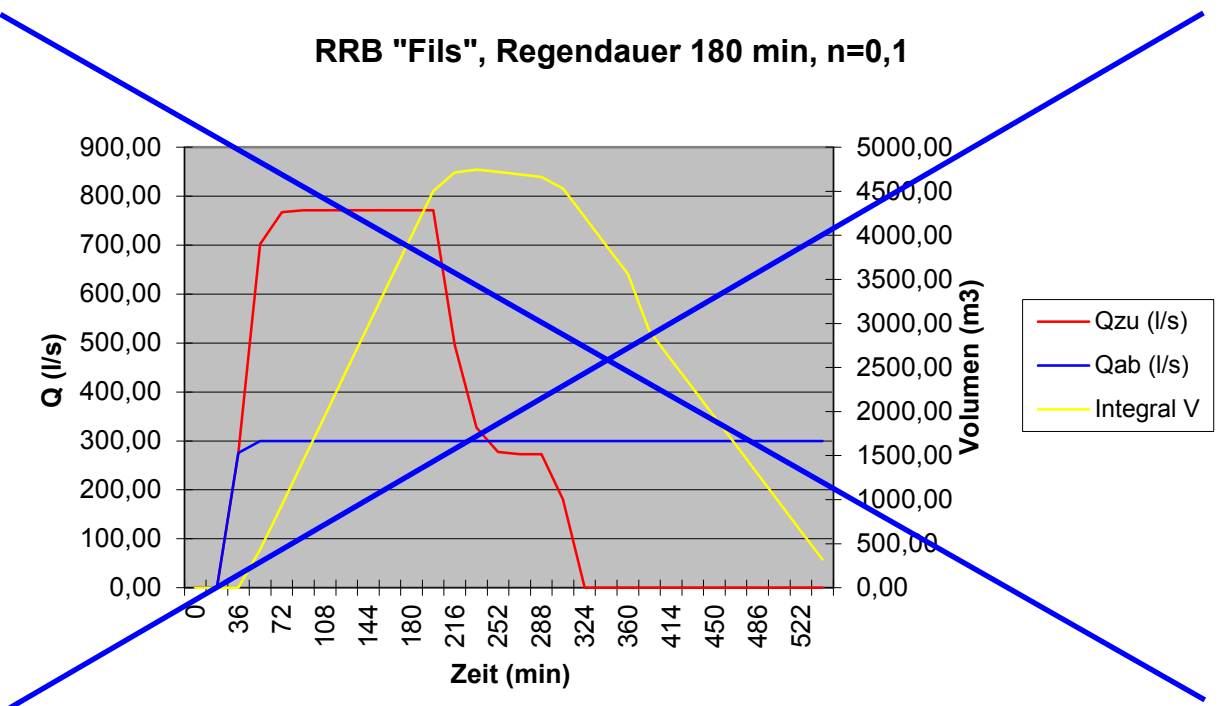


Diagramm 19

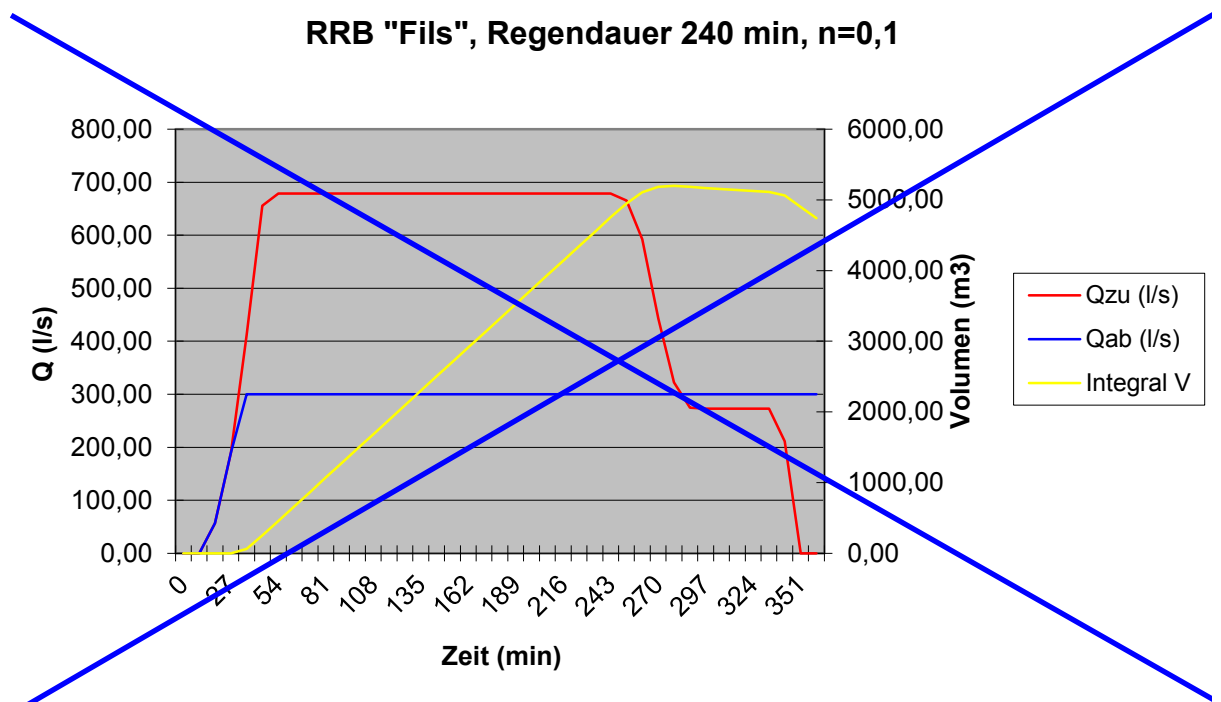
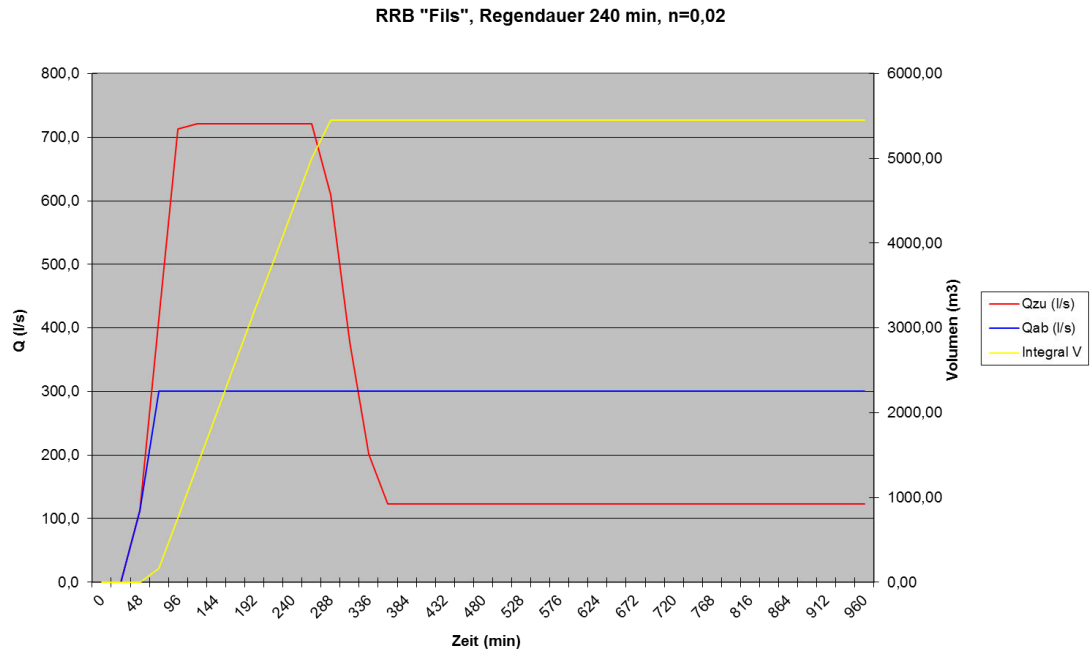
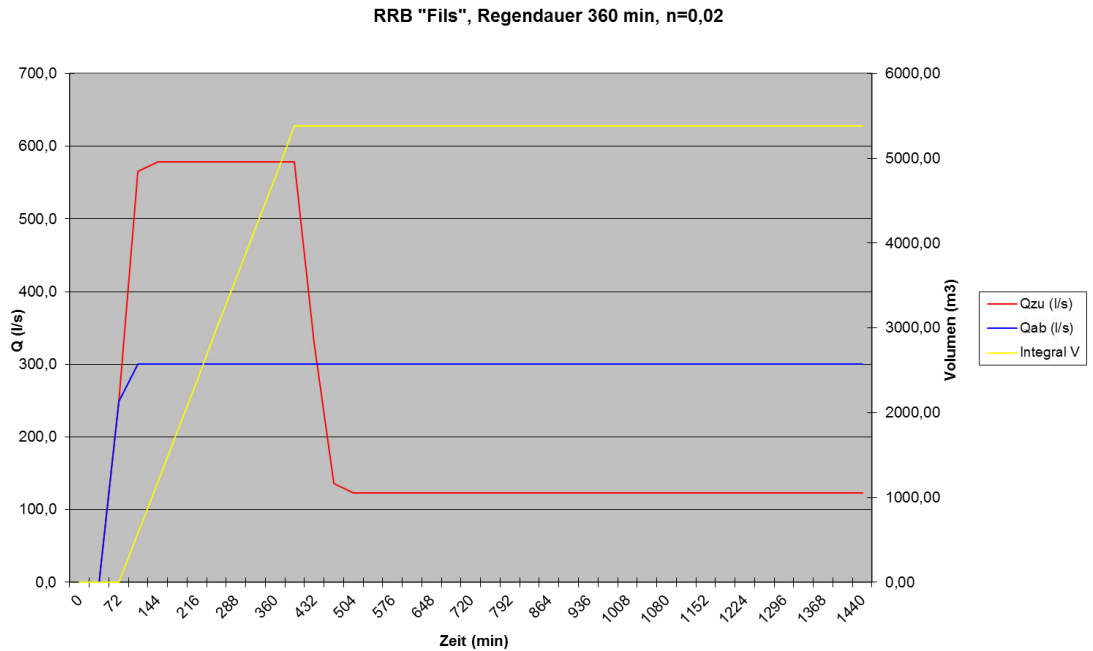


Diagramm 20



RRB "Fils", Regendauer 360 min, $n=0,1$

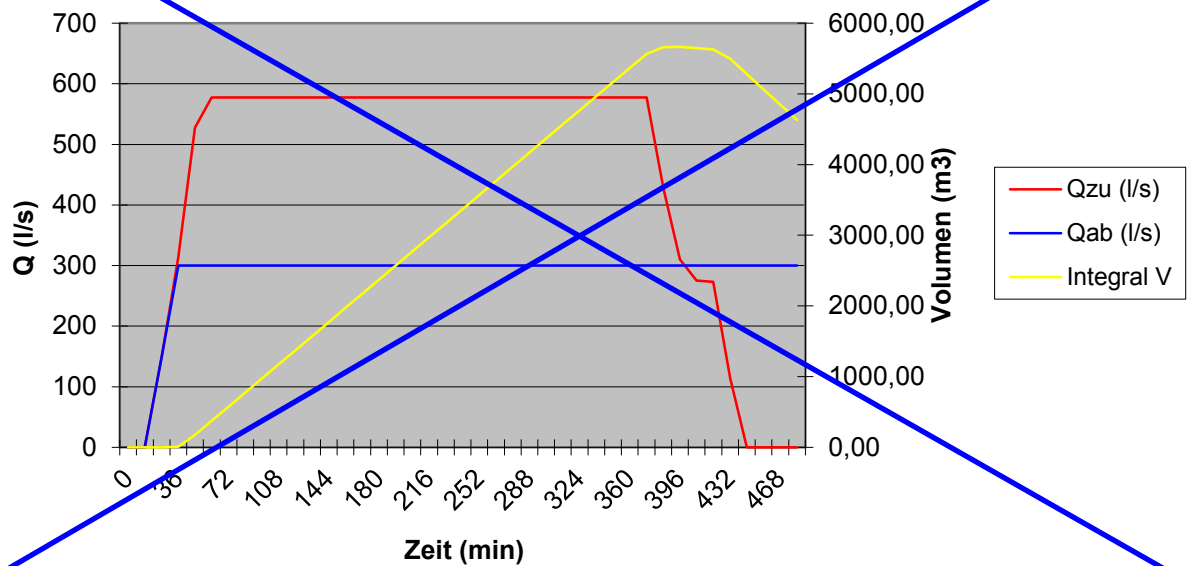


Diagramm 21

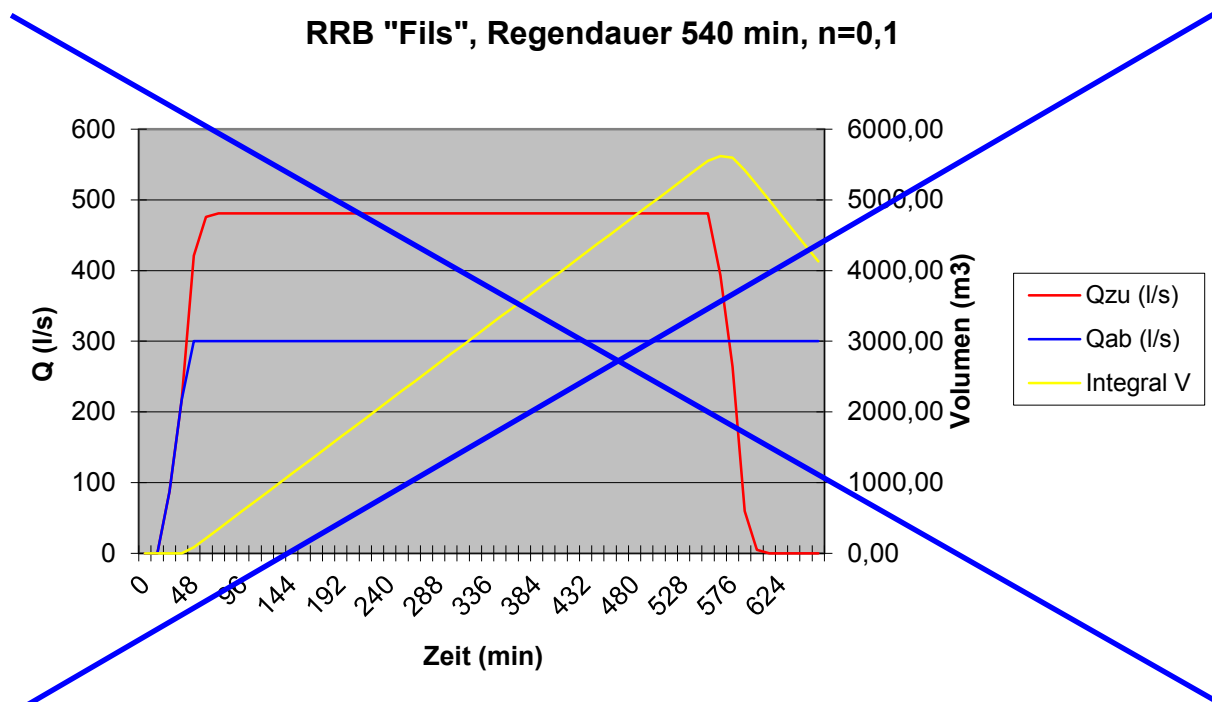
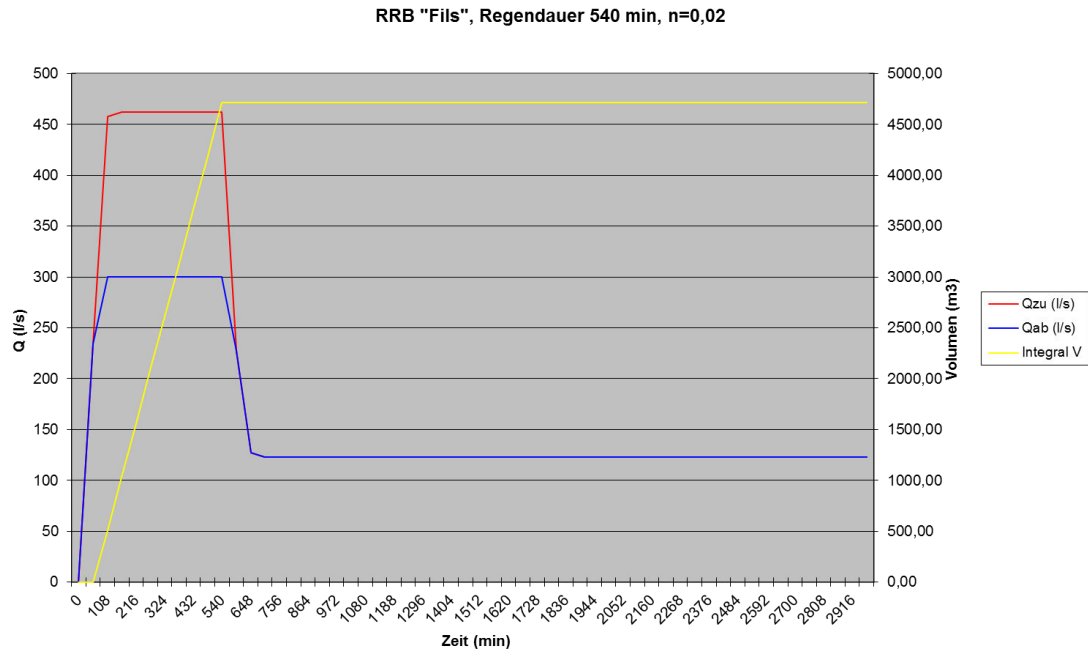
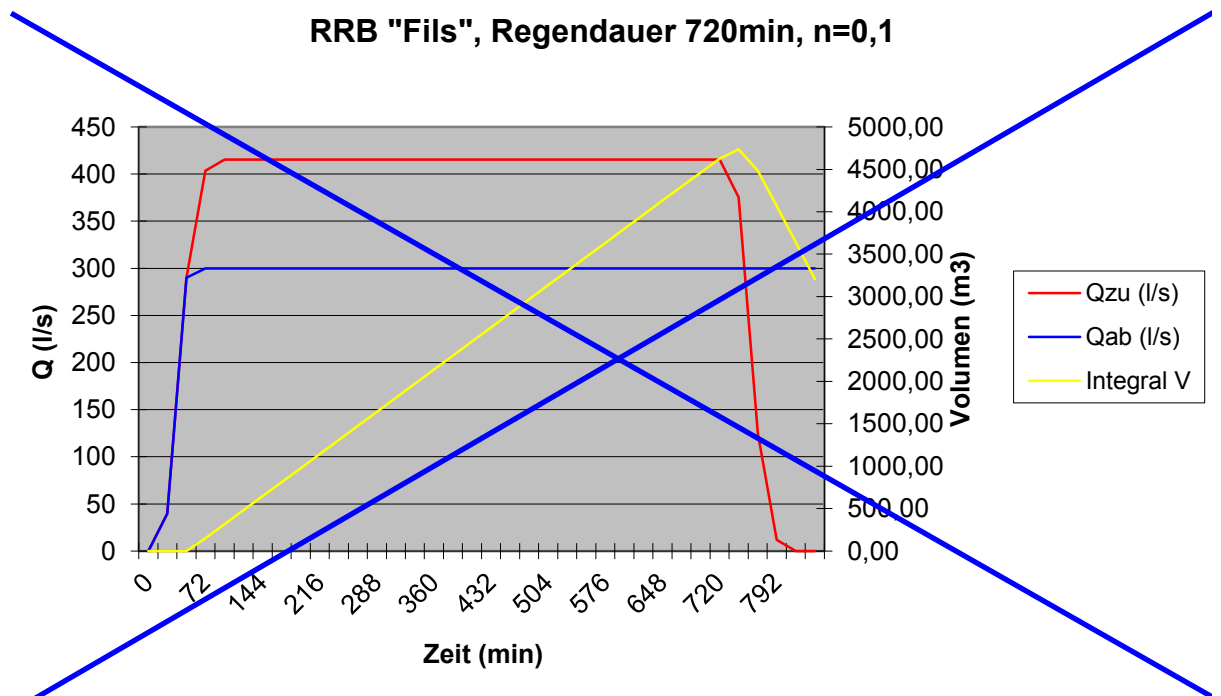
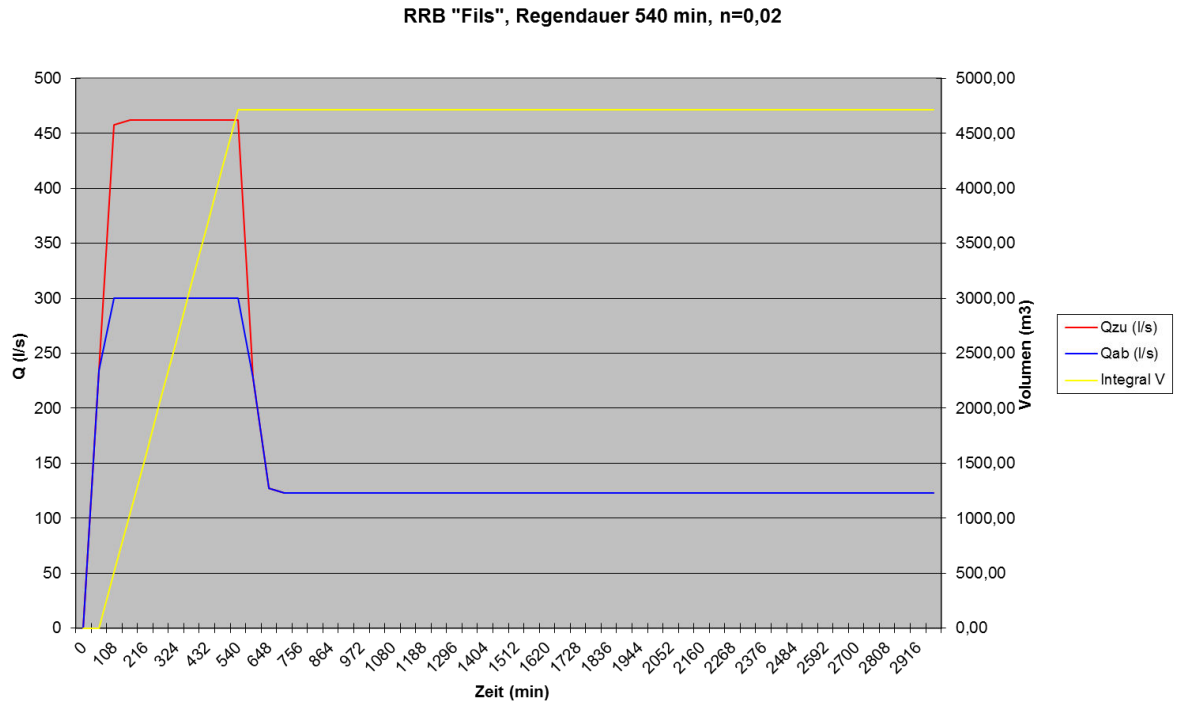


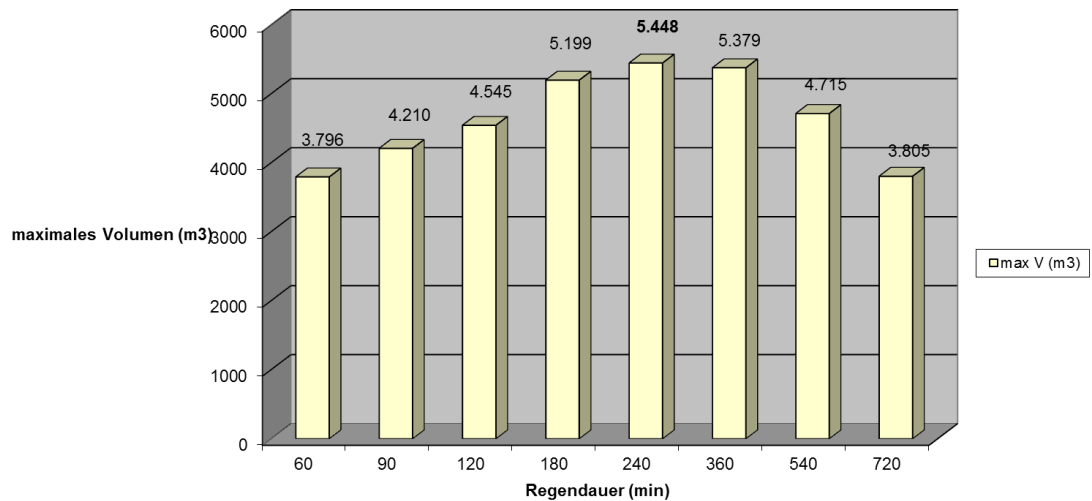
Diagramm 22



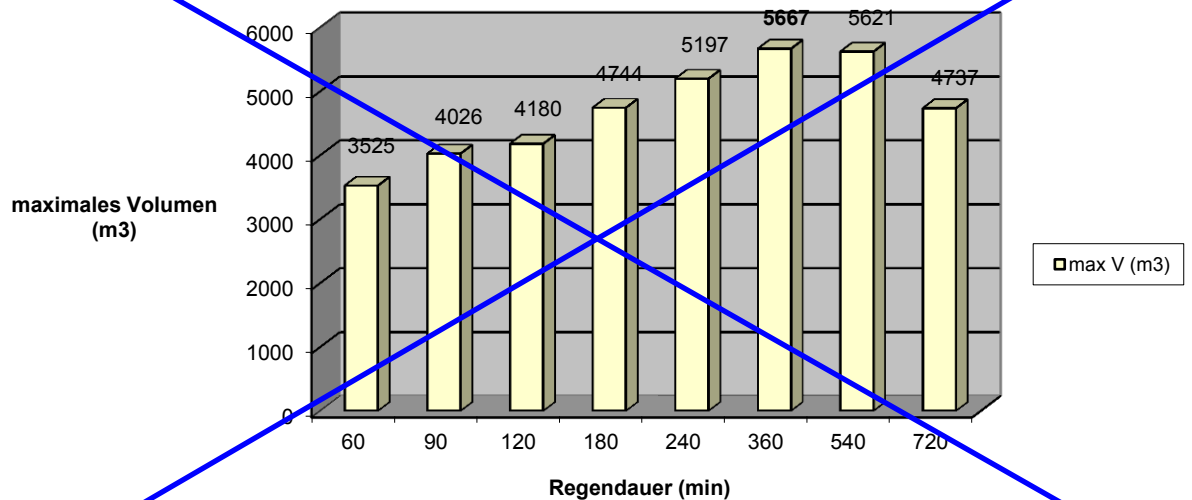
Übersicht der maximalen Stauraumvolumen

Diagramm 23

RRB "Fils", Übersicht Rückhaltevolumen, $n=0,02$



RRB "Fils", Übersicht Rückhaltevolumen, $n=0,1$



Wie aus dem Diagramm 23 ersichtlich entsteht für die Niederschlagsdauer von $D = 240 \text{ min}$ ~~$T = 360 \text{ min}$~~ ein Maximum von $V = 5.448 \text{ m}^3$ ~~5.667 m^3~~ . Durch Berücksichtigung von dem Zuschlagsfaktor $f_z = 1,2$ ergibt sich der erforderliche Staurauminhalt zu:

$$V_{\text{erf}} = 5.448 \times 1,2$$

$$V_{\text{erf}} = 6.540 \text{ m}^3 < V_{\text{vorh}} = 7.900 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{erf}} = 5.667 \times 1,2$$

$$V_{\text{erf}} = 6.800 \text{ m}^3 < V_{\text{vorh}} = 7.900 \text{ m}^3$$

Nachweis vorhandenes Beckenvolumen:

Mittlere Sohlhöhe RRB	531,00 m ü. NN
Stauziel RRB (Notentlastung)	532,75 m ü. NN
maximaler Stau RRB	533,00 m ü. NN
Mittlere Beckentiefe	$t = 2,00 \text{ m}$
RRB: Grundfläche	$A_u = 3.640 \text{ m}^2$
Grundfläche in halber Höhe	$A_m = 4.310 \text{ m}^2$
Grundfläche auf max. Stauhöhe	$A_o = 5.030 \text{ m}^2$
Stützeinschüttung	$A_u = 550 \text{ m}^2$
	$A_m = 370 \text{ m}^2$
	$A_o = 190 \text{ m}^2$

Formel Prismaoid:

$$V = V_{\text{RRB}} - V_{\text{Stütze}}$$

$$V = h/6 \times (A_u + 4 \times A_m + A_o) - h/6 \times (A_u + 4 \times A_m + A_o)$$

$$V_{\text{max}} = 2,00/6 \times (3.640 + 4 \times 4.310 + 5.030) - 2,00/6 \times (550 + 4 \times 370 + 190) = 7.897 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{max}} = 1,75/6 \times (3.640 + 4 \times 4.310 + 5.030) - 1,75/6 \times (550 + 4 \times 370 + 190) = 6.910 \text{ m}^3$$

(Volumen bei Anspringen des Notüberlaufs)

Dieses Becken ist als Durchlaufbecken konzipiert, das heißt, alle anfallenden Wasser werden durch das RRB geleitet. Beträgt der Zufluss zum Becken mehr als $Q = 300 \text{ l/s}$, beginnt sich das Becken einzustauen (vgl. Unterlage 13.2, Blatt 20ca bis 23ca). Der Auslauf wird über ein Auslaufbauwerk, integriert in die Eindeichung, mit Wirbelventil reguliert, das gegenüber dem Wasserstand im Rückhaltebecken relativ konstante Abflüsse erzeugt und dabei auf bewegliche Teile bzw. Steuerungstechnik verzichtet.

Da das Becken auf das ~~10-jährliche~~ ~~10-jährige~~ Regenereignis ausgelegt ist, wird der Notüberlauf hydraulisch auf das ~~100-jährliche~~ ~~100-jährige~~ Regenereignis dimensioniert.

Bemessung Notüberlauf RRB:

Der Notüberlauf des RRB ist für die maximale Wassermenge zu bemessen. Diese Wassermenge wird anhand der Berechnung des erforderlichen Rückhaltevolumens für das ~~100-jährliche~~ ~~100-jährige~~ Ereignis ermittelt.

Diagramm 24

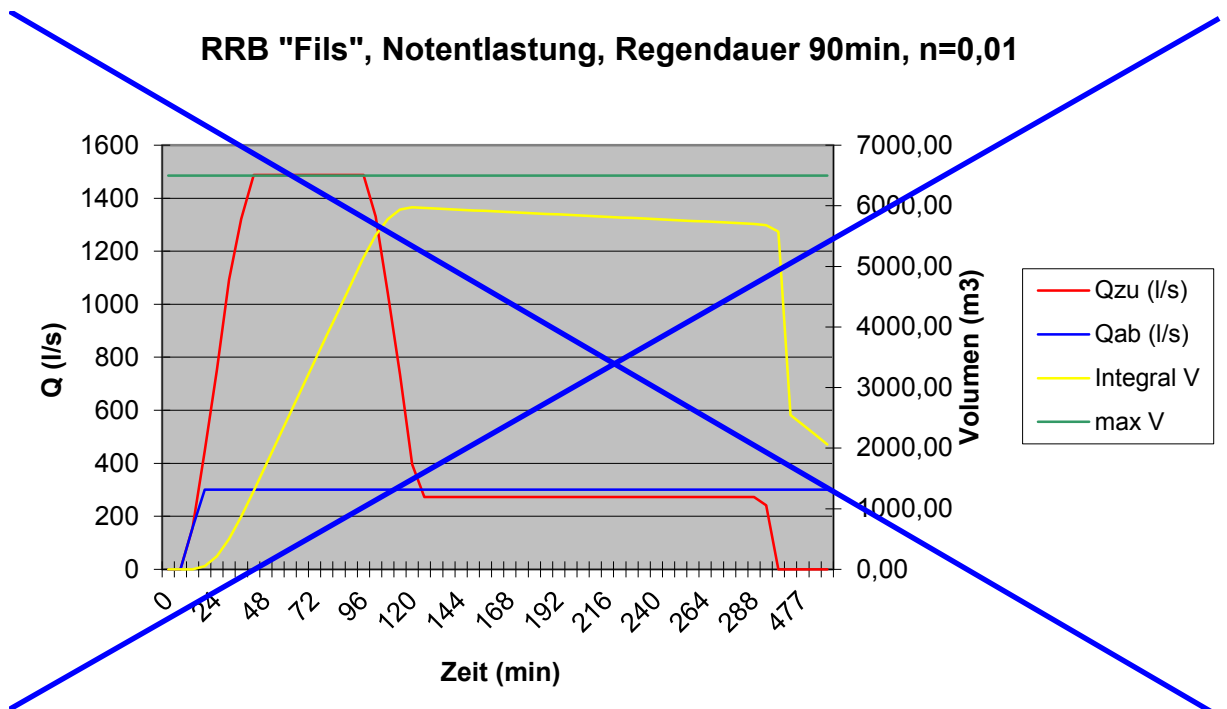
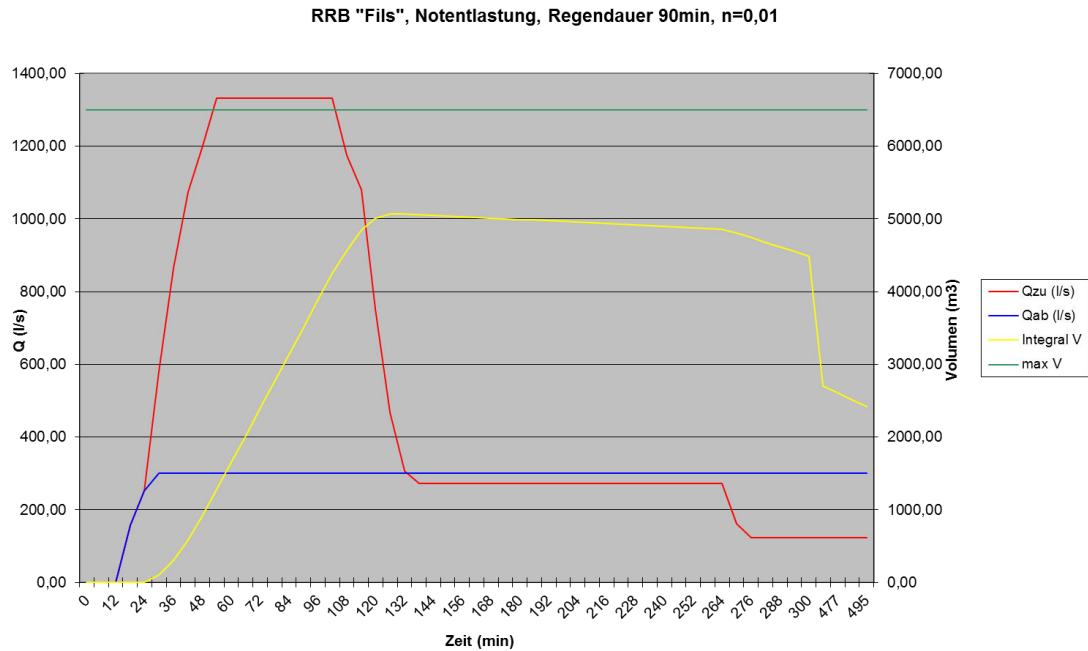
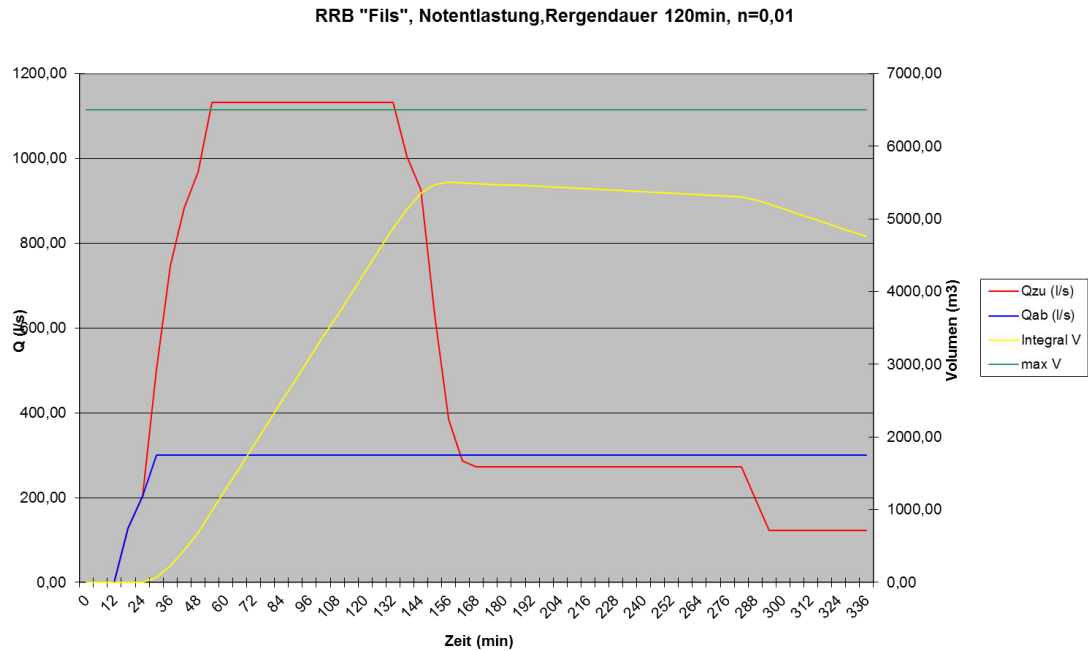


Diagramm 25



RRB "Fils", Notentlastung, Regendauer 120min, $n=0,01$

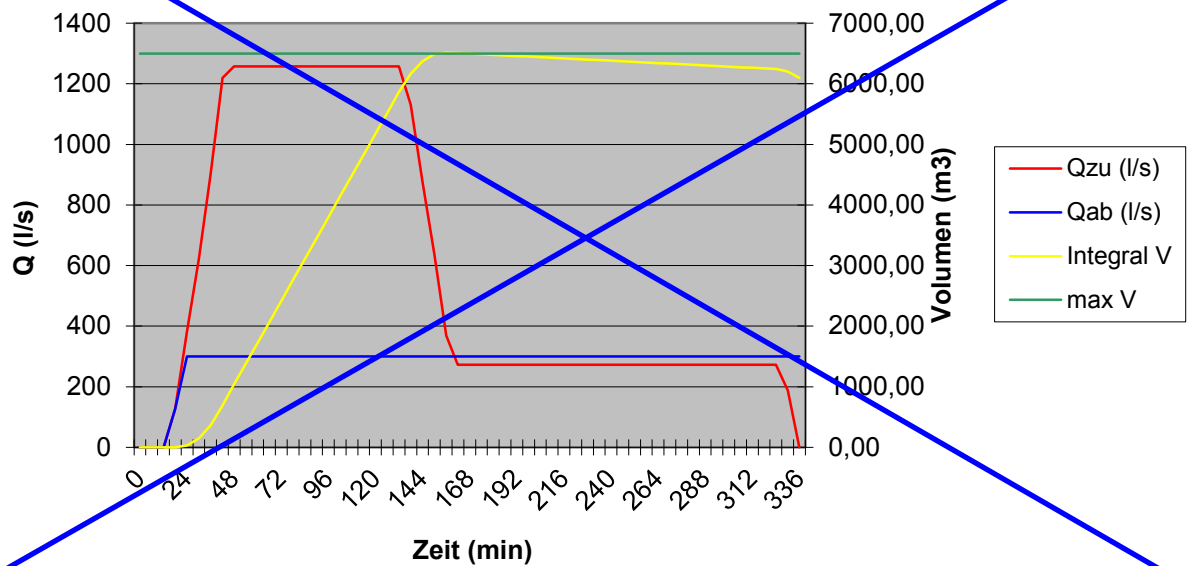


Diagramm 26

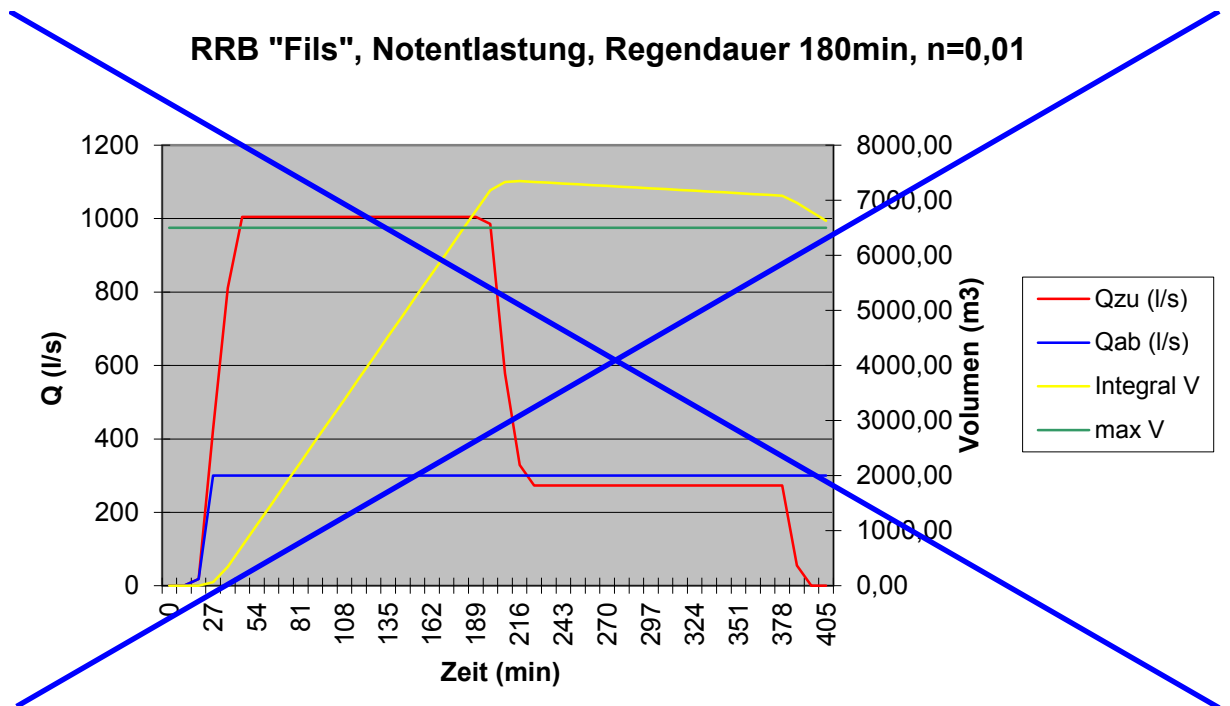
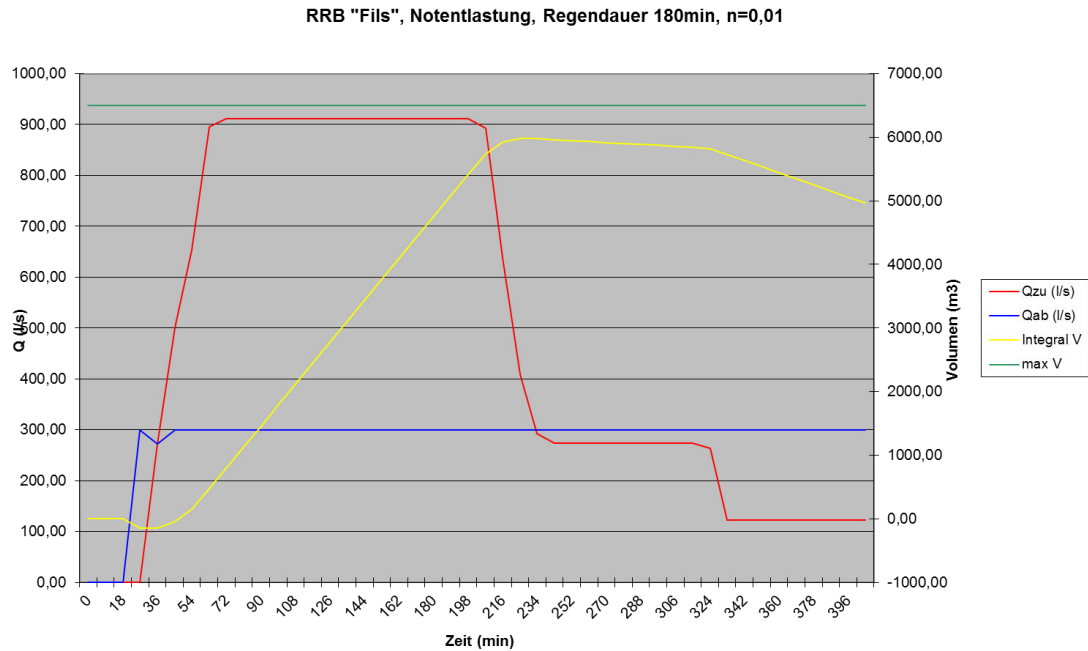


Diagramm 27

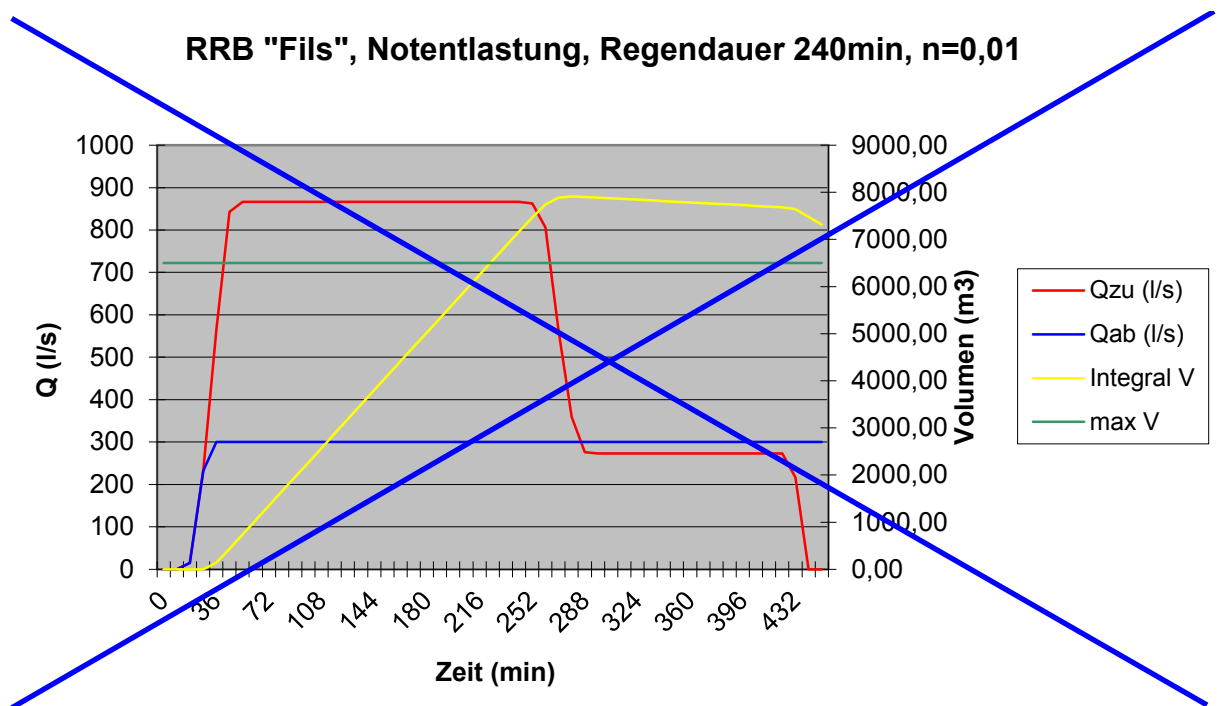
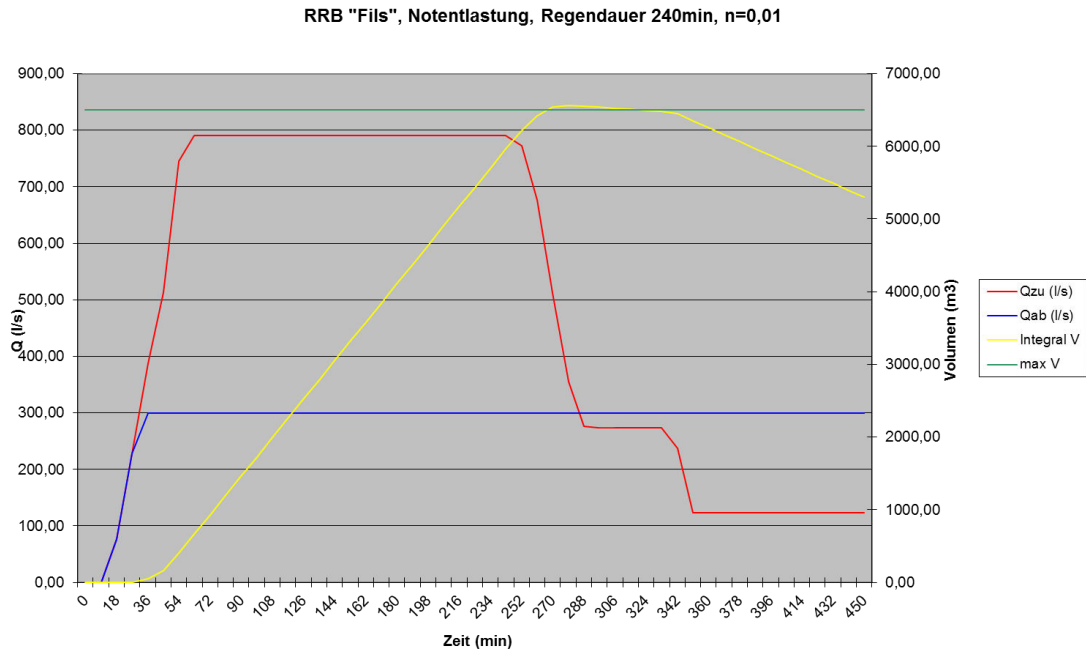


Diagramm 28

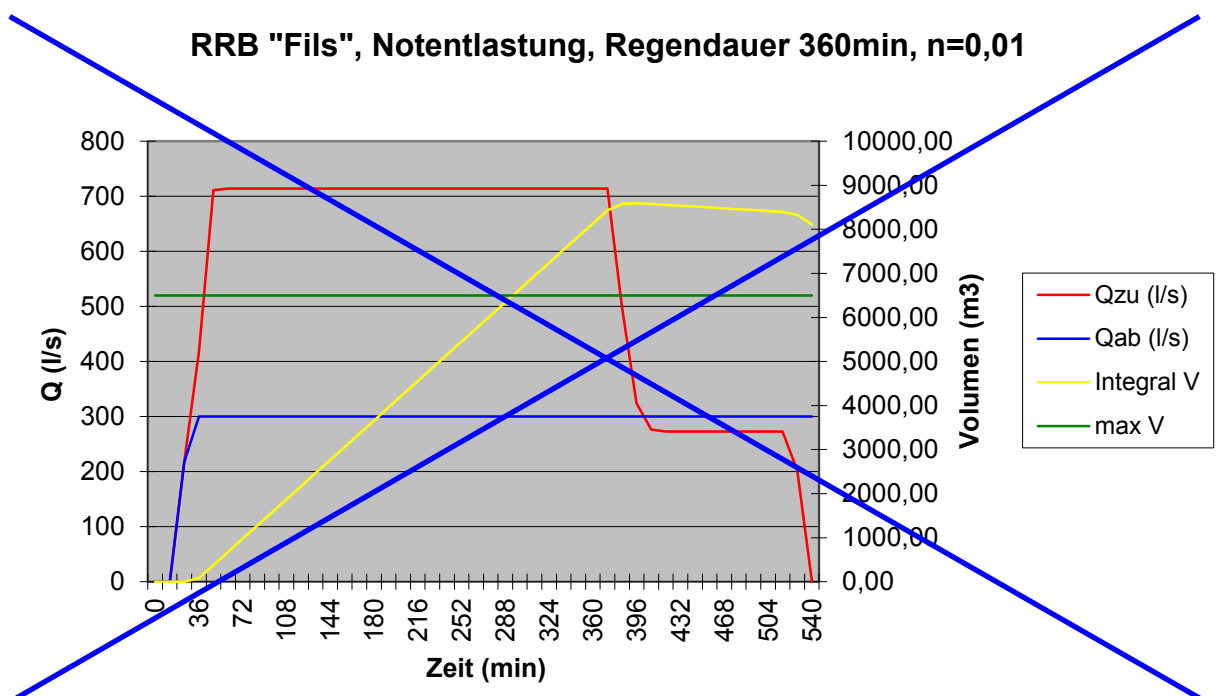
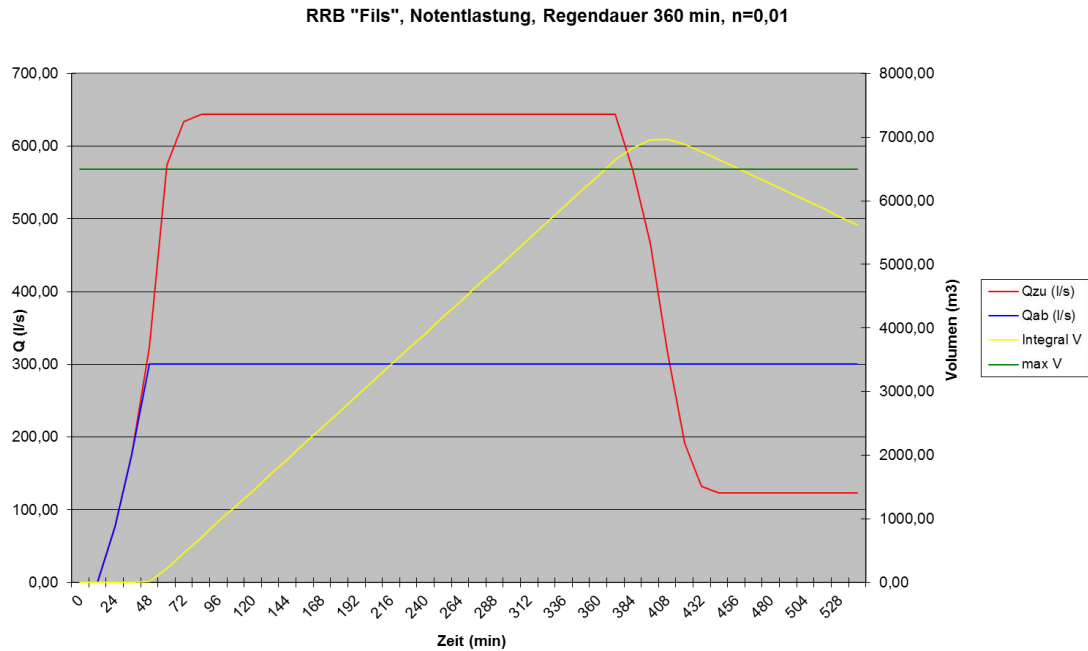
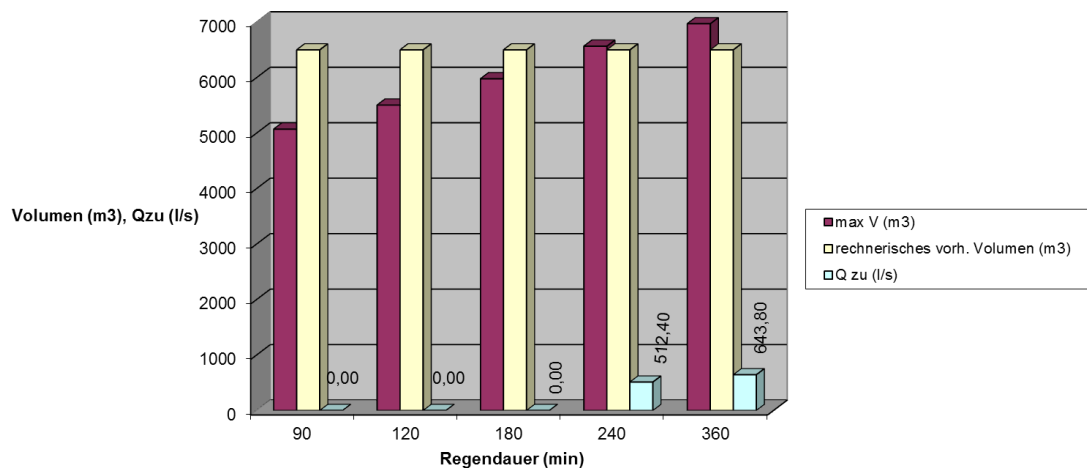
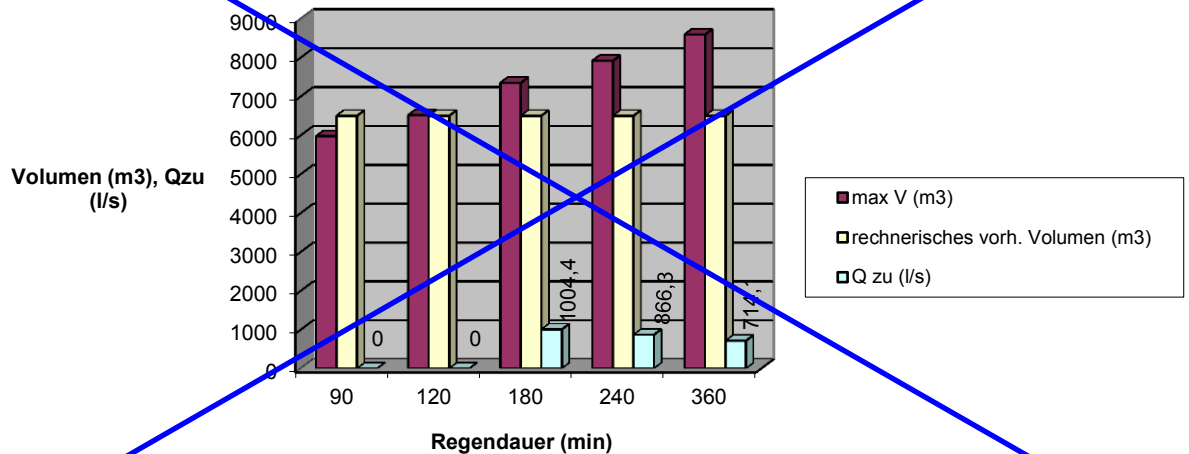


Diagramm 29

RRB "Fils", Übersicht Notentlastung, $n=0,01$



RRB "Fils", Übersicht Notentlastung, $n=0,01$



Wie aus Diagramm 29 zu entnehmen, ist der Rückhalteraum mit $V_{\text{vorh}} \approx 7.900 \text{ m}^3$ beim $r_{360;n=0,01}$ mit $Q = 643,8 \text{ l/s}$ ~~$r_{180;n=0,01}$ mit $Q = 1.004,4 \text{ l/s}$~~ überlastet.
Die Notentlastung ist somit für $Q_{\text{not}} = 643,8 \text{ l/s}$ ~~$1.004,4 \text{ l/s}$~~ auszuregen.

Dimensionierung Notüberlauf Becken:

$$Q_{\text{not}} = 643,80 \text{ l/s } ~~1.004,4 \text{ l/s}~~$$

$$\text{Abzüglich } Q_{\text{ab}} = 300 \text{ l/s (über Wirbeldrosseln)}$$

$$Q_{\text{not,BÜ}} = 343,8 \text{ l/s } ~~704,4 \text{ l/s}~~$$

$$\text{Wehr: } l = 5,00 \text{ m}$$

$$\mu = 0,50$$

Berechnungsformel:

$$h_{\text{ü}} = \left(\frac{3 \times Q_{\text{not,BÜ}}}{2 \times \mu \times l \times \sqrt{2 \times g}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{\text{ü}} = \left(\frac{3 \times 0,3438}{2 \times 0,50 \times 5,00 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{\text{ü}} = \left(\frac{3 \times 0,7044}{2 \times 0,50 \times 5,00 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{\text{ü}} = 0,07 \text{ m } ~~0,21 \text{ m}~~$$

Energieverlust zwischen Becken und Auslaufbauwerk im Zulaufkanal

$$Q = 343,8 \text{ l/s } ~~1004,4 \text{ l/s}~~$$

$$\text{DN 1400}$$

$$L = 11,0 \text{ m}$$

$$A = 1,539 \text{ m}^2$$

$$v = 0,223 \text{ m/s } ~~0,653 \text{ m/s}~~$$

$$v^2/2g = 0,00254 \text{ m } ~~0,022 \text{ m}~~$$

$$\zeta_A = 1,0 \text{ (Auslaufverlust in RRB)}$$

$$\zeta_E = 0,5$$

$$\lambda = 0,02 \text{ (geschätzt)}$$

$$h_v = (\zeta_A + \zeta_E + \lambda \times l/d) \times v^2/2g$$

$$h_v = (1,0 + 0,5 + 0,02 \times 11,0/1,4) \times 0,00254 = 0,004 \text{ m}$$

$$h_v = ~~(1,0 + 0,5 + 0,02 \times 11,0/1,4) \times 0,022 = 0,04 \text{ m}~~$$

maximaler Stau im RRB	533,00 m ü. NN
$h_{\bar{u}}$ =	-0,1 m -0,21 m
Energieverlust Zulaufkanal	-0,04 m
Höhe Notüberlauf Auslaufbauwerk	532,86 m ü. NN 532,75 m ü. NN

Das Becken liegt rückstaufrei zur Fils (vgl. Unterlage 8 – Höhenpläne).
Kein hydraulischer Nachweis erforderlich.

(Skizze Auslaufbauwerk siehe Unterlage 13.2, Blatt 23~~ca~~)

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Beckenabmessungen:

Rückhaltebecken:

Durchlaufbecken mit Sohlgerinne

Mittlere Sohlhöhe: 531,00 m ü. NN

Drosselabfluss: $Q_{ab} = 300 \text{ l/s}$

Einstautiefe: $t = 2,00 \text{ m}$

Stauziel RRB: 532,75 m ü. NN (Anspringen des
Notüberlaufs)

max. Stau RRB: 533,00 m ü. NN

Volumen RRB: $V_{vorh} = 7.900 \text{ m}^3$

Wiederkehrzeit: $n = 0,02 \text{ (50 Jahre)}$ ~~0,1 (10 Jahre)~~

4.2.1.7 Berechnung Straßenoberflächenwasserbehandlungsanlage

Berechnung gemäß RiStWag, Ergänzungen Baden-Württemberg (RiStWag-BW)

~~Bei der Dimensionierung werden zwei Betrachtungsfälle untersucht.~~

~~Erstens: die Mautanlage wird wie ein Lkw-Parkplatz im Sinne der RiStWag-BW betrachtet.~~

~~Zweitens: die Mautanlage wird wie die durchgehende BAB A 8 betrachtet.~~

Dimensionierung Behandlungsanlage „Fils“

Einleitestelle:	Fils
ständig wasserführend:	ja
WSG:	nein (Fließzeit < 2h in WSG)
Wasserspiegelbreite:	$b_{sp} = 5 \text{ m}$

Gewässertyp :	kleiner Fluss (G21)
Gewässerpunktzahl:	$G = 14$
Einfluss Luft:	$L = 1$
Flächenbelastung BAB A 8:	$F = 35$ (ca. 11,4 ha)
Flächenbelastung Mautanlage (vgl. mit Parkplätze LKW):	$F = 45$ (ca. 5,0 ha)
Abflussbelastung (ungünstig):	$B = ((1+45) * 5,0 + (1+35) * 11,4) / (5,0+11,4) = 39,0$
Abflussbelastung (günstig):	$B = 36,0$
Prüfung $B \leq G$ (ungünstig):	$39,0 > 14 \Rightarrow$ Behandlung erforderlich:
Prüfung $B \leq G$ (günstig):	$36,0 > 14 \Rightarrow$ Behandlung erforderlich:
Erforderlicher Durchgangswert (erf. $D = G/B$):	erf. $D = 14/39,0 = 0,36$ (ungünstig)
Erforderlicher Durchgangswert (erf. $D = G/B$):	erf. $D = 14/36,0 = 0,39$ (günstig)
Gewählter Anlagentyp:	RKB mit Dauerstau, $r_{krit} = 45 \text{ l/(s*ha)}$
Durchgangswert der Anlage:	$D = 0,38$
Emissionswert $E = B * D$:	$E = 39,0 * 0,38 = 14,8 > 14$ (ungünstig) nicht erfüllt
Emissionswert $E = B \times D$:	$E = 36,0 \times 0,38 < 13,7 < 14$ (günstig) erfüllt

Es ist ein Durchgangswert von 0,39 erforderlich. Dies ist ein Wert, der durch ein RKB mit Dauerstau erreicht werden kann.

~~Für den ungünstigsten Ansatz (Fläche Mautanlage wird wie ein LKW-Parkplatz behandelt) ist ein Durchgangswert von $D = 0,36$ erforderlich. Dieser Wert lässt sich z. B. mit einem Regenklärbecken mit Dauerstau erzielen. Für den günstigsten Ansatz (Fläche Mautanlage wird wie die durchgehende BAB A 8 behandelt) ist ein Durchgangswert von $D = 0,39$ erforderlich. Dieser Wert kann durch ein Regenklärbecken mit Dauerstau ($D = 0,38$ bei $r_{krit} = 45 \text{ l/(s*ha)}$) erreicht werden. Da die LKW größtenteils an der Mautanlage durchfahren werden und nur wenige LKW parken (Kurzparker), liegt die Abflussbelastung sehr nahe am günstigen Wert von $B = 36,0$. Somit wird bei einem Durchgangswert von $D = 0,38$ (RKB mit Dauerstau, $r_{krit} = 45 \text{ l/(s*ha)}$) die Gewässerpunktzahl von $G = 14$ mit dem Emissionswert von $E = 13,7$ unterschritten.~~

Berechnung Beckengröße

Berechnung nach RiStWag (Ergänzungen Baden-Württemberg)

RKB mit nachgeschaltetem RRB (entsprechend Kapitel 3.5.1.b, Technische Regeln zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser 01/08 (TR 1.1.08-BW)) ~~Handbuch Wasser~~

Einzugsgebiete:

Entwässerung über Randsteine

$$A_{u,b} = 5,44 \text{ ha } \cancel{9,50 \text{ ha}}$$

Entwässerung über Mulden

$$A_{u,nb} = \cancel{9,12 \text{ ha } 7,88 \text{ ha}}$$

$$\sum A_u = 14,56 \text{ ha } \cancel{17,38 \text{ ha}}$$

Flächenanteil: $\cancel{9,50/17,38 \cdot 100 = 54,7 \%}$ $5,44/14,56 \times 100 = 37,4 \% \geq 40 \%$,

Bemessung anteilig der Flächen!

$r_{krit} = 45 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ für Flächen über Randsteine

$r_{krit} = 15 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ für Flächen über Mulden

Berücksichtigung der Flächenanteile:

$$\text{maßg. } r_{krit} = (\sum A_{u,b} \times r_{krit} + \sum A_{u,nb} \times r_{krit}) / \sum A_u$$

$$\text{maßg. } r_{krit} = (45 \times 5,44 + 15 \times 9,12) / 14,56 = 26,21 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$$

$$\cancel{\text{maßg. } r_{krit} = (45 \times 9,50 + 15 \times 7,88) / 17,38 = 31,40 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}}$$

$$Q_{RKB} = A_{E,red} \times r_{krit} = 14,56 \text{ ha} \times 26,21 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)} = 361,60 \text{ l/s}$$

$$\cancel{Q_{RKB} = A_{E,red} \times r_{krit} = 17,38 \text{ ha} \times 31,40 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)} = 545,7 \text{ l/s}}$$

Gewählt: $Q_{RKB} = 361,6 \text{ l/s } \cancel{550,0 \text{ l/s}}$

$$q_A = 7,5 \text{ m/h}$$

$$A_{RKB} = (3,6 \times Q_{krit}) / q_A$$

$$A_{RKB} = (3,6 \times 361,6) / 7,5 = 173,6 \text{ m}^2$$

$$\cancel{A_{RKB} = (3,6 \times 550) / 7,5 = 264,0 \text{ m}^2}$$

$$\text{gewählt: } 2 \times 5,75 \text{ m} \times 17,25 \text{ m} = 198,4 \text{ m}^2$$

$$198,4 \text{ m}^2 > 173,6 \text{ m}^2$$

Nachweis Fließgeschwindigkeit unter der Tauchwand

$$Q = 361,6 \text{ l/s } / 2 = 180,75 \text{ l/s (pro Kammer)}$$

$$A = 1,65 \times 5,75 = 9,49 \text{ m}^2$$

$$\cancel{Q = 550 \text{ l/s } / 2 = 275 \text{ l/s (pro Kammer)}}$$

$$\cancel{A = 1,65 \times 6,75 = 11,14 \text{ m}^2}$$

$$\Rightarrow v = Q/A = 0,1875/9,49 = 0,02 \text{ m/s} \leq 0,05 \text{ m/s} = v_{max}$$

$$\cancel{v = \frac{a}{A} = \frac{0,375}{11,14} = 0,025 \text{ m/s} \leq 0,05 \text{ m/s} = v_{max}}$$

Ergebniszusammenfassung

RKB mit 2 Sedimentationskammern

Beckenfläche: $A_{\text{RKB}} = 2 \times 99,2 \text{ m}^2 = 198,4 \text{ m}^2 \geq 173,6 \text{ m}^2 = \text{erf } A_{\text{RKB}}$
 ~~$A_{\text{RKB}} = 2 \times 136,69 \text{ m}^2 = 273,38 \text{ m}^2$~~
 ~~$\geq 264,0 \text{ m}^2 = \text{erf. } A_{\text{RKB}}$~~

Einstautiefe: $t = 2,00 \text{ m}$

Beckenbreite: $B = 5,75 \text{ m } \cancel{6,75 \text{ m}}$ ($B/H = 3,4$)

Beckenlänge: $L = 17,25 \text{ m } \cancel{20,25 \text{ m}}$ ($L/B = 3$, $L/H = 10,1$)

Volumen: $V = 2 \times 198,4 \text{ m}^3 = 396,4 \text{ m}^3$
 ~~$V = 2 \times 273,40 \text{ m}^3 = 546,8 \text{ m}^3$~~

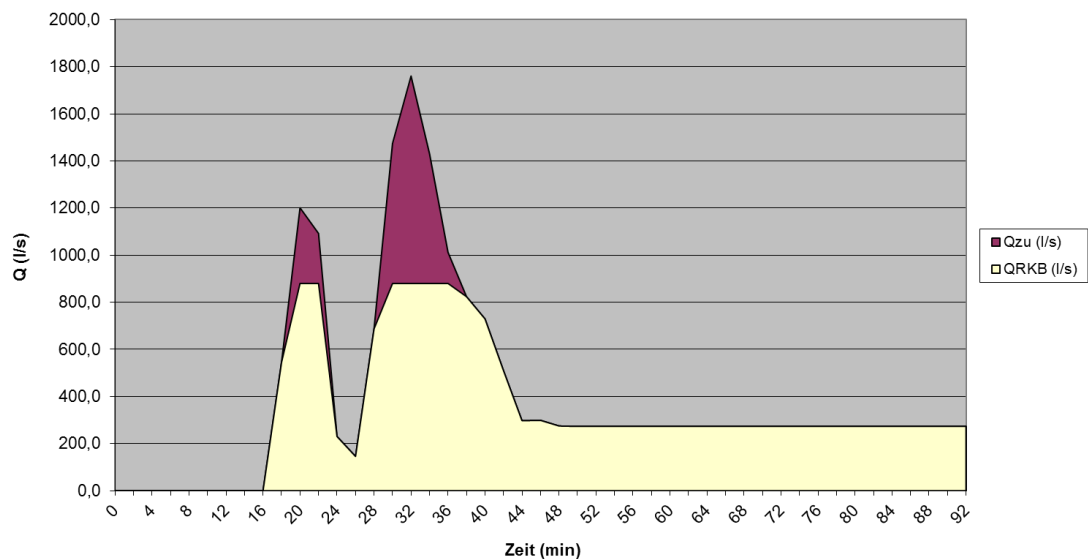
Dauerstau = 534,00 m ü. NN

Die geometrischen Abmessungen erfüllen damit die Anforderungen der Technischen Regeln zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser 01/08 (TR 1.1.08-BW) ~~nach Handbuch Wasser oder ATV A166.~~

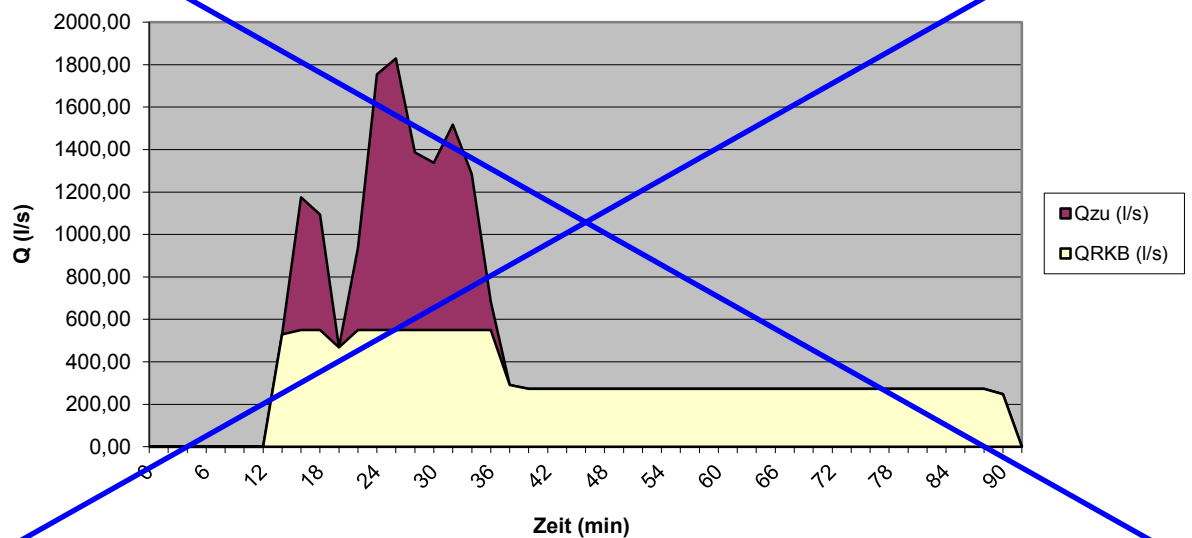
Nachweis Entlastungswassermenge RKB

Diagramm 30

RKB "Fils", Vergleich Durchsatz RKB-Entlastungswassermenge, Regendauer 5 min, $n=0,1$



RKB "Fils", Vergleich Durchsatz RKB-Entlastungswassermenge, Regendauer 5min, $n=0,1$



Wie aus dem Diagramm 30 ersichtlich, liegt beim $r_{5;n=0,1} = 434,4 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ bei einer Gesamtwassermenge von 2.563 m^3 die Entlastungswassermenge bei 400 m^3 900 m^3 . Dies entspricht einem Anteil von $15,6 \%$ $35,1\%$, d. h. ca. 84% 65% der Wassermengen werden bei diesem Regenereignis durch das RKB geleitet und ge-

klärt. Für die Reinigungsleistung des Beckens ist dies als **sehr** gut einzustufen. Bei Regenereignissen, die eine größere Dauer aufweisen, bei denen der maximale Zufluss dann unter 550 l/s liegt, werden sämtliche Wässer gereinigt. Dies ist ab einem Regenereignis von **360 min** ~~540 min~~ Dauer der Fall.

Die Nachweise für den Klärüberlauf, Klärschlitze, Beckenüberlauf, Leitungen etc. werden in der Baureifplanung geführt.

4.3 Entwässerungsabschnitt „2“, km 12+300 – km 10+200

4.3.1 Hydraulische Berechnung Entwässerungsabschnitt 2.1, BAB A 8 km 12+300 – km 10+200

4.3.1.1 Hydraulische Berechnung der Entwässerungsleitungen

Wahl der Berechnungsparameter nach RAS-Ew:

Die Abflussbeiwerte wurden nach RAS-EW, Ausgabe 2005, mit Hilfe der maßgebenden Regenspenden und den gewählten Versickerungsraten bestimmt. Die Berechnung findet sich Anlage 1.1nc.

<u>Regenhäufigkeit:</u>	Entwässerungsleitungen allgemein	n = 0,2 (Straßentiefpunkt)
	Entwässerungsleitungen Mittelstreifen	n = 0,2 (Straßentiefpunkt)
<u>Abflussbeiwerte:</u>	Fahrbahn über Straßeneinläufe	$\varphi = 0,9$
	Fahrbahn über Mulden	$\varphi = 0,8$ 0,7
	Böschungen	$\varphi = 0,15$ 0,35
	Unbefestigte horizontale Flächen	$\varphi = 0,05 - 0,2$

Berechnungsregen nach KOSTRA: $r_{D\mp; n=0,1}$, für $D\mp = 5 \text{ min} - D\mp = 90 \text{ min}$

Berechnungsmodell:

Für die hydraulische Dimensionierung der Kanäle wurde die Starkniederschlagsreihe gemäß KOSTRA 1997, Rasterfeld 87/32, berücksichtigt (Tabelle siehe Anhang). Als maßgebende Bemessungsregenspende wurde der $r_{15; n=0,2} = 184,6 \text{ l/(s·ha)}$ ge-

maß RAS-Ew, [Ausgabe 2005, -1987](#) Straßentiefpunkt, gewählt. Sämtliche Rohrleitungen in diesem Abschnitt werden entgegen der RAS-Ew nicht nach dem Zeitbeiwertverfahren bemessen, sondern mit einem hydrologischen Berechnungsverfahren mit konstantem Abflussbeiwert und den relevanten Starkniederschlagsereignissen (z. B. $r_{5;n=0,2}$ bis $r_{90;n=0,2}$) dimensioniert. Bei diesem Verfahren wird die *Translation* im System berücksichtigt. Die unterschiedlichen Abflusswellen im System werden jeweils an den Knotenpunkten überlagert (Flutplanverfahren). Durch die Berechnung mit einer Vielzahl von Niederschlagsereignissen wird für jede Haltung und jeden Knotenpunkt der jeweils maßgebende Regen berücksichtigt.

Regenspende nach KOSTRA.

Auslastungsgrad der Rohrleitungen $\leq 90 \%$

Betriebliche Rauigkeit $k_B = 0,75 \text{ mm}$

Der zuführende Kanal ab km 8+700 – km 10+200 wurde bei der Berechnung fiktiv berücksichtigt (Fließzeit).

Hydraulische Berechnung siehe Anlage 2.4c und Anlage 2.5c

Bei Regenereignissen mit einer [Wiederkehrzeit Jährigkeit](#) von größer als 5 Jahren, entsteht im System „Druckabfluss“. Das System weist bei einem Regenereignis von $n \leq 0,10$ (10 Jahre) keine Überstauerscheinungen auf. Bei Regenereignissen von $n = 0,05$ (20 Jahre) ist in einem Teilbereich des Abschnitts (z. B. km 10+200 bis km 10+750) mit Überstauerscheinungen zu rechnen. Die Anlage weist nach ATV-A 118 eine ausreichende Sicherheit gegen Überstau auf (Tabelle 3, „seltener als 1 mal in 10 Jahren“).

4.3.1.2 Hydraulische Berechnung Rückhalteanlage „Hohlbach West“

Drosselabfluss für Bemessung Regenrückhalteraum: $Q_{ab} = 180 \text{ l/s}$

Einzugsgebiet des Entwässerungssystems der BAB A 8 geplant

Aus Berechnung Entwässerungsleitungen $A_{E,red} = 10,325 \text{ ha } ~~11,21 \text{ ha}~~$

Berechnung Rückhaltevolumen nach [DWA-A 117](#) [ATV-DWK-A-117](#) „Einfaches Verfahren“.

Die Bemessung von den Regenrückhalteräumen (RRR) erfolgt unter der Vorgabe von Regenspenden. Hierbei wird vereinfachend vorausgesetzt, dass die Häufigkeit der maßgebenden Regenspenden derjenigen Überschreitungshäufigkeit der RRR entspricht.

Für die Ermittlung der maßgebenden Dauerstufe D_m und der zugehörigen Regenspende wird das Rasterfeld 87/32 gemäß KOSTRA verwendet (vgl. Anhang 1).

Die Ermittlung des erforderlichen Retentionsraumes erfolgt zum besseren Verständnis auf tabellarischen bzw. graphischen Weg, indem zunächst die jeweiligen Zuflussganglinien als Summenlinie für alle variablen Regenereignisse im Bereich von r_5 bis r_{72h} auf Basis einer Überschreitungshäufigkeit aufgetragen werden.

Diese hieraus resultierenden Regensummenlinien werden auf Basis der jeweiligen gebietsspezifischen Niederschläge mit A_{red} aus der hydraulischen Berechnung ermittelt.

Im nächsten Schritt werden die einzelnen Zuflussganglinien mit der gewählten Abflussganglinie (limitierter Beckenabfluss $Q_{ab} = \text{konstant}$) überlagert, und man erhält entsprechend der jeweiligen gewünschten Überschreitungshäufigkeit den hierfür notwendigen Stauraumbedarf. Dieser berechnete Stauraum wird mit einem empirischen Korrekturfaktor $f_k = 1,2$ belegt, um dem Einfluss von Vorregen und Intensitätsverläufen natürlicher Ereignisse Rechnung zu tragen.

Randparameter für die Anwendung des Näherungsverfahrens:

- $n \geq 0,1/a$
- Regenanteil der Drosselabflussspende $q_{r,red} \geq 2 \text{ l/(s} \times \text{ha)}$
- $A_{E,K} \leq 200 \text{ ha}$ (kanalisierte Einzugsgebietsfläche)

Berechnungstabelle 10:

Ausgangswerte: $A_{red}[\text{m}^2] = 103.250 \text{ } 113.600$
 $Q_{ab}[\text{l/s}] = 180,00$
 $f_z = 1,20$ (Risikomaß gering)
 $n = 0,10$ (10-jährliches 10-jähriges Ereignis)
 $f_A = 0,93$

$T[\text{min}]$	RN $[\text{l/(s} \times \text{ha)}]$	$V_{zu}[\text{m}^3]$	$V_{ab}[\text{m}^3]$	$V_{err}[\text{m}^3]$	$V_{err}[\text{m}^3] \cdot f_z$	$V_{err}[\text{m}^3] \cdot f_A$	$Q_{zu}[\text{l/s}]$
5	434,4	1480	54,0	1.426,4	1.711,7	1.592	4.934,8
10	277,8	1893	108,0	1.785,5	2.142,6	1.993	3.155,8
15	213,9	2187	162,0	2.024,9	2.429,9	2.260	2.429,9

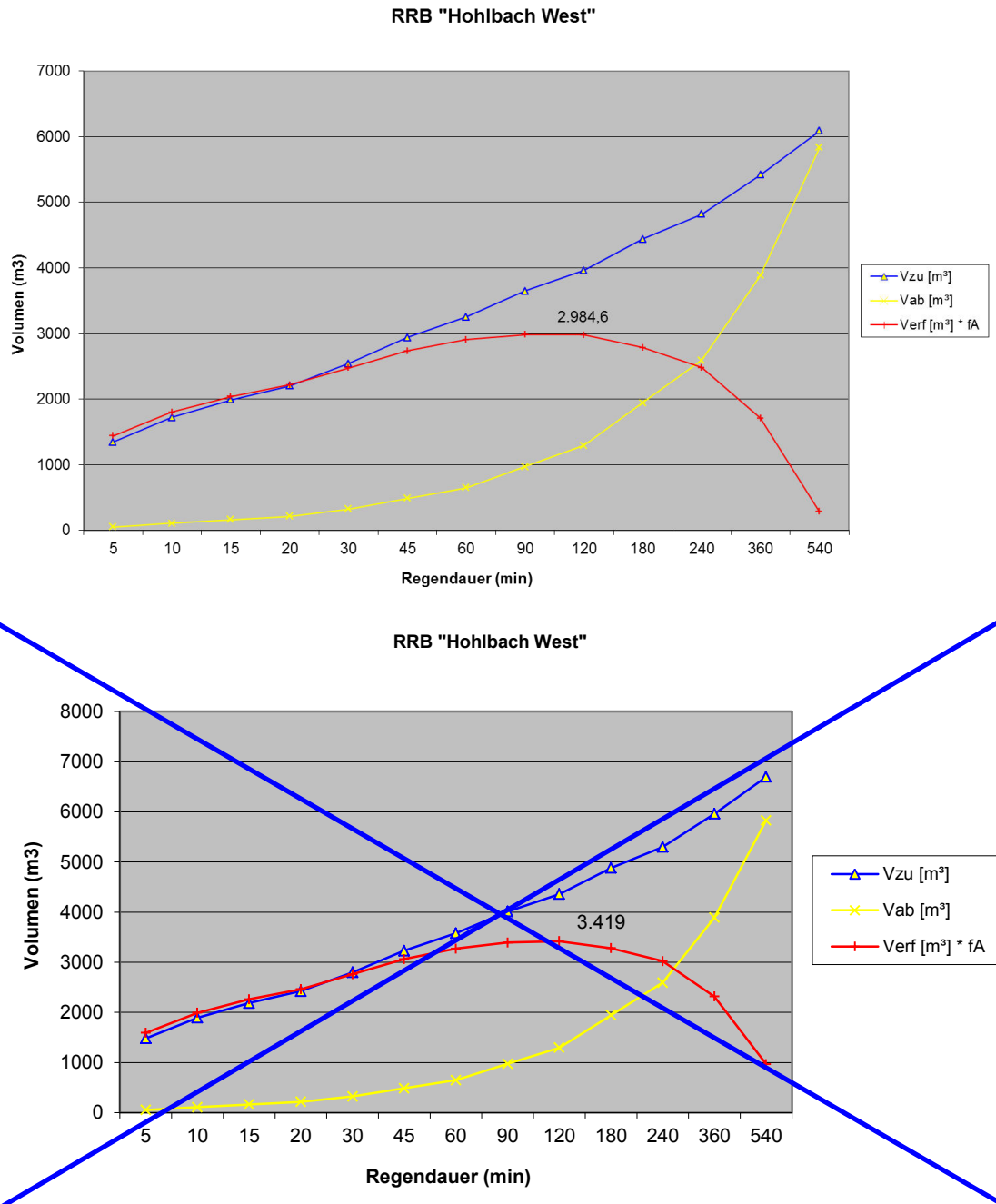
20	177,7	2422	216,0	2.206,4	2.647,7	2.462	2.018,7
30	136,8	2797	324,0	2.473,3	2.967,9	2.760	1.554,0
45	105,3	3230	486,0	2.743,8	3.292,5	3.062	1.196,2
60	87,5	3578	648,0	2.930,4	3.516,5	3.270	994,0
90	65,4	4012	972,0	3.030,9	3.647,9	3.393	742,9
120	53,3	4360	1.296,0	3.063,5	3.676,2	3.419	605,5
180	39,8	4883	1.944,0	2.939,0	3.526,8	3.280	452,1
240	32,4	5300	2.592,0	2.708,1	3.249,7	3.022	368,1
360	24,3	5963	3.888,0	2.074,6	2.489,6	2.315	276,0
540	18,2	6699	5.832,0	866,8	1.040,1	967	206,8
720	14,8	7263	7.776,0	-512,9	-615,4	-572	168,1
1080	11,5	8465	11.664,0	-3.198,5	-3.838,2	-3.570	130,6
1440	9,8	9619	15.552,0	-5.933,3	-7.119,9	-6.622	111,3
2880	6,1	11974	31.104,0	-19.129,7	-22.955,6	-21.349	69,3
4320	4,6	13545	46.656,0	-33.111,2	-39.733,5	-36.952	52,3

T [min]	RN [l/(s*ha)]	V _{zu} [m³]	V _{ab} [m³]	V _{erf} [m³]	V _{erf} [m³] * f _z	V _{erf} [m³] * f _A	Q _{zu} [l/s]
5	434,4	1346	54,0	1.291,6	1.549,9	1.441,4	4.485,2
10	277,8	1721	108,0	1.613,0	1.935,6	1.800,1	2.868,3
15	213,9	1988	162,0	1.825,7	2.190,8	2.037,4	2.208,5
20	177,7	2202	216,0	1.985,7	2.382,8	2.216,0	1.834,8
30	136,8	2542	324,0	2.218,4	2.662,1	2.475,8	1.412,5
45	105,3	2936	486,0	2.449,5	2.939,4	2.733,6	1.087,2
60	87,5	3252	648,0	2.604,4	3.125,3	2.906,5	903,4
90	65,4	3646	972,0	2.674,4	3.209,3	2.984,6	675,3
120	53,3	3962	1.296,0	2.666,3	3.199,6	2.975,6	550,3
180	39,8	4438	1.944,0	2.494,1	2.992,9	2.783,4	410,9
240	32,4	4817	2.592,0	2.225,2	2.670,3	2.483,4	334,5
360	24,3	5419	3.888,0	1.531,4	1.837,7	1.709,0	250,9
540	18,2	6088	5.832,0	256,4	307,7	286,2	187,9
720	14,8	6601	7.776,0	-1.174,6	-1.409,5	-1.310,9	152,8
1080	11,5	7694	11.664,0	-3.969,8	-4.763,8	-4.430,3	118,7
1440	9,8	8742	15.552,0	-6.809,6	-8.171,5	-7.599,5	101,2
2880	6,1	10883	31.104,0	-20.220,6	-24.264,7	-22.566,2	63,0
4320	4,6	12311	46.656,0	-34.345,3	-41.214,4	-38.329,4	47,5

$$V_{\text{vorh}} = 4042 \text{ m}^3 > V_{\text{erf}} = 2.975,6 \text{ m}^3$$

V_{vorh} aus Beckengeometrie.

Diagramm 31



Aus der Berechnung ergibt sich ein erforderliches Rückhaltevolumen von $V_{erf.} = 2.984,6 \text{ m}^3$ ~~$3.419,0 \text{ m}^3$~~ . Dem gegenüber steht das vorhandene Volumen $V_{vorh.} = 4.042,0 \text{ m}^3$.

Nachweis vorhandenes Beckenvolumen:

Mittlere Sohlhöhe RRB	537,50 m ü. NN
Stauziel RRB	539,37 m ü. NN
Maximaler Stau RRB	539,75 m ü. NN
Mittlere Beckentiefe	t = 1,87 m
Grundfläche	$A_u = 1.080 \text{ m}^2$
Grundfläche in halber Höhe	$A_m = 2.150 \text{ m}^2$
Grundfläche auf max. Stauhöhe	$A_o = 2.690 \text{ m}^2$

Formel Prismaoid:

$$V = h/6 \times (A_u + 4 \times A_m + A_o)$$

$$V = 1,87/6 \times (1.680 + 4 \times 2.150 + 2.690) = 4.042 \text{ m}^3 \text{ (Volumen bei Anspringen Not-überlauf)}$$

$$V = 2,25/6 \times (1.680 + 4 \times 2.150 + 2.690) = 4.864 \text{ m}^3 \text{ (Volumen bei max. } Q_{\text{not}})$$

4.3.1.3 Berechnung Notentlastung RRB „Hohlbach West“

Bemessung Notüberlauf RRB:

Der Notüberlauf des RRB ist für die maximale Wassermenge zu bemessen. Diese Wassermenge wird anhand der Berechnung des erforderlichen Rückhaltevolumens für das ~~100-jährliche~~ ~~100-jährige~~ Ereignis ermittelt.

Berechnungstabelle 11: RRB „Hohlbach West“

Ausgangswerte: $A_{\text{red}}[\text{m}^2]= 103.250$
 $Q_{\text{ab}}[\text{l/s}]= 180,00$
 $f_z= 1,20$ (Risikomaß gering)
 $n= 0,10$ (100 jähriges Ereignis)
 $f_A= 0,93$

T [min]	RN [l/(s*ha)]	V _{zu} [m³]	V _{ab} [m³]	V _{erf} [m³]	V _{erf} [m³] * f _z	V _{erf} [m³] * f _A	Q _{zu} [l/s]
5	629,8	1951	54,0	1.896,8	2.276,2	2.116,8	6.502,7
10	403,6	2500	108,0	2.392,3	2.870,8	2.669,8	4.167,2
15	311,1	2891	162,0	2.728,9	3.274,7	3.045,4	3.212,1
20	258,7	3205	216,0	2.989,3	3.587,2	3.336,1	2.671,1
30	199,4	3706	324,0	3.381,8	4.058,2	3.774,1	2.058,8
45	153,7	4285	486,0	3.798,8	4.558,5	4.239,4	1.587,0
60	127,8	4750	648,0	4.102,3	4.922,8	4.578,2	1.319,5
90	95,0	5297	972,0	4.324,7	5.189,7	4.826,4	980,9
120	77,0	5724	1.296,0	4.428,2	5.313,8	4.941,8	795,0
180	57,2	6378	1.944,0	4.434,4	5.321,2	4.948,8	590,6
240	46,4	6899	2.592,0	4.306,8	5.168,1	4.806,3	479,1
360	34,5	7694	3.888,0	3.806,2	4.567,4	4.247,7	356,2
540	25,7	8597	5.832,0	2.765,4	3.318,5	3.086,2	265,4
720	20,8	9278	7.776,0	1.501,6	1.802,0	1.675,8	214,8
1080	16,2	10839	11.664,0	-825,2	-990,3	-921,0	167,3
1440	13,9	12400	15.552,0	-3.152,1	-3.782,5	-3.517,7	143,5
2880	8,7	15522	31.104,0	-15.581,8	-18.698,2	-17.389,3	89,8
4320	6,6	17663	46.656,0	-28.992,8	-34.791,4	-32.356,0	68,1

$V_{\text{vorh}} = 4042 \text{ m}^3 > V_{\text{erf}} = 4.941,8 \text{ m}^3$

V_{vorh} aus Beckengeometrie.

Ausgangswerte:

 $A_{\text{red}}[\text{m}^2] = 113.600$ $Q_{\text{ab}}[\text{l/s}] = 180,00$ $f_z = 1,20$ (Risikomaß gering) $n = 0,01$ (100 jähriges Ereignis) $f_A = 0,93$

T [min]	RN [l/(s*ha)]	V _{zu} [m³]	V _{ab} [m³]	V _{erf} [m³]	V _{erf} [m³] * f _z	V _{erf} [m³] * f _A	Q _{zu} [l/s]
5	629,8	2146	54,0	2.092,4	2.510,8	2.335,1	7.154,5
10	403,6	2751	108,0	2.642,9	3.171,5	2.949,5	4.584,9
15	311,1	3181	162,0	3.018,7	3.622,4	3.368,9	3.534,1
20	258,7	3527	216,0	3.310,6	3.972,7	3.694,6	2.938,8
30	199,4	4077	324,0	3.753,3	4.504,0	4.188,7	2.265,2
45	153,7	4714	486,0	4.228,3	5.073,9	4.718,8	1.746,0
60	127,8	5227	648,0	4.578,5	5.494,2	5.109,6	1.451,8
90	95,0	5828	972,0	4.855,7	5.826,8	5.418,9	1.079,2
120	77,0	6298	1.296,0	5.002,0	6.002,4	5.582,2	874,7
180	57,2	7018	1.944,0	5.073,8	6.088,5	5.662,3	649,8
240	46,4	7590	2.592,0	4.998,3	5.998,0	5.578,1	527,1
360	34,5	8465	3.888,0	4.577,5	5.493,0	5.108,5	391,9
540	25,7	9459	5.832,0	3.627,2	4.352,7	4.048,0	292,0
720	20,8	10208	7.776,0	2.431,6	2.918,0	2.713,7	236,3
1080	16,2	11925	11.664,0	261,3	313,5	291,6	184,0
1440	13,9	13643	15.552,0	-1.909,1	-2.290,9	-2.130,5	157,9
2880	8,7	17078	31.104,0	-14.025,8	-16.831,0	-15.652,8	98,8
4320	6,6	19434	46.656,0	-27.222,2	-32.666,7	-30.380,0	75,0

Wie aus der Tabelle 11 zu entnehmen, ist der Rückhalteraum mit $V_{\text{vorh}} = 4.042 \text{ m}^3$ bereits beim $r_{30;n=0,01}$ mit $Q = 2.059 \text{ l/s}$ ~~2.265 l/s~~ überlastet.

Die Notentlastung ist somit für $Q_{\text{not}} = 2.059 \text{ l/s}$ ~~2.265 l/s~~ auszulegen.

Dimensionierung Notüberlauf Becken:

$Q_{\text{not}} = 2.059 \text{ l/s}$ ~~2.265 l/s~~

Abzüglich $Q_{\text{ab}} = 180 \text{ l/s}$ (über Wirbeldrosseln)

$Q_{\text{not,BÜ}} = 1.879 \text{ l/s}$ ~~2.085 l/s~~

Wehr: $l = 7,00 \text{ m}$

$\mu = 0,50$

Berechnungsformel:

$$h_u = \left(\frac{3 \times Q_{\text{not,BÜ}}}{2 \times \mu \times l \times \sqrt{2 \times g}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 \times 1,879}{2 \times 0,50 \times 7,00 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{\frac{2}{3}}$$
$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 \times 2,061}{2 \times 0,50 \times 7,00 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{\ddot{u}} = 0,32 \text{ m } \underline{0,34 \text{ m}}$$

Energieverlust zwischen Becken und Auslaufbauwerk im Zulaufkanal

Eingangsgröße:

$$Q = 2.059 \text{ l/s } \underline{2.265 \text{ l/s}}$$

DN 2000

$$L = 7,0 \text{ m}$$

$$A = 3,14 \text{ m}^2$$

$$V = 0,656 \text{ m/s } \underline{0,721 \text{ m/s}}$$

$$v^2/2g = 0,022 \text{ m } \underline{0,026 \text{ m}}$$

$$\zeta_A = 1,0 \text{ (Auslaufverlust in RRB)}$$

$$\zeta_E = 0,5$$

$$\lambda = 0,02 \text{ (geschätzt)}$$

Berechnungsformel:

$$h_v = (\zeta_A + \zeta_E + \lambda \times l/d) \times v^2/2g$$

$$h_v = (1,0 + 0,5 + 0,02 \times 7,0/2,0) \times 0,022 = 0,035 \text{ m}$$

$$h_v = \underline{(1,0 + 0,5 + 0,02 \times 7,0/2,0) \times 0,026 = 0,04 \text{ m}}$$

maximaler Stau im RRB 539,75 m ü. NN

$h_{\ddot{u}}$ = -0,34 m

Energieverlust Zulaufkanal -0,035 m ~~-0,04 m~~

Höhe Notüberlauf Auslaufbauwerk 539,38 m ü. NN ~~539,37 m ü. NN~~

Energieverlust zwischen Auslaufbauwerk und Hohlbach

$$Q = 2.059 \text{ l/s } \underline{2.241 \text{ l/s}}$$

OK Hohlbach \approx 537,00 m ü. NN

Sohle Hohlbach \triangleq 533,00 m ü. NN

HQ₁₀ Hohlbach = 14,04 m³/s (Angabe LUBW)

~~(vgl. Seite 7, HQ₄₀ -Fils von Zufluss Hohlbach 8.900 l/s~~

~~— HQ₄₀ -Fils nach Zufluss Hohlbach 20.300 l/s~~

$$\Delta Q = 11,4 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (HQ}_{40} \text{ -Hohlbach)}$$

Zur Sicherheit wird der WSP im Hohlbach auf 535,00 m ü. NN entsprechend $Q \approx 24,0 \text{ m}^3/\text{s}$ angenommen.

Auslaufleitung DN 1000

$$A = 0,785 \text{ m}^2$$

$$Q = 2.059 \text{ l/s} \text{ } ~~2.265 \text{ l/s}~~$$

$$v = 2,623 \text{ m/s} \text{ } ~~2,884 \text{ m/s}~~ \Rightarrow v^2/2g = 0,351 \text{ m} \text{ } ~~\frac{v^2}{2g} = 0,424 \text{ m}~~$$

$$\text{Einlaufverlust: } \zeta_E = 0,5$$

$$\text{Auslaufverlust: } \zeta_A = 1,0$$

($\lambda = 0,02$ geschätzt, ohne genaue Berechnung)

Berechnungsformel:

$$\Sigma h_v = (\zeta_A + \zeta_E + \lambda \times l/d) \times v^2/2g$$

$$\Sigma h_v = (1,0 + 0,5 + 0,02 \times 110,4/1,0) \times 0,351 = 1,30 \text{ m}$$

$$\Sigma h_v = (1,0 + 0,5 + 0,02 \times 110,4/1,0) \times 0,424 = 1,52 \text{ m}$$

Wasserspiegel am Auslaufbauwerk RRB

$$535,00 + 1,30 = 536,30 \text{ m ü. NN}$$

$$~~535,00 + 1,52 = 536,52 \text{ m ü. NN}~~ < 537,40 \text{ m ü. NN Sohle RRB}$$

⇒ rückstaufreie Lage des Beckens

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Beckenabmessungen:

Rückhaltebecken:

Durchlaufbecken mit Sohlgerinne

Mittlere Sohlhöhe: 537,50 m ü. NN

Drosselabfluss: $Q_{ab} = 180 \text{ l/s}$

Einstautiefe: $t = 1,87 \text{ m}$

Stauziel RRB:	539,37 m ü. NN (Anspringen Notüberlauf)
max. Stau RRB	539,75 m ü. NN
Volumen RRB:	$V_{\text{vorh}} = 4.042 \text{ m}^3$ (Anspringen Notüberlauf) $V_{\text{vorh}} = 4.864 \text{ m}^3$ (bei Q_{not})
Wiederkehrzeit:	$n = 0,1$ (10 Jahre)

Die Abmessungen des Rückhaltebeckens können der Unterlage 13.2, Blatt 27ca bis 30ca entnommen werden.

4.3.1.4 Berechnung Straßenoberflächenwasserbehandlungsanlage „Hohlbach West“

Berechnung gemäß RiStWag (Ergänzungen Baden-Württemberg)

Dimensionierung Behandlungsanlage „Hohlbach West“

Einleitestelle:	Hohlbach
ständig Wasserführend:	ja
WSG:	nein (Fließzeit < 2h in WSG)
Wasserspiegelbreite:	$b_{\text{sp}} = 4 \text{ m}$
Gewässertyp :	kleiner Fluss (G21)
Gewässerpunktzahl:	$G = 14$
Einfluss Luft:	$L = 1$
Flächenbelastung BAB A 8:	$F = 35$
Abflussbelastung:	$B = 36,0$
Prüfung $B \leq G$:	$36,0 > 14 \Rightarrow$ Behandlung erforderlich
Erforderlicher Durchgangswert (erf. $D = G/B$):	erf. $D = 14/36,0 = 0,39$
Gewählter Anlagentyp:	RKB mit Dauerstau, $r_{\text{krit}} = 45 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$
Durchgangswert der Anlage:	$D = 0,38$
Emissionswert $E = B \times D$:	$E = 36,0 \times 0,38 = 13,7 < 14$

Es ist ein Durchgangswert von $D = 0,39$ erforderlich. Dieser Wert kann durch ein Regenklärbecken mit Dauerstau ($D = 0,38$, bei $r_{\text{krit}} = 45 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$) erreicht werden (Feststoffrückhalt im Jahresmittel ca. 65 %).

(Für dieses Becken liegt bereits eine Genehmigung aus dem Streckenabschnitt Gruibingen – Mühlhausen vor.)

Berechnung Beckengröße

Berechnung nach RiStWag-BW

RKB mit nachgeschaltetem RRB (entsprechend Kapitel 3.5.1.b, [Technischen Regeln zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser 01/08 \(TR 1.1.08-BW\) Handbuch Wasser](#))

Einzugsgebiete:

Entwässerung über Randsteine

$$A_{u,b} = 7,65 \text{ ha } ~~7,73 \text{ ha}~~$$

Entwässerung über Mulden

$$A_{u,nb} = ~~2,675 \text{ ha } 3,63 \text{ ha}~~$$

$$\Sigma A_u \quad 10,325 \text{ ha } ~~11,36 \text{ ha}~~$$

Flächenanteil: $7,65/10,325 \times 100 = 74 \%$ ~~$7,73/11,36 \times 100 = 68 \%$~~ $\geq 40 \%$, Bemessung anteilig der Flächen!

$r_{krit} = 45 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ für Flächen über Randsteine

$r_{krit} = 15 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ für Flächen über Mulden

Berücksichtigung der Flächenanteile:

$$\text{maßg. } r_{krit} = (\Sigma A_{u,b} \times r_{krit} + \Sigma A_{u,nb} \times r_{krit}) / \Sigma A_u$$

$$\text{maßg. } r_{krit} = (45 \times 7,65 + 15 \times 2,68) / 10,325 = 37,2 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$$

$$\text{maßg. } r_{krit} = ~~(45 \times 7,73 + 15 \times 3,36) / 11,36 = 35,4 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}~~$$

$$Q_{RKB} = A_{E,red} \times r_{krit} = 10,325 \text{ ha} \times 37,2 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)} = 384,4 \text{ l/s}$$

$$Q_{RKB} = ~~A_{E,red} \times r_{krit} = 11,36 \text{ ha} \times 35,4 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)} = 402,3 \text{ l/s}~~$$

Gewählt: **$Q_{RKB} = 405 \text{ l/s}$**

$$q_A = 7,5 \text{ m/h}$$

$$A_{RKB} = (3,6 \times Q_{krit}) / q_A$$

$$A_{RKB} = (3,6 \times 405) / 7,5 = 194,4 \text{ m}^2$$

Nachweis Fließgeschwindigkeit unter Tauchwand

$$Q = 405 \text{ l/s}$$

$$A = 8,25 \times 1,90 = 15,675 \text{ m}^2 \Rightarrow v = \frac{Q}{A} = \frac{0,405}{15,675}$$

$$v = 0,026 \text{ m/s} \leq v_{zul} = 0,05 \text{ m/s}$$

Ergebniszusammenfassung

RKB mit 1 Sedimentationskammer

Beckenfläche: $A_{RKB} = 204,19 \text{ m}^2 \leq 194,4 = \text{erf. } A_{RKB}$

Einstautiefe: $t = 2,25 \text{ m}$

Beckenbreite: $B = 8,25 \text{ m} (B/H = 3,67)$

Beckenlänge: $L = 24,75 \text{ m} (L/B = 3, L/H = 11,00)$

Volumen: $V = 459,4 \text{ m}^3$

Dauerstau = 542,75 m ü. NN

Die geometrischen Abmessungen erfüllen damit die Anforderungen nach [den Technischen Regeln zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser 01/08 \(TR 1.1.08-BW\) Handbuch Wasser](#) oder [DWA-A 166 ATV-A 166](#) (vgl. Unterlage 13.2, Blatt 27ca bis 31ca). Der erforderliche Ölauffangraum $V = 5 \text{ m}^3$ ist vorhanden.

Die Nachweise für Klärüberlauf, Klärschlitze, Beckenüberlauf, Leitungen etc. werden in der Baureifplanung geführt.

4.3.1.5 Außengebietsentwässerung

Berechnung Schönbach

Schönbach Anschlussstelle Mühlhausen

Der bestehende Schönbach im Bereich der Anschlussstelle Mühlhausen, Auffahrt Richtung Stuttgart, muss verlegt werden.

Das Einzugsgebiet des Baches erstreckt sich über die Bereiche „Lehmberg“ und „Unterer Lehmberg“. Die zu entwässernde Fläche ist in der topographischen Karte M 1:25.000 in Unterlage 13.2, Blatt 6c dargestellt.

Die Bemessung des neuen Trapezgrabens erfolgt nach der empirischen Fließformel von Manning/Strickler für wandraues Gerinne.

Einzugsgebiet: $A = 168 \text{ ha}$

Abflussbeiwert: $\Psi = 0,1$

Zeitbeiwert: $\Psi_{15;n=0,02}$

Regenspende: $r_{15;n=0,02} = 281,8 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$

Manning/Strickler-Beiwert: $k_{st} = 25$ (für Erdkanäle und Gräben, stark bewachsen)

Böschungsneigung: $1:1,5 \Rightarrow m = 1,5$

Sohlbreite: $b_{SO} = 1,0 \text{ m}$

Gefälle/Sohlneigung: Die Sohlneigung richtet sich nach dem geplanten Wirtschaftsweg.

$I_{SO} = 1,5 \%$

Formeln für die Berechnung:

durchflossener Querschnitt: $A = (b_{SO} + m \times h) \times h$

benetzter Umfang: $l_u = b_{SO} + 2 \times h \times \sqrt{1 + m^2}$

hydraulischer Radius: $r_{hy} = A / l_u$

Fließgeschwindigkeit: $v = k_{st} \times r_{hy}^{2/3} \times \sqrt{J}$

Abflussmenge: $Q = v \times A$

Abflussmenge aus Einzugsgebiet:

$$Q_{ab} = A \times \Psi \times r_{15;n=1} \times \Psi_{15;n=0,2} = 168 \text{ ha} \times 0,1 \times 281,8 \text{ l/s} \cdot \text{ha} = 4.734,2 \text{ l/s}$$

Fließtiefe h interpoliert aus Tabelle für $Q_{ab} = 4.734,2 \text{ l/s}$

$h = 0,97 \text{ m}$ mit $v = 2,0 \text{ m/s}$

Gewähltes Profil: mit einer Tiefe $t = 1,20 \text{ m} > h = 0,97 \text{ m} \Rightarrow$ Freibord mit $\approx 23 \text{ cm}$
die maximal abführbare Wassermenge beträgt:

$Q_{max} = 7.567 \text{ l/s}$ bei bordvoller Füllung

$Q_{max} \gg Q_{ab} \Rightarrow$ ausreichende Sicherheit gegen Überflutung

Ermittlung Fließtiefe Trapezquerschnitt

k 25 (Beiwert k_{st})

I 0,015 Gefälle dezimal

n 1,5 Böschungsneigung

s 1,0 Sohlbreite [m]

Fließtiefe	Q-Fläche	benetzter U.	hydr. Radius	Fließgeschw.	Abfluss
h (m)	A (m²)	U (m)	R (m)	v (m/s)	Q (m³/s)
0,200	0,26	1,72	0,15	0,87	0,226
0,300	0,44	2,08	0,21	1,08	0,469
0,400	0,64	2,44	0,26	1,25	0,802
0,500	0,88	2,80	0,31	1,41	1,233
0,600	1,14	3,16	0,36	1,55	1,768
0,700	1,44	3,52	0,41	1,68	2,414
0,970	2,38	4,50	0,53	2,00	4,772

Nachweis Durchlass Schönbach unter Wirtschaftsweg bei AS Rampe Mühlhausen-Nord

Eingangsgrößen:

Abflussmenge:	Q = 4.734 l/(s·ha)
Rohr:	DN 1400
Länge:	L = 20,0 m
Gefälle Durchlass:	I _s = 3,6 %
Querschnitt:	A = 1,539 m²
	λ = 0,02 (geschätzt)
Fließgeschwindigkeit:	v = 3,18 m/s

Berechnungsformel (hydraulisch langer Durchlass):

$$z = v^2/2g \times (\zeta_A + \zeta_E + \lambda \times l/d) - I_s \times L$$

$$z = 3,08^2/2 \cdot 9,81 \times (1,0 + 0,5 + 0,02 \times 20/1,4) - 0,036 \times 2,0$$

$$z = 0,141 \text{ m}$$

Es entsteht ein geringer Aufstau vor dem Durchlass, der Wirtschaftsweg wird nicht überflutet.

Nachweis Durchlass unter B 466 neu

Eingangsgrößen:

Abflussmenge:	Q = 4.734 l/(s·ha)
Rohr:	DN 1400
Länge:	L = 37,0 m
Gefälle Durchlass:	I _s = 2,46 %

Querschnitt:	$A = 1,539 \text{ m}^2$
	$\lambda = 0,02$ (geschätzt)
Fließgeschwindigkeit:	$v = 3,08 \text{ m/s}$

Berechnungsformel (hydraulisch langer Durchlass):

$$z = v^2/2g \times (\zeta_A + \zeta_E + \lambda \times l/d) - I_s \times L$$

$$z = 3,08^2/2 \cdot 9,81 \times (1,0 + 0,5 + 0,02 \times 37/1,4) - 0,0246 \times 17,0$$

$$z = 0,068 \text{ m}$$

Es entsteht ein geringer Aufstau vor dem Durchlass, die B 466 neu wird nicht überflutet.

Berechnung Abfanggräben

Auf einen Nachweis wird verzichtet, da das geplante System aus dem Streckenabschnitt Gruibingen – Mühlhausen übernommen wird und nur geringfügig angepasst wird.

4.3.2 Hydraulische Berechnung AS Mühlhausen und B 466 n

4.3.2.1 Hydraulische Berechnung der Entwässerungsleitungen

Wahl der Berechnungsparameter nach RAS-Ew:

Die Abflussbeiwerte wurden nach RAS-EW, Ausgabe 2005, mit Hilfe der maßgebenden Regenspenden und den gewählten Versickerungsraten bestimmt. Die Berechnung findet sich Anlage 1.1nc.

Hydraulische Berechnung der Entwässerungsleitungen

<u>Regenhäufigkeit:</u>	Entwässerungsleitungen allgemein	$n = 1$
	Entwässerungsleitungen Mittelstreifen	$n = 0,3$
<u>Abflussbeiwerte:</u>	Fahrbahn über Straßeneinläufe	$\varphi = 0,9$
	Fahrbahn über Mulden	$\varphi = 0,8 \text{ } 0,7$
	Böschungen	$\varphi = 0,15 \text{ } 0,35$
	Unbefestigte horizontale Flächen	$\varphi = 0,05 - 0,2$

Berechnungsregen nach KOSTRA: $r_{15;n=1} = 116,7 \text{ l/(s·ha)}$

Berechnungsmodell:

Für dieses Entwässerungsnetz wird die Berechnung mit dem *Zeitbeiwertverfahren* durchgeführt, da das Einzugsgebiet die Annahmen des Modells, rechteckiges Einzugsgebiet und keine Rückhaltungen, erfüllt.

Die entsprechenden Wassermengen für das zu entwässernde Einzugsgebiet wurden nach folgender Formel ermittelt (Zeitbeiwertverfahren):

$$Q_{15;n=1} = q_{r,15;n=1} \times A_{E,red} \rightarrow (A_E \times \varphi)$$

$$J_{r,n} = 38 \times (T + 9)^{-1} \times (n^{-0,25} - 0,369); \text{ Zeitbeiwert nach Reinhold}$$

$$(Q_{r,n} = Q_{15} \times J_{r,n})$$

(oder Regenspende nach KOSTRA)

Auslastungsgrad der Rohrleitungen $\leq 90 \%$

Betriebliche Rauigkeit $k_B = 0,75 \text{ mm}$

Hydraulische Berechnung siehe Anlage 2.6c

Das System ist bis Regenereignisse $n = 0,01$ (~~100-jährlich~~ ~~100-jährig~~) sicher gegen Überstau (vgl. Kap. 4.3.2.3).

4.3.2.2 Hydraulische Berechnung des RKB/RRB „Hohlbach Ost“

Berechnung Rückhaltevolumen

Als Vorgabe für die Bestimmung des Rückhaltevolumens ist, wie in Kapitel 3.2.3 ausgeführt, $Q_{ab} = 35 \text{ l/s}$ vorgesehen.

Einzugsgebiet des Entwässerungssystems

Aus der Berechnung der Entwässerungsleitungen ergibt sich ein Einzugsgebiet von $A_{E,red} = 1,14 \text{ ha}$ ~~1,18 ha~~.

Die Berechnung des Rückhaltevolumens erfolgt nach ~~DWA-A 117~~ ~~ATV-DWK-A-117~~ „Einfaches Verfahren“.

Die Bemessung von den Regenrückhalteräumen (RRR) erfolgt unter der Vorgabe von Regenspenden. Hierbei wird vereinfachend vorausgesetzt, dass die Häufigkeit der maßgebenden Regenspenden derjenigen Überschreitungshäufigkeit der RRR entspricht.

Für die Ermittlung der maßgebenden Dauerstufe D_m und der zugehörigen Regenspende wird das Rasterfeld 87/32 gemäß KOSTRA verwendet (vgl. Anhang 1).

Die Ermittlung des erforderlichen Retentionsraumes erfolgt zum besseren Verständnis auf tabellarischen bzw. graphischen Weg, indem zunächst die jeweiligen Zuflussganglinien als Summenlinie für alle variablen Regenereignisse im Bereich von r_5 bis r_{72h} auf Basis einer Überschreitungshäufigkeit aufgetragen werden.

Diese hieraus resultierenden Regensummenlinien werden auf Basis der jeweiligen gebietsspezifischen Niederschläge mit A_{red} aus der hydraulischen Berechnung ermittelt.

Im nächsten Schritt werden die einzelnen Zuflussganglinien mit der gewählten Abflussganglinie (limitierter Beckenabfluss $Q_{ab} = \text{konstant}$) überlagert, und man erhält entsprechend der jeweiligen gewünschten Überschreitungshäufigkeit den hierfür notwendigen Stauraumbedarf. Dieser berechnete Stauraum wird mit einem empirischen Korrekturfaktor $f_z = 1,2$ belegt, um dem Einfluss von Vorregen und Intensitätsverläufen natürlicher Ereignisse Rechnung zu tragen. Auf die Berücksichtigung des Abminderungsfaktor f_A wird verzichtet, da die Fließzeiten sehr kurz sind und somit diese Abminderung nicht eintritt.

Randparameter für die Anwendung des Näherungsverfahrens:

- $n \geq 0,1/a$
- Regenanteil der Drosselabflussspende $q_{r,red} \geq 2 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$
- $A_{E,K} \leq 200 \text{ ha}$ (kanalisierte Einzugsgebietsfläche)

Berechnungstabelle 12: RRB „Hohlbach Ost“

Ausgangswerte:

$A_{\text{red}}[\text{m}^2]=$	11.410
$Q_{\text{ab}}[\text{l/s}]=$	35,00
$f_z=$	1,20 (Risikomaß gering)
$n=$	0,10 (10 jähriges Ereignis)

T [min]	RN [l/(s*ha)]	V _{zu} [m³]	V _{ab} [m³]	V _{erf} [m³]	V _{erf} [m³] * f _z	Q _{zu} [l/s]
5	434,4	149	10,5	138,2	165,8	495,7
10	277,8	190	21,0	169,2	203,0	317,0
15	213,9	220	31,5	188,2	225,8	244,1
20	177,7	243	42,0	201,3	241,6	202,8
30	136,8	281	63,0	218,0	261,6	156,1
45	105,3	324	94,5	229,9	275,9	120,1
60	87,5	359	126,0	233,4	280,1	99,8
90	65,4	403	189,0	214,0	256,7	74,6
120	53,3	438	252,0	185,9	223,0	60,8
180	39,8	490	378,0	112,4	134,9	45,4
240	32,4	532	504,0	28,3	34,0	37,0
360	24,3	599	756,0	-157,1	-188,5	27,7
540	18,2	673	1.134,0	-461,2	-553,4	20,8
720	14,8	730	1.512,0	-782,5	-939,0	16,9
1080	11,5	850	2.268,0	-1.417,7	-1.701,3	13,1
1440	9,8	966	3.024,0	-2.057,9	-2.469,5	11,2
2880	6,1	1203	6.048,0	-4.845,3	-5.814,4	7,0
4320	4,6	1360	9.072,0	-7.711,6	-9.253,9	5,2

$V_{\text{vorh}} = 286,2 \text{ m}^3 > V_{\text{erf}} = 280,1 \text{ m}^3$

V_{vorh} aus Beckengeometrie.

Ausgangswerte:

$A_{\text{red}}[\text{m}^2]=$ 11.800

$Q_{\text{ab}}[\text{l/s}]=$ 35,00

$f_z=$ 1,20 (Risikomaß gering)

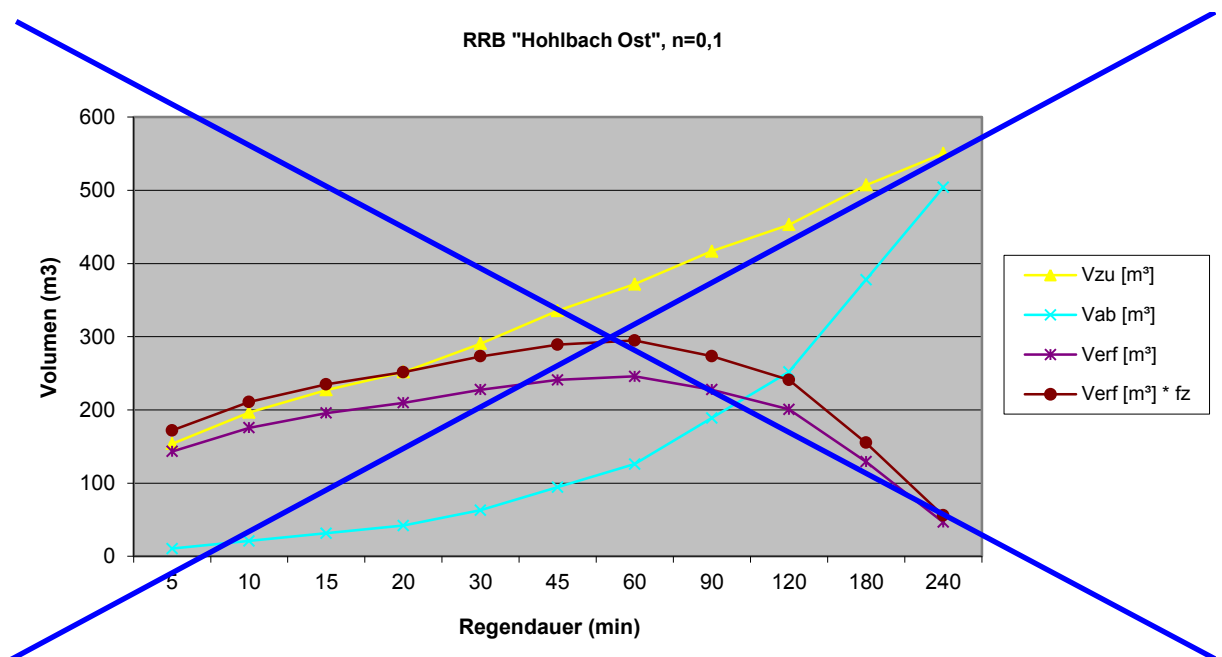
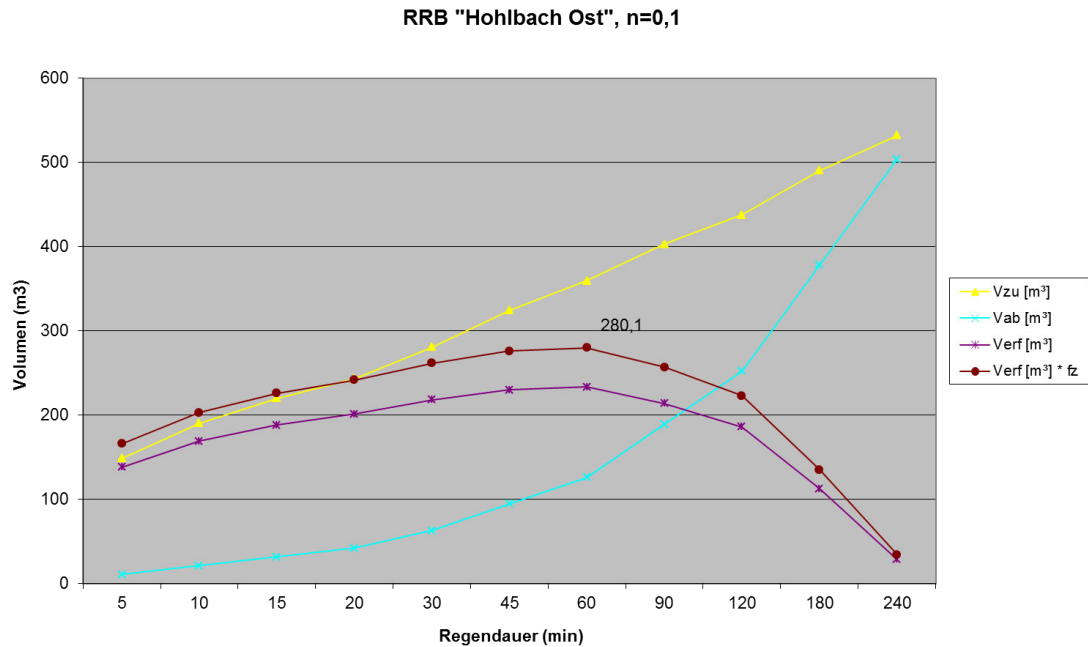
$n=$ 0,10 (10 jähriges Ereignis)

T [min]	RN [l/(s*ha)]	$V_{\text{zu}} [\text{m}^3]$	$V_{\text{ab}} [\text{m}^3]$	$V_{\text{erf}} [\text{m}^3]$	$V_{\text{erf}} [\text{m}^3] * f_z$	$Q_{\text{zu}} [\text{l/s}]$
5	434,4	154	10,5	143,3	171,9	512,6
10	277,8	197	21,0	176,7	210,8	327,8
15	213,9	227	31,5	195,7	234,8	252,4
20	177,7	252	42,0	209,6	251,5	209,7
30	136,8	291	63,0	227,6	273,1	161,4
45	105,3	335	94,5	241,0	289,2	124,3
60	87,5	372	126,0	245,7	294,8	103,3
90	65,4	417	189,0	227,7	273,3	77,2
120	53,3	453	252,0	200,8	241,0	62,9
180	39,8	507	378,0	129,2	155,1	47,0
240	32,4	551	504,0	46,5	55,8	38,2
360	24,3	619	756,0	-136,6	-164,0	28,7
540	18,2	696	1.134,0	-438,2	-525,8	21,5
720	14,8	754	1.512,0	-757,6	-909,1	17,5
1080	11,5	879	2.268,0	-1.388,7	-1.666,4	13,6
1440	9,8	999	3.024,0	-2.024,9	-2.429,8	11,6
2880	6,1	1244	6.048,0	-4.804,2	-5.765,0	7,2
4320	4,6	1407	9.072,0	-7.665,1	-9.198,1	5,4

$$\underline{V_{\text{vorh}} = 286,2 \text{ m}^3 \text{ } 302 \text{ m}^3} > \underline{V_{\text{erf}} = 280,1 \text{ m}^3 \text{ } 294,8 \text{ m}^3}$$

V_{vorh} aus Beckengeometrie

Diagramm 32



Aus der Berechnung ergibt sich eine erforderliches Rückhaltevolumen von $V_{\text{erf}} = 280,1 \text{ m}^3$ ~~294,8 m³~~. Dem gegenüber steht das vorhandene Volumen von $V_{\text{vorh}} = 286,2 \text{ m}^3$ ~~302,00 m³~~.

Nachweis Beckenvolumen:

Länge RRB: $L = 2,50 + 0,30 + 27,50 \text{ ~~28,00~~} + 0,50 + 1,00 = 31,80 \text{ m } \text{~~32,30 m}~~$

Breite RRB: $B = 9,00 \text{ m } \text{~~10,60 m}~~$

Tiefe RRB: $T = 1,00 \text{ m}$

Volumen RRB: $V_{\text{vorh}} = L \times B \times T = 31,80 \times 9,00 \times 1,00 = 286,2 \text{ m}^3$

~~$V_{\text{vorh}} = L \times B \times T = 32,30 \times 9,35 \times 1,00 = 302,00 \text{ m}^3$~~

Berechnung Notentlastung

Bemessung Notüberlauf RRB:

Der Notüberlauf des RRB ist für die maximale Wassermenge zu bemessen. Diese Wassermenge wird anhand der Berechnung des erforderlichen Rückhaltevolumens für das ~~100-jährliche~~ ~~100-jährige~~ Ereignis ermittelt.

Berechnungstabelle 13: RRB „Hohlbach Ost“

Ausgangswerte:

$A_{\text{red}} [\text{m}^2] =$	11.410
$Q_{\text{ab}} [\text{l/s}] =$	35,00
$f_z =$	1,20 (Risikomaß gering)
$n =$	0,01 (100 jähriges Ereignis)

T [min]	RN [l/(s*ha)]	V _{zu} [m³]	V _{ab} [m³]	V _{erf} [m³]	V _{erf} [m³] * f _z	Q _{zu} [l/s]
5	629,8	216	10,5	205,1	246,1	718,6
10	403,6	276	21,0	255,3	306,4	460,5
15	311,1	319	31,5	288,0	345,6	355,0
20	258,7	354	42,0	312,2	374,7	295,2
30	199,4	410	63,0	346,5	415,8	227,5
45	153,7	474	94,5	379,0	454,8	175,4
60	127,8	525	126,0	399,0	478,7	145,8
90	95,0	585	189,0	396,3	475,6	108,4
120	77,0	633	252,0	380,6	456,7	87,9
180	57,2	705	378,0	326,9	392,2	65,3
240	46,4	762	504,0	258,4	310,0	52,9
360	34,5	850	756,0	94,3	113,1	39,4
540	25,7	950	1.134,0	-183,9	-220,7	29,3
720	20,8	1025	1.512,0	-486,7	-584,1	23,7
1080	16,2	1198	2.268,0	-1.070,2	-1.284,3	18,5
1440	13,9	1370	3.024,0	-1.653,7	-1.984,4	15,9
2880	8,7	1715	6.048,0	-4.332,7	-5.199,2	9,9
4320	6,6	1952	9.072,0	-7.120,1	-8.544,1	7,5

$$\underline{V_{\text{vorh}} = 286,2 \text{ m}^3} > \underline{V_{\text{erf}} = 478,7 \text{ m}^3}$$

V_{vorh} aus Beckengeometrie.

Ausgangswerte:

 $A_{\text{red}}[\text{m}^2] = 11.800$ $Q_{\text{abl}}[\text{l/s}] = 35,00$ $f_z = 1,20$ (Risikomaß gering) $n = 0,01$ (100 jähriges Ereignis)

T [min]	RN [l/(s*ha)]	V _{zu} [m³]	V _{ab} [m³]	V _{erf} [m³]	V _{erf} [m³] * f _z	Q _{zu} [l/s]
5	629,8	223	10,5	212,4	254,9	743,2
10	403,6	286	21,0	264,7	317,7	476,2
15	311,1	330	31,5	298,9	358,7	367,1
20	258,7	366	42,0	324,3	389,2	305,3
30	199,4	424	63,0	360,5	432,6	235,3
45	153,7	490	94,5	395,2	474,2	181,4
60	127,8	543	126,0	416,9	500,3	150,8
90	95,0	605	189,0	416,3	499,6	112,1
120	77,0	654	252,0	402,2	482,6	90,9
180	57,2	729	378,0	351,0	421,1	67,5
240	46,4	788	504,0	284,4	341,3	54,8
360	34,5	879	756,0	123,3	148,0	40,7
540	25,7	983	1.134,0	-151,4	-181,7	30,3
720	20,8	1060	1.512,0	-451,7	-542,0	24,5
1080	16,2	1239	2.268,0	-1.029,3	-1.235,1	19,1
1440	13,9	1417	3.024,0	-1.606,9	-1.928,2	16,4
2880	8,7	1774	6.048,0	-4.274,0	-5.128,8	10,3
4320	6,6	2019	9.072,0	-7.053,4	-8.464,0	7,8

Wie aus der Tabelle 13 zu entnehmen, ist der Rückhalteraum mit $V_{\text{vorh}} = 286,2 \text{ m}^3$ ~~302,00 m³~~ bereits beim $r_{10;n=0,01}$ mit $Q = 460,5 \text{ l/s}$ ~~476,2 l/s~~ überlastet.

Die Notentlastung ist somit für $Q_{\text{not}} = 460,5 \text{ l/s}$ ~~476,2 l/s~~ auszulegen.

Energieverlust zwischen Becken und Auslaufbauwerk im Hohlbach

$Q = 460,5 \text{ l/s}$ ~~476,2 l/s~~

OK Hohlbach $\approx 536,00 \text{ m ü. NN}$

Auslaufkanal DN 1000

$A = 0,785 \text{ m}^2$

$v = 0,587 \text{ m/s}$ ~~0,606 m/s~~ $\Rightarrow v^2/2g = 0,018 \text{ m}$ ~~0,019 m~~

Einlaufverlust: $\zeta_E = 0,5$

Auslaufverlust: $\zeta_A = 1,0$

$\lambda = 0,02$ (geschätzt, ohne genaue Berechnung)

$$\Sigma h_v = (\zeta_A + \zeta_E + \lambda \times l/d) \times v^2/2g$$

$$\Sigma h_v = (1,0 + 0,5 + 0,02 \times 40/1,0) \times 0,018 \text{ ~~0,022~~ } = 0,04 \text{ m ~~0,05 m~~ }$$

Wasserspiegel am Auslauf RKB/RRB 535,00 ü. NN, entsprechend $Q \approx 24,0 \text{ m}^3/\text{s}$

$535,00 + 0,04 = 535,04 \text{ m ü. NN} \leq 537,00 \text{ m ü. NN} = \text{Dauerstau RKB}$

⇒ Rückstaufreie Lage des Beckens

Berechnung Überfallhöhe am RRB (Notüberlauf)

$$Q_{\text{not}} = 460,5 \text{ l/s ~~476,2 l/s~~ }$$

$$Q_{\text{not,BÜ}} = 425,5 \text{ l/s ~~441,2 l/s~~ }$$

Berechnungsformel:

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 \times Q_{\text{not,BÜ}}}{2 \times \mu \times l \times \sqrt{2 \times g}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 \times 0,4255}{2 \times 0,50 \times 9,00 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 \times 0,4816}{2 \times 0,50 \times 9,35 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{\ddot{u}} = 0,10 \text{ m}$$

max. Stau RRB: 538,00 m ü. NN

$$+ h_{\ddot{u}} = \underline{\quad 0,10 \text{ m} \quad}$$

538,10 m ü. NN max. Stau RRB

4.3.2.3 Berechnung Straßenoberflächenwasserbehandlungsanlage

Die Berechnung erfolgt gemäß den technischen Regeln zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser 01/08 (TR 1.1.08-BW) Handbuch Wasser, da wie bereits am Becken „Widderstall“ beispielhaft berechnet, die Ergebnisse nur unwesentlich differieren.

Berechnung nach RiStWag Baden-Württemberg

Bewertungsverfahren zur Auswahl des Behandlungsverfahrens

Einleitestelle:	Hohlbach
ständig Wasserführend:	ja
WSG:	nein (Fließzeit < 2 h in WSG)
Wasserspiegelbreite:	$b_{sp} = 4 \text{ m}$
Gewässertyp :	kleiner Fluss (G 21)
Gewässerpunktzahl:	$G = 14$
Einfluss Luft:	$L = 1$
Flächenbelastung BAB A 8:	$F = 35$
Abflussbelastung:	$B = 36,0$
Prüfung $B \leq G$:	$36,0 > 14 \Rightarrow$ Behandlung erforderlich
Erforderlicher Durchgangswert (erf. $D = G/B$):	erf. $D = 14/36,0 = 0,39$
Gewählter Anlagentyp:	RKB mit Dauerstau, $r_{krit} = 45 \text{ l/(s·ha)}$
Durchgangswert der Anlage:	$D = 0,38$
Emissionswert $E = B \times D$:	$E = 36,0 \times 0,38 = 13,7 < 14$

Es ist ein Durchgangswert von $D = 0,39$ erforderlich. Dies ist ein Wert, der durch ein Regenklärbecken mit Dauerstau ($D = 0,38$, bei $r_{krit} = 45 \text{ l/(s·ha)}$) erreicht werden kann.

Berechnung Beckengröße

Einzugsgebiete:

Entwässerung über Randsteine $A_{u,b} = 0,89 \text{ ha}$ ~~0,94 ha~~

Entwässerung über Mulden $A_{u,nb} = 0,25 \text{ ha}$ ~~0,24 ha~~

Flächenanteil: $0,96/(0,96 + 0,18) \times 100 = 85 \% \geq 40 \%$ ~~$0,94/(0,94 + 0,24) \times 100 = 80 \% \geq 40 \%$~~ , Bemessung anteilig der Flächen!

$r_{krit} = 45 \text{ l/(s·ha)}$ für Flächen über Randsteine

$r_{krit} = 15 \text{ l/(s·ha)}$ für Flächen über Mulden

Berücksichtigung der Flächenanteile:

$$\text{maßg. } r_{\text{krit}} = (\sum A_{u,b} \times r_{\text{krit}} + \sum A_{u,nb} \times r_{\text{krit}}) / \sum A_u$$

$$\text{maßg. } r_{\text{krit}} = (45 \times 0,96 + 15 \times 0,18) / 1,16 = 39,6 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$$

$$\text{maßg. } r_{\text{krit}} = (45 \times 0,94 + 15 \times 0,24) / 1,18 = 38,9 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$$

$$Q_{\text{RKB}} = A_{\text{E,red}} \times r_{\text{krit}} = 1,141 \text{ ha} \times 39,6 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)} = 45,1 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{RKB}} = A_{\text{E,red}} \times r_{\text{krit}} = 1,18 \text{ ha} \times 38,9 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)} = 45,9 \text{ l/s}$$

Kombibecken:

$$q_A = 7,5 \times \sqrt{\frac{Q_{ab}}{Q_{\text{RKB}}}}$$

$$q_A = 7,5 \times \sqrt{\frac{35}{45,1}} = 6,6 \text{ m/h}$$

$$q_A = 7,5 \times \sqrt{\frac{35}{45,9}} = 6,55 \text{ m/h}$$

$$q_A = 6,6 \text{ m/h } \text{6,55 m/h}$$

$$A_{\text{RKB}} = (3,6 \times Q_{ab}) / q_A$$

$$A_{\text{RKB}} = (3,6 \times 35) / 6,6 = 19,1 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{RKB}} = (3,6 \times 35) / 6,55 = 19,2 \text{ m}^2$$

Berücksichtigung der Beckenabmessung (Kombibecken)

Einstautiefe: $t = 2,50 \text{ m}$ (gewählt)

Beckenbreite: $B = 9,00 \text{ m}$ ($B/H = 3,6$) ~~$B = 9,35 \text{ m}$ ($B/H = 3,74$)~~

Beckenlänge: $L = 27,50 \text{ m}$ ($L/B = 3,1$, $L/H = 11,0$)

~~$L = 28,00 \text{ m}$ ($L/B = 3$, $L/H = 11,2$)~~

Die geometrischen Abmessungen erfüllen damit die Anforderungen nach den Technischen Regeln zur Ableitung und Behandlung von Straßenoberflächenwasser 01/08 (TR 1.1.08-BW) Handbuch Wasser oder ATV-A-166.

Regenklärbecken:

$$\text{Fläche: } A_{\text{RKB}} = L \times B = 27,50 \times 9,00 = 247,5 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen: } V_{\text{RKB}} = A_{\text{RKB}} \times t = 247,5 \times 2,50 = 618,8 \text{ m}^3$$

$$\text{Fläche: } A_{\text{RKB}} = L \times B = 28,00 \times 9,35 = 261,8 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen: } V_{\text{RKB}} = A_{\text{RKB}} \times t = 261,8 \times 2,50 = 654,5 \text{ m}^3$$

Nachweis der vorhandenen kritischen Regenspende:

Berechnung nach RiStWag Baden-Württemberg

Kombibecken:

Entfällt, da die Beckengröße das ca. 13,6-fache der erforderlichen für das RKB ist.

Die Grundfläche des Beckens wird durch die Rückhaltung bestimmt.

Nachweis Fließgeschwindigkeit unter Tauchwand

$$Q = 460,5 \text{ l/s } 470,2 \text{ l/s (bei maximalem Abfluss } Q_{\text{not}})$$

$$A = 9,00 \times 2,15 = 19,35 \text{ m}^2$$

$$A = 9,35 \times 2,15 = 20,10 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 0,4605/19,35 = 0,02 \text{ m/s} \leq V_{\text{zul}} = 0,05 \text{ m/s}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,4762}{20,10} = 0,02 \text{ m/s} \leq V_{\text{zul}} = 0,05 \text{ m/s}$$

Der erforderliche Ölrückhalteraum von $V = 5 \text{ m}^3$ ist vorhanden.

Nachweis Rückstau in Zulaufleitung bei max. Stau RRB

max. WSP RRB 538,10 m ü. NN

Berechnungsmodell:

Das Rückhaltebecken ist maximal gefüllt (538,10 m ü. NN) und im Entwässerungssystem wird das 10-jährliche 10-jährige (bzw. 50-jährliche 50-jährige) Regenereignis abgeleitet. Dies ist als ein seltenes Ereignis einzustufen.

Die Berechnung erfolgt mit einem hydrologischen Berechnungsmodell.

Hydraulische Berechnung siehe Anlage 2.7c und Anlage 2.8c

Wie aus der Berechnung ersichtlich, liegen sämtliche Wasserspiegel im Entwässerungssystem unter den Höhen der Schachtabdeckungen.

Eine Überflutung findet nicht statt.

Beckenabmessungen:

Regenklärbecken:

Einstautiefe	$t = 2,50 \text{ m}$
Beckenbreite	$B = 9,00 \text{ m } \cancel{9,35 \text{ m}}$
Beckenlänge	$L = 27,5 \text{ m } \cancel{28,00 \text{ m}}$
Fläche	$A_{\text{RKB}} = 247,5 \text{ m}^2 \cancel{261,8 \text{ m}^2}$
Volumen	$V_{\text{RKB}} = 618,8 \text{ m}^3 \cancel{654,5 \text{ m}^3}$
Dauerstau	$= 537,00 \text{ m ü. NN}$

Rückhaltebecken:

Einstautiefe	$t = 1,00 \text{ m}$
maximaler Stau	$538,10 \text{ m ü. NN}$
Stauziel RRB	$= 538,00 \text{ m ü. NN}$ (Beginn Notentlastung)
Volumen RRB	$V_{\text{vorh}} = 286,2 \text{ m}^3 \cancel{302,00 \text{ m}^3}$

(vgl. Unterlage 13.2, Blatt 24~~ca~~ bis 26~~ca~~)

4.4 Entwässerungsabschnitt „3“, AS ~~alter Alaufstieg~~ / K 1433 ~~Maut-~~ ~~freie Umfahrung~~

4.4.1 Hydraulische Berechnung Versickerbecken „K 1433“ „~~Mautfreie~~ ~~Umfahrung~~“

Berechnung Rückhaltevolumen Versickeranlage „K 1433“ „~~Mautfreie Umfahrung~~“

Die Berechnung erfolgt nach ~~DWA-A 117 ATV-DVWK-A-117~~ „Einfaches Verfahren“, ~~DWA-A 138 ATV-DVWK-A-138~~ und RAS-Ew.

Einzugsgebiet des Entwässerungssystems

Eingangsrößen:

vgl. Unterlage 7, Blatt 10~~c~~:

$A_{\text{E,red}} = 1,0 \text{ ha}$
(inkl. Außengebiet)

Versickerrate (gemäß RAS-Ew):

$k_f = 2 \text{ cm/h}$

Beckengrundfläche (Sickerfläche):

$A = 1.050 \text{ m}^2$

Bemessung auf 100-jährliche 400-jähriges Ereignis, keine Notentlastung:

$n = 0,01$

Die Bemessung von den Regenrückhalteräumen (RRR) erfolgt unter der Vorgabe von Regenspenden. Hierbei wird vereinfachend vorausgesetzt, dass die Häufigkeit der maßgebenden Regenspenden derjenigen Überschreitungshäufigkeit der RRR entspricht.

Für die Ermittlung der maßgebenden Dauerstufe D_m und der zugehörigen Regenpende wird das Rasterfeld 87/32 gemäß KOSTRA verwendet (vgl. Anhang 1).

Die Ermittlung des erforderlichen Retentionsraumes erfolgt zum besseren Verständnis auf tabellarischen bzw. graphischem Weg, indem zunächst die jeweiligen Zuflussganglinien als Summenlinie für alle variablen Regenereignisse im Bereich von r_5 bis r_{72h} auf Basis der Überschreitungshäufigkeit von $n = 0,01$ aufgetragen werden.

Diese hieraus resultierenden Regensummenlinien werden auf Basis der jeweiligen gebietsspezifischen Niederschläge mit A_{red} aus der hydraulischen Berechnung ermittelt.

Im nächsten Schritt werden die einzelnen Zuflussganglinien mit der gewählten Abflussganglinie (limitierter Beckenabfluss $Q_{ab} = \text{konstant}$) überlagert, und man erhält entsprechend der jeweiligen gewünschten Überschreitungshäufigkeit den hierfür notwendigen Stauraumbedarf. Dieser berechnete Stauraum wird mit einem empirischen Korrekturfaktor $f_z = 1,2$ belegt, um dem Einfluss von Vorregen und Intensitätsverläufen natürlicher Ereignisse Rechnung zu tragen.

Randparameter für die Anwendung des Näherungsverfahrens:

$n \geq 0,1/a$

Regenanteil der Drosselabflussspende $q_{r,red} \geq 2 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$

$A_{E,K} \leq 200 \text{ ha}$ (kanalisierte Einzugsgebietsfläche)

Berechnungstabelle 14: Sickerbecken „K 1433“

Ausgangswerte:

$A_{\text{red}}[\text{m}^2] = 10.000$

$k_f[\text{m/s}] = 5,50\text{E-}06$

$A_{\text{Becken}}[\text{m}^2] = 1.050$ (Sickerfläche)

$Q_{\text{ab}}[\text{l/s}] = 5,78$

$f_z = 1,20$

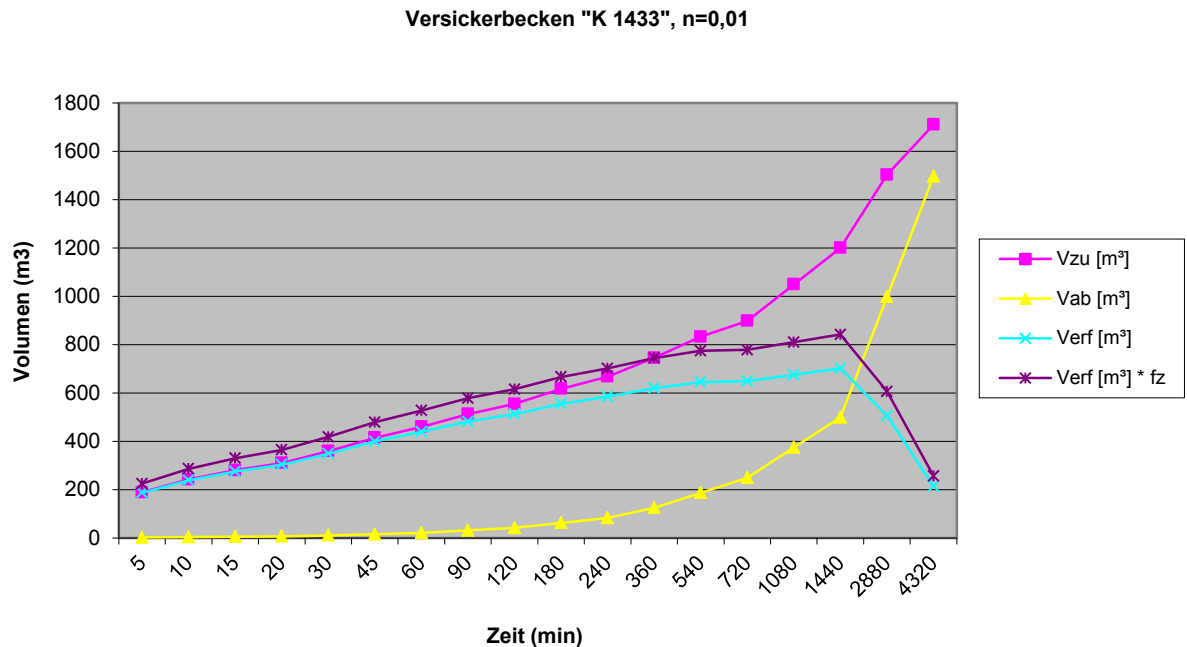
$n = 0,01$

(100-jährliches
100-jähriges Ereignis)

T [min]	RN [l/(s·ha)]	V _{zu} [m³]	V _{ab} [m³]	V _{erf} [m³]	V _{erf} [m³] × f _z	Q _{zu} [l/s]
5	629,8	189	1,7	187,2	224,6	629,8
10	403,6	242	3,5	238,7	286,4	403,6
15	311,1	280	5,2	274,8	329,8	311,1
20	258,7	310	6,9	303,5	364,2	258,7
30	199,4	359	10,4	348,5	418,2	199,4
45	153,7	415	15,6	399,4	479,3	153,7
60	127,8	460	20,8	439,3	527,1	127,8
90	95,0	513	31,2	481,8	578,2	95,0
120	77,0	554	41,6	512,8	615,4	77,0
180	57,2	618	62,4	555,4	666,5	57,2
240	46,4	668	83,2	585,0	702,0	46,4
360	34,5	745	124,7	620,5	744,6	34,5
540	25,7	833	187,1	645,6	774,7	25,7
720	20,8	899	249,5	649,1	778,9	20,8
1080	16,2	1050	374,2	675,5	810,6	16,2
1440	13,9	1201	499,0	702,0	842,4	13,9
2880	8,7	1503	997,9	505,4	606,5	8,7
4320	6,6	1711	1.496,9	213,8	256,6	6,6

$$\underline{V_{\text{vorh}} = 1.500 \text{ m}^3 > V_{\text{erf}} = 842,4 \text{ m}^3}$$

Diagramm 33



Für das Becken ist ein Volumen $V_{\text{erf.}} = 842,4 \text{ m}^3$ für $n = 0,01$ erforderlich. Der vorhandene Rückhalteraum weist ein Volumen von $V_{\text{vorh}} = 1.500 \text{ m}^3$ auf, der maximale Stau im Becken liegt bei 775,80 m ü. NN, die Beckensohle liegt dabei auf 775,00 m ü. NN. Die Straßentiefpunkte der am System angeschlossenen Straßen werden dabei nicht überflutet.

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Beckenabmessungen:

Versickerbecken:

Mittlere Sohlhöhe:	775,00 m ü. NN
Versickerrate:	$k_f = 2 \text{ cm/h}$
Beckengrundfläche (Sickerfläche):	$A = 1.050 \text{ m}^2$
Einstautiefe:	$t = 0,80 \text{ m}$
Stauziel Versickerbecken	775,80 m ü. NN
Volumen Versickerbecken	$V_{\text{vorh}} = 1.500 \text{ m}^3$
Wiederkehrzeit:	$n = 0,01$ (100 Jahre)

Nachweise der Regenwasserbehandlung Versickerbecken „K 1433“ „~~Mautfreier Anschluss, K 1433~~“ gemäß „Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser (August 2007; korrigierter Stand: August 2012)“ und Merkblatt DWA-M 153, Ausgabe 08/2007-ATV-DVWK-M-153, Ausgabe 02/2000

Ermittlung Bewertungspunkte für Gewässer:

Tabelle 1a bzw. 1b [DWA-M 153 ATV-DVWK-M-153](#)

durch Beckenaufbau keine direkte Verbindung zum Karstgrundwasserleiter
gewählt Wasserschutzzone IIIA (G26)-: $G = 5$

Ermittlung Bewertungspunkte für Einflüsse aus Luft:

Tabelle 2 [DWA-M 153 ATV-DVWK-M-153](#)

gewählt Verkehrsaufkommen unter 5000 Kfz/24h (L1)-: $L = 1$

Ermittlung Bewertungspunkte für Belastung der Fläche:

Tabelle 3 [DWA-M 153 ATV-DVWK-M-153](#)

Alle Flächen außer Straßen (Mittelwert)

gewählt F1: $F = 5$

Straßen

gewählt Straßen bis 5000 Kfz/24h (F4): $F = 19$

Nachweis Versickerbecken

A_n (Straßen) = 0,28 ha

A_n (restliche Flächen) = 0,72 ha

Tabelle 15:

Flächenanteil f_i		Luft L_i		Flächen F_i		Abflussbelastung B_i
$A_{u,i}$	f_i	Typ	Punkte	Typ	Punkte	$B_i = f_i \times (L_i + F_i)$
0,72 ha	0,72	L1	1	F1	5	4,32
0,28 ha	0,28	L1	1	F4	19	5,60
$\Sigma = 5,1$ ha	$\Sigma = 1,0$	Abflussbelastung $B = \Sigma B_i$:				$B = 9,92$
Maximal zulässiger Durchgangswert $D_{\max} = G/B$						$D_{\max} = 5/9,92 = 0,50$
Vorgesehene Behandlung Versickerung in Becken 30 cm bewachsener Oberboden (Typ D1,b) mit $D = 0,20$						

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Versickerbecken:

Zentrale Versickerung durch 30 cm bewachsenen Oberboden

5. ~~Ver- und Entsorgung Mautstation~~

~~Die Mautstation benötigt einen Wasser- und Abwasseranschluss. Die Wasserversorgung wird über die in der K 7324 gelegenen Wasserleitung DN 150 südwestlich der geplanten Mautanlage und einer daran anschließenden Anschlussleitung sichergestellt. Die Entnahme der Wassermenge ist sehr gering und kann nach Angaben des Betreibers der Anlage „Abwasserversorgung“ problemlos bereitgestellt werden. Die Spitzenabnahme kann nach derzeitigem Bearbeitungsstand nur grob abgeschätzt werden.~~

~~Für die Bezugszeit von 10 s ergeben sich bei ca. 30 Einwohnern (nach DVWG Arbeitsblatt W 410, Wendhorst Seite 1262) $Q_s = 1,11 + 0,42 \cdot \ln E = 1,11 + 0,42 \cdot \ln 30 = 2,5 \text{ l/s}$. Im Tagesmittel ergibt sich abgeschätzt ein Wasserbedarf von ca. 4.500 l/d.~~

~~Die Abwasserentsorgung wird über eine Druckleitung entlang der Kreisstraße 1447 bis zur Gemeinde Drackenstein, Ortsteil Oberdrackenstein sichergestellt (Höhendifferenz ca. 14 m, Länge ca. 2,5 km). Dort wird an einen bestehenden Kanal DN 250 angeschlossen. Die Stromversorgung für das (die) Abwasserpumpwerk(e) wird über das BAB-Stromversorgungsnetz sichergestellt. Für diese Schmutzwasserleitung ergibt sich gemäß ATV-DVWK A 142 „Abwasserkanäle und -leitungen in Wassergewinnungsgebieten“ eine Einstufung des Gefährdungspotentials des Grundwassers nach Tabelle 1 zu „sehr hoch“. Dies bedeutet, dass z. B. doppelwandige Rohrsysteme verwendet werden sollen. Die endgültige Festlegung erfolgt im Zuge der Ausführungsplanung in Abstimmung mit den zuständigen Fachbehörden.~~

~~Eine Gesamtübersicht der Ver- und Entsorgungsleitungen für die Mautstation ist in Unterlage 13.2, Blatt 7 dargestellt.~~

II. Tunnelbauwerke

1. Beschreibung der geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse

Für einen Gesamtüberblick über die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse gelten die Ausführungen unter Kapitel I. Bundesautobahn A 8 (Strecke) und Anschlussstellen.

In diesem Kapitel wird auf die Besonderheiten im Zusammenhang mit den Tunnelbauwerken eingegangen.

Geologische Verhältnisse

(siehe auch Unterlage 9c - Geohydrologisches Gutachten mit Anhang)

Tunnel Himmelsschleife

Der Tunnel Himmelsschleife durchfährt in Fahrtrichtung München zunächst den Impressamergel (ox1) auf ca. 800 m Länge. Danach werden die Wohlgeschichteten Kalke (ox2) durchquert. Im Tunnelbereich wird kein quellendes und schwellendes Gebirge vermutet. Druckhaftes Gebirge ist ebenfalls nicht zu erwarten. Sämtliche Ausbruchmaterialien sind zum Wiedereinbau bei Erdbaumaßnahmen geeignet.

An den Hängen des Fils- und Gosbachtals ist im Portalbereich Hangschuttmaterial vorhanden, so dass in den Voreinschnitten Sicherungen für die Baugruben erforderlich werden.

Tunnel Drackenstein

Der Tunnel Drackenstein durchfährt in Fahrtrichtung München zunächst den Kalkstein (Wohlgeschichteten Kalke) (ox1) auf ca. 200 m Länge. Bereits im Portalbereich Nord werden am Tunnelfirst die Lacunosamergel (ki1) erwartet. Der Großteil des Tunnels liegt im Lacunosamergel (ki1). Ab ca. km 15+200 treten im Ausbruch des Tunnels beim Vortrieb die Unteren Felsenkalke (ki2) und dann Untere Massenkalk (joMu) auf.

Im Tunnelbereich wird kein quellendes und schwellendes Gebirge vermutet. Druckhaftes Gebirge ist ebenfalls nicht zu erwarten. Sämtliche Ausbruchmaterialien sind zum Wiedereinbau bei Erdbaumaßnahmen geeignet.

An den Hängen des Gosbachtals ist im Portalbereich Hangschuttmaterial vorhanden, so dass in den Voreinschnitten Sicherungen für die Baugruben erforderlich werden.

Hydrogeologische Verhältnisse

Grundwasser

Tunnel Himmelsschleife

Der Tunnel „Himmelsschleife“ liegt fast auf der gesamten Länge unter der geschlossenen, freien Karstgrundwasseroberfläche (KWO). Bei Mittelwasserverhältnissen liegt die KWO ca. 30 m über der Tunnelsohle. Bei Extremniederschlägen kann der Wasserdruck über die Klüfte rasch auf 80 m über der Tunnelsohle ansteigen.

Während des Vortriebs ~~sind~~ *ist* eine temporäre Wasserentnahme und eine daraus resultierende Karstwasserabsenkung unvermeidbar. Die Grundwasserentnahmemengen liegen bei instationären Abflussverhältnissen bei $Q_{\text{mittel}} = 19$ l/s, bzw. bei stationären Verhältnissen bei $Q_{\text{mittel}} = 5 - 10$ l/s. Diese Werte beziehen sich auf den Fall, dass der Grundwasserhorizont ≥ 30 m über Tunnelsohle steht. Bei extremen Hochwasseranfall sind Wassermengen bis zu $Q_{\text{max}} = 200$ l/s nicht auszuschließen. Diese Hochwasserereignisse können 3 bis 4 Tage andauern. Der Absenkungstrichter wird in Abhängigkeit von der Größe und Ausdehnung der angeschnittenen Kluftsysteme eine Ausdehnung bis zu 300 m beiderseits der Trasse haben.

Tunnel Drackenstein

Der Tunnel „Drackenstein“ liegt nach derzeitigem Kenntnisstand auf der gesamten Länge über der geschlossenen, freien Karstgrundwasseroberfläche (KWO). Bei Extremniederschlägen kann sich über die Klüfte rasch ein Wasserdruck aufbauen. Unter Berücksichtigung eines worst case Szenarios kann nicht ausgeschlossen werden, dass zeitweise wasserführende Karststrukturen angefahren werden. Im Mittel ist mit einem Wert von $Q_{\text{mittel}} = 50$ l/s zu rechnen. Bei extremen Hochwasseranfall sind Wassermengen bis zu $Q_{\text{max}} = 500$ l/s nicht auszuschließen. Diese Hochwasserereignisse können 3 bis 4 Tage andauern.

Wasserschutzgebiete

Im Untersuchungsraum befindet sich das Wasserschutzgebiet Nr. 114 „Bad Ditzenbach-Gosbach, Krähensteigquelle“, sowie das Wasserschutzgebiet Nr. 101 „ZV Wasserversorgung Ulmer Alb/Lautern“ im Bereich des Bauendes bei Widderstall.

Der Tunnel „Drackenstein“ durchquert auf der gesamten Länge das Wasserschutzgebiet Nr. 114 „Bad Ditzenbach-Gosbach, Krähensteigquelle“, WSZ II. Der Tunnel „Himmelsschleife“ liegt außerhalb von Wasserschutzgebieten.

Oberirdische Entwässerung

Quellen

Die im Kapitel I. erwähnten Quellen werden teilweise durch die Tunnelbaumaßnahmen betroffen. Dies sind für den Tunnel „Himmelsschleife“ die Quellen „Hinter der Kirche“, Dürrentalquelle, Amtalquelle sowie nicht auszuschließen die Eselhauquelle. Die Quellen werden sowohl qualitativ und auch quantitativ eine Verschlechterung während der Bauzeit erfahren. Die Quelle „Hinter der Kirche“ wird einen Rückgang der Wassermenge um ca. 20 % aufweisen. Dem Einzugsgebiet der Gos wird durch die Grundwasserabsenkung ebenfalls Wasser in der Größenordnung von 3 bis 4 % entzogen. Die Gos wird deshalb nicht spürbar beeinträchtigt. Auswirkungen auf die „Todsburgquelle“ und die Fassungen der „Kornberggruppe“ sind nicht zu erwarten.

Für den Tunnel „Drackenstein“ muss während der Bauzeit die „Krähensteigquelle“ stillgelegt werden. Für die Bauzeit ist eine entsprechende Ersatzwasserversorgung herzustellen. Ob die „Krähensteigquelle“ nach Abschluss der Arbeiten wieder in Betrieb gehen kann, kann erst nach Auswertung der Ergebnisse der Beweissicherung entschieden werden. Das Einzugsgebiet der Gosquellen wird ebenfalls durchfahren. Während der Baumaßnahmen ist mit qualitativen Beeinträchtigungen der Quellen zu rechnen. Dauerhafte Veränderungen sind nicht zu befürchten.

Zusammenfassung

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass aus hydrogeologischer Sicht ein besonders sensibles System vorliegt, das insbesondere im Hinblick des Grundwasser- und Gewässerschutzes hohe Anforderungen an den Bau sowie den Endzustand der Bauwerke stellt. Aus geologischer Sicht ist für den Tunnelbau mit keinen außergewöhnlichen Problemstellungen zu rechnen.

Die Planung der beiden Tunnelbauwerke muss deshalb im Hinblick auf die besonderen hydrogeologischen Gegebenheiten ausgerichtet sein.

2. Erläuterung der vorangegangenen Untersuchungen

Die Planung der BAB A 8 wird bereits seit mehreren Jahren betrieben. Durch die Anpassungen und Ergänzungen bzw. Änderungen der Randbedingungen wurde die Planung mehrfach modifiziert. Durch das Voranbringen der Planung und der damit

verbundenen Planungstiefe wurden die Konzepte der Tunnelplanung immer weiter verfeinert. Diese Untersuchungen führten zum jetzigen Stand der Tunnelplanung.

Für den Tunnel „Himmelsschleife“ ist ein druckwasserdichter Tunnel mit einem Druckregelsystem, das die maximale Belastung des Tunnels auf 30 m Wassersäule über der Tunnelsohle begrenzt, vorgesehen.

Der Tunnel „Drackenstein“ liegt zwar über dem mittleren Karstwasserspiegel, kann aber bei Karsthochwasserereignissen gleichwohl bis zu 30 m eingestaut werden und erhält deswegen ebenfalls eine Rundumabdichtung.

3. Beschreibung der Tunnelbauwerke

Nachfolgend werden die beiden Tunnelbauwerke aus wasserwirtschaftlicher Sicht erläutert. Für die sonstigen technischen Planungen wird auf die Unterlage 1c (Erläuterungsbericht) sowie Unterlage 10.1 verwiesen.

3.1 Tunnel „Himmelsschleife“, km 12+290,50 – km 13+500

Beschreibung der Randbedingungen

Der Tunnel verläuft von Nord nach Süd steigend mit einer Längsneigung von 3,5 %. Wasserschutzgebiete werden nicht tangiert. Am Südportal (km 13+500) befinden sich westlich der BAB A 8 die Amtalquellen. Diese Quellen werden während der Bauzeit durch entsprechende Schutzmaßnahmen gesichert (geschützt) (vgl. Unterlage 13.2, Blatt 1c bzw. Unterlage 7, Blatt 4c und Unterlage 12).

Tunnellängen

Die Abschnittslängen sind wie folgt definiert:

Tunnel Himmelsschleife, Weströhre (Richtungsfahrbahn Stuttgart – Ulm):

Beginn offene Bauweise Nord/West	Station 12+290,5
Anschlag geschlossene Bauweise	Station 12+309
Ende geschlossene Bauweise	Station 12+480
Ende offene Bauweise Süd/Ost	Station 13+500

Tunnel Himmelsschleife, Oströhre (Richtungsfahrbahn Ulm – Stuttgart):

Beginn offene Bauweise Nord/West	Station 12+305,5
----------------------------------	------------------

Anschlag geschlossene Bauweise	Station 12+324
Ende geschlossene Bauweise	Station 13+480
Ende offene Bauweise Süd/Ost	Station 13+500

Wasserhaltung während der Vortriebsarbeiten

Infolge der Vortriebsarbeiten wird das Karstwasser zwangsläufig durch das Anschneiden wasserführender Klüfte abgesenkt und über Entwässerungsrinnen bzw. Rohrleitungen zum Portal geleitet.

Zulaufendes Wasser wird entsprechend dem Auftreten an der Tunnellaubung entweder mit Drainageelementen flächig gefasst oder abgeschlaucht. Wasser im Bereich der Ortsbrust wird den mitgeführten Rinnen über Pumpen zugeleitet. Am Übergang zum Strossenvortrieb wird das anfallende Wasser in Pumpensümpfen gesammelt und durch Rohrleitungen aus dem Tunnel geleitet.

Das Wasser ist infolge des Kontaktes mit Ausbruchmaterial und Spritzbeton, Anker- bzw. Injektionsmörtel mit Feststoffen angereichert und im pH-Wert verändert. Deshalb durchläuft es vor der Einleitung in die Vorfluter eine Abwasserreinigungsanlage. Das Wasser gelangt im freien Auslauf in ein Verteilerbecken. Hier befinden sich Schieber für die wechselseitige Beschickung der Absetzbecken. Vom Verteilerbecken gelangt das Wasser in die Absetzbecken. Hier sinken die Schwebstoffe zu Boden. Schwimmstoffe werden durch Tauchbretter aufgehalten. Die Größe der Absetzbecken hängt von der durchschnittlich zu erwartenden Wassermenge ab. Für die Räumung und Wartung eines Absetzbeckens ist mindestens ein zweites gleich großes Becken vorzusehen.

Nach der Beseitigung von Schweb- und Trübstoffen wird das Wasser in die Neutralisation geleitet. Hier wird der pH-Wert unter den behördlich vorgegebenen Grenzwert gesenkt. Falls die Reinheit des Abwassers für die Einleitung in den Vorfluter noch nicht ausreicht, kann ein Sandfilterbecken nachgeschaltet werden, wo die restlichen abfiltrierbaren Stoffe gesammelt werden.

Zum Abschluss kann ein Kontrollschacht vorgesehen werden, in dem alle behördlich geforderten Daten, z. B. pH-Wert, Durchflussgeschwindigkeit, Tagesmenge oder Trübung, gemessen und registriert werden können.

Anschließend wird das so behandelte Tunnelwasser über das RKB/RRB „Fils“, das vorab hergestellt wurde, in die Fils als Vorfluter eingeleitet. Dadurch ist es möglich, eine zusätzliche Sedimentation des Tunnelwassers zu ermöglichen und die Abfluss-

spitzen in die Fils auf $Q = 300 \text{ l/s}$ zu minimieren. In Abhängigkeit von der gewählten Durchsatzleistung und Aufenthaltsdauer des Wassers in der Anlage ergibt sich der erforderliche Platzbedarf der Becken und Anlagenteile. Mindestens sollte jedoch ein Areal von ca. 500 m^2 an den Angriffsportalen außerhalb der Voreinschnitte vorgesehen werden.

Wasserhaltung im Endzustand

Tunnel Himmelsschleife

Gemäß der statischen Voruntersuchung wird der Regelquerschnitt des Tunnels Himmelsschleife so bemessen, dass ein Wasserdruck von 30 m oberhalb der Sohle aufgenommen werden kann.

Auftretende Karsthochwasserspitzen werden über ein Druckregelungssystem im Bereich der Sohle abgeleitet. Das Druckregelungssystem besteht im Wesentlichen aus einer groben Kies oder Schotterpackung im Sohlbereich, die durch in Tunnellängsrichtung verlaufende Betonstreifen in mehrere „Kiesbetten“ aufgeteilt wird. Die Betonstreifen dienen der sicheren Auflagerung der Sohlbewehrung und gewährleisten definierte Bereiche der Wasserfassung. Innerhalb der Kiesbetten sind geschlitzte Rohre DN 250 angeordnet, die das anströmende Karstwasser kanalisieren.

Die Filterschicht kann, falls die geologischen Bedingungen keine Spritzbetonschale im Sohlbereich erfordern, direkt auf dem Fels angeordnet werden. Dies führt zu einer optimalen Wasserabführung. In Falle einer Spritzbetonsohle wird das Entlastungssystem auf dieser angeordnet, nachdem eine Perforation erfolgt ist.

Oberhalb der Kiespackung wird eine umlaufende Abdichtung angeordnet, darüber wird die Innenschale betoniert. Die Bereiche der flächenhaften Wasserfassung werden in betriebstechnisch erforderlichen Abständen abgeschottet und die Rohre aus den Kiesbetten durch die Abdichtung und den Sohlbeton in einen Wartungsraum unter der Fahrbahn verzogen. Das Wasser wird hier in Druckrohren gefasst, die mittels eines Klappenmechanismus verschlossen werden. Steigt der Wasserdruck in den Rohren über den voreingestellten Druck an, öffnen sich die Klappen und das Wasser fließt frei in eine über die gesamte Tunnellänge mitgeführte Sammelleitung DN 400. Fällt der Druck entsprechend, schließen die Klappen wieder und das Wasser wird gestaut. Der Wartungsraum kann mittels Fertigteilen hergestellt werden und ist über Schächte, die auf dem Seitenstreifen angeordnet werden können, zugänglich. Die Entwässerungsabschnitte werden auf ca. 125 m Länge ausgelegt und können, ausgehend von den Wartungsräumen, in beide Richtungen gespült werden.

Das Entlastungssystem des Tunnel „Himmelsschleife“ wird im Endzustand über einen Kanal an die Auslaufleitung des RKB/RRB „Fils“ angeschlossen. Die zeitweiligen Abflüsse nach Fertigstellung betragen $Q < 1 \text{ l/s}$ ab einem Grundwasserstand $\geq 33 \text{ m}$ über der Tunnelsohle. Bei extremen Hochwasser kann der Abfluss auf $Q = 200 \text{ l/s}$ kurzfristig anwachsen.

Verhinderung der Längsläufigkeit im Tunnel Himmelsschleife

Eine Behinderung der Längsläufigkeit wird aufgrund der Lage im Karstwasserspiegel nur für den Tunnel Himmelsschleife am Übergangsbereich zwischen dem Impressamergel (ox1) und den Wohlgeschichteten Kalken (ox2) erforderlich. Das Abdichtungselement kann als Dammring in Form eines Ringbalkens ausgeführt werden, der außerhalb des eigentlichen Tunnelquerschnittes angeordnet wird. Dazu erfolgt auf ca. 4 m Länge eine Querschnittsaufweitung um ca. 1 m, die abschnittsweise mit verzahnten Arbeitsfugen und umlaufenden Fugenbändern ausbetoniert wird. Anschließend wird die Auflockerungszone um den Ausbruch mittels Injektionen im Gebirge konsolidiert. Nach Herstellung des Dammrings wird die Tunnelabdichtung an die Fugenbänder des Ringbalkens angeschlossen.

Löschwasserversorgung und Havariebecken

Zur Löschwasserbereitstellung wird an dem Tunnelportal Himmelsschleife Süd an den Betriebsgebäuden ein Löschwasserbehälter mit 72 m^3 Fassungsvermögen und Druckerhöhungsanlage installiert. Die Löschwasserleitungen werden als Nassleitungen so ausgelegt, dass sie **die nach RABT geforderte eine** Löschwassermenge **von 20 l/s** bei **erforderlichem einem** Entnahmedruck **von ca. 6 bar** gewährleisten.

Die Wasserversorgung erfolgt über eine Wasserleitung von den Eselshöfen zum Portal Nord (vgl. Unterlage 13.2, Blatt 7c).

Jede Tunnelröhre erhält eine separate Löschwasserleitung. Sie wird im Bereich der Überholspuren unterhalb der Fahrbahn nahe dem Notgehweg in frostsicherer Tiefe verlegt. Im Tunnel werden im Abstand von maximal 150 m Hydrantennischen zur Löschwasserentnahme angeordnet. Sie befinden sich gegenüber den Notrufstationen.

Für die Betrachtung der Tunnelentwässerung sind die maßgebenden Betriebszustände wichtig. Nachfolgend sind diese mit den entsprechenden Lösungsmöglichkeiten aufgelistet.

Betriebszustand 1, Schleppwasseranfall infolge von Niederschlagsereignissen

Aufgrund der Erkenntnisse bei vergleichbaren Maßnahmen führen die anfallenden Schleppwässer dazu, dass eine Beckenentleerung unter Berücksichtigung der freizuhaltenen Kapazität für den Brandfall bzw. Ölunfall mindestens einmal im Monat durchgeführt werden muss. Eine Entleerung über Tankwagen verursacht Kosten von etwa 2.000 € pro Entleerungsvorgang.

Betriebszustand 2, Tunnelreinigung

Bei der Tunnelreinigung (etwa 2 mal pro Jahr) fallen je nach Einsatz flüssiger alkalischer Mehrbereichsreiniger Schmutzwässer an, die über die Tunnelentwässerungseinrichtungen in das Staubecken gelangen.

Diese Abwässer müssen schadlos beseitigt werden.

Versuche haben gezeigt, dass man beim Einsatz des Reinigungsmittels **P3-grato® 10 aktiv** der Firma Henkel unter nachfolgenden Voraussetzungen eine Abwasserqualität erzielt, die im Regelfall von einer normalfunktionierenden Kläranlage problemlos gereinigt werden können.

Erster Arbeitsgang: vorspritzen der Tunnelwände und -decken mit einer Konzentration von $\leq 4\%$ **P3-grato® 10 aktiv**, Einwirkzeit etwa 1h.

Zweiter Arbeitsgang: Tunnelreinigung mit einer Konzentration von $\leq 10\%$ **P3-grato® 10 aktiv**

Nach der erreichten Freigabe der Wässer durch die Betriebsleitung der zuständigen Kläranlage wird die Vorgehensweise bei der Tunnelreinigung mit entsprechenden detaillierten Angaben im Betriebsbuch festgeschrieben bzw. angeordnet.

Betriebszustand 3, Brandfall

Anfall von Löschwasser, das über das Tunnelentwässerungssystem in das Staubecken gelangt. Je nach Einsatz von Zusatzmitteln kann im Regelfall in einen städtischen Schmutzwasserkanal eingeleitet werden.

Betriebszustand 4, Ölunfall

Bei diesem Supergau werden über das Tunnelentwässerungssystem die anfallenden Leichtflüssigkeiten ins Staubecken eingeleitet und müssen über einen Tankwagen schadlos beseitigt werden.

Vorschlag

Einbau einer stationären Tauchmotorpumpe, Aufstellungsart **CS**.

Einbau einer Vorflutleitung vom Auffangbecken zu einem Schmutz-(Misch-)wasserkanal mit Anschluss an die städtische Schmutzwasserleitung.

Sicherung der Betriebsfunktionen durch Einbau eines Schiebers und Kugelrückschlagventils.

Einbau einer Abzweigleitung mit Anordnung eines Unterflurhydranten mit B-Anschluss.

Bei dieser Konzeption kann der Betriebszustand 1 durch eine wasserspiegellagenabhängige Steuerung der Pumpen kontinuierlich über die Druckleitung in die Mischwasserkanalisation eingeleitet werden.

Bei allen anderen Betriebszuständen erfolgt die Inbetriebnahme der Pumpe nach Sichtkontrolle bzw. Beprobung ausschließlich per Handsteuerung.

Der Betriebszustand 2 kann bei Einhaltung des freigegebenen Mischungsverhältnisses über die Druckleitung in die Mischwasserkanalisation eingeleitet werden.

Der Betriebszustand 3 kann im Regelfall über die Druckleitung in die Mischwasserkanalisation eingeleitet werden.

Der **Betriebszustand 4** (Kanal) muss über den Bypass (Unterflurhydrant) nach Schließung des Schiebers an der Hauptdruckleitung in ein Tankfahrzeug gepumpt und über dieses schadlos beseitigt werden.

An dem tiefer gelegenen Portal Himmelsschleife Nord wird ein Havariebecken mit einem Stauvolumen von ca. 100 m³ zur Rückhaltung von Schadflüssigkeiten im Störfall angeordnet. Das dort gesammelte Wasser wird über einen Kanal entlang ~~des Betriebswegs der Betriebszufahrt~~ bis zum Mischwasserkanal der Gemeinde Ditzenbach geführt und gelangt dann über diese Leitung in die Kläranlage.

Die Betriebszentrale Süd wird über einen Schmutzwasserkanal ~~DN-250~~ in den bestehenden Schmutzwasserkanal an der K 1447 (Gosbachtal) entwässert.

Der Tunnel erhält eine Fahrbahntwässerung, die im Hinblick auf ausfließende brennbare Flüssigkeiten ausgelegt ist. Nach den „Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln“ (RABT) Ausgabe ~~2006 2003~~, sind hierfür Schlitzrinnen ~~mit einzelnen untereinander abgeschotteten Abschnitten für eine Abflussmenge von 100 l/s anzuordnen. Es werden Abschnitte von 50 m Länge vorgesehen und abgeschottet.~~ Der Anschluss an die Hauptentwässerungsleitung des Tunnels erfolgt über einen Siphon.

Um das im Bereich der Tunnelportale entstehende Schleppwasser der Fahrzeuge nicht komplett in das Havariebecken gelangen zu lassen und somit das Becken mit

Schleppwasser zu befüllen, wird vorgesehen, das Wasser im unmittelbaren Portalbereich auf ca. 50 m zu sammeln und der Streckenentwässerung der BAB A 8 zuzukommen zu lassen. Im Fall der Tunnelreinigung wird dieser Bereich abgedichtet, so dass sämtliche Wässer der Reinigung in das Havariebecken gelangen.

3.2 Tunnel „Drackenstein“, km 14+140 – km 15+850

Beschreibung Randbedingungen

Der Tunnel verläuft von Nord nach Süd steigend mit einer Längsneigung von 3,5 %. Das Wasserschutzgebiet Nr. 114 „Bad Ditzenbach-Gosbach, Krähensteigquelle“ wird durchfahren (WSG-Zone II). Die „Krähensteigquelle“ wird während der Bauzeit, wie bereits ausgeführt, stillgelegt. Ob diese nach Fertigstellung der Bauarbeiten wieder in Betrieb gehen, kann muss nach eingehenden Untersuchungen noch überprüft werden. Für die Bauzeit ist eine Ersatzwasserversorgung vorgesehen.

Tunnellängen

Die Abschnittslängen sind wie folgt definiert:

Tunnel Drackenstein

Beginn offene Bauweise Nord/West	Station 14+140
Anschlag geschlossene Bauweise	Station 14+164
Ende geschlossene Bauweise	Station 15+700
Ende offene Bauweise Süd/Ost	Station 15+850

Wasserhaltung während der Vortriebsarbeiten

Hier gelten sinngemäß die gleichen technischen Ausführungen wie für den Tunnel „Himmelsschleife“.

Das behandelte Tunnelwasser wird über die Vorflutleitung im Gosbachtal und das RKB/RRB „Fils“ in die Fils als Vorfluter eingeleitet. Dadurch kann eine zusätzliche Sedimentation des Tunnelwassers ermöglicht und die Abflussspitze in die Fils auf $Q = 300 \text{ l/s}$ minimiert werden. In Abhängigkeit von der gewählten Durchsatzleistung und Aufenthaltsdauer des Wassers in der Anlage ergibt sich der erforderliche Platzbedarf der Becken und Anlagenteile. Mindestens sollte jedoch ein Areal von ca. 500 m^2 an den Angriffsportalen außerhalb der Voreinschnitte vorgesehen werden.

Wasserhaltung im Endzustand

Tunnel Drackenstein

Der Tunnel verläuft auf ganzer Länge oberhalb des mittleren Karstwasserspiegels. Der in den Gutachten prognostizierte Anstieg im Hochwasserfall führt zu einer Belastung von ca. 30 m Wassersäule über Tunnelsohle. Der Ausbruch wird mit Spritzbeton und Ankern gesichert. Die Innenschale wird mit einer Außenabdichtung versehen. Damit wird während der Lebensdauer des Bauwerks kein Bergwasser abgeführt wird.

Die Sohl drainage des Tunnel „Drackenstein“ wird im Endzustand an die Streckenentwässerung der BAB A 8 angeschlossen. Der dauerhafte Abfluss nach Fertigstellung beträgt $Q = 0 \text{ l/s}$, d. h. es liegt kein Abfluss aus dem Grundwasserleiter vor.

Löschwasserversorgung und Havariebecken

Zur Löschwasserbereitstellung wird an dem Betriebsgebäude am Tunnelportal Drackenstein Süd ein Löschwasserbehälter ~~gem. RABT mit 72 m³ Fassungsvermögen und Druckerhöhungsanlage~~ installiert. Die Löschwasserleitungen werden als Nassleitungen so ausgelegt, dass sie ~~die gem. RABT geforderte eine~~ Löschwassermenge ~~von 20 l/s~~ bei ~~erforderlichem einem~~ Entnahmedruck ~~von ca. 6 bar~~ gewährleisten. Die Wasserversorgung erfolgt von Drackenstein ~~über die geplante Wasserleitung zur Mautstation~~ (vgl. Unterlage 13.2, Blatt 6c).

Jede Tunnelröhre erhält eine separate Löschwasserleitung. Sie wird im Bereich der Überholspuren unterhalb der Fahrbahn nahe dem Notgehweg in frostsicherer Tiefe verlegt. Im Tunnel werden im Abstand von maximal 150 m Hydrantennischen zur Löschwasserentnahme angeordnet. Sie befinden sich gegenüber den Notrufstationen.

Die Betriebszustände sind die gleichen wie am Tunnel „Himmelsschleife“. Die Lösungen werden analog zum Tunnel Himmelsschleife umgesetzt.

An dem tief gelegenen Portal Drackenstein Nord werden Havariebecken mit einem Stauvolumen von ca. ~~102 m³~~ ~~400 m³~~ zur Rückhaltung von Schadflüssigkeiten im Störfall angeordnet. Das dort gesammelte Wasser wird über einen Kanal hinab ins Gosbachtal bis in den Mischwasserkanal entlang der K 1447 der Gemeinde Ditzbach geführt und gelangt dann über diese Leitung in die Kläranlage.

Das Schmutzwasser der Betriebszentrale Süd wird in die ~~von der Mautstation~~ nach Oberdrackenstein vorgesehene Abwasserdruckleitung abgeführt.

Der Tunnel erhält eine Fahrbahntwässerung, die im Hinblick auf ausfließende brennbare Flüssigkeiten ausgelegt ist. Nach den „Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln“ (RABT) Ausgabe 2006 2003, sind hierfür Schlitzrinnen ~~mit einzelnen untereinander abgeschotteten Abschnitten für eine Abflussmenge von 100 l/s~~ anzuordnen. ~~Es werden Abschnitte von 50m Länge vorgesehen und abgeschottet.~~ Der Anschluss an die Hauptentwässerungsleitung des Tunnels erfolgt über einen Siphon.

Um das im Bereich der Tunnelportale entstehende Schleppwasser der Fahrzeuge nicht komplett in das Havariebecken gelangen zu lassen und somit das Becken mit Schleppwasser zu befüllen, wird vorgesehen, das Wasser im unmittelbaren Portalbereich auf ca. 50 m zu sammeln und der Streckenentwässerung der BAB A 8 zuzukommen zu lassen. Im Fall der Tunnelreinigung wird dieser Bereich abgedichtet, so dass sämtliche Wässer der Reinigung in das Havariebecken gelangen.

Maßnahmen im Zuge der Baustelleneinrichtung und Baudurchführung für beide Tunnel

Da sich der Tunnel „Drackenstein“ komplett in der WSZ II befindet, sind die Maßnahmen entsprechend RiStWag einzuhalten. Die zentrale Baustelleneinrichtung für beide Tunnel befindet sich im Filstal an der B 466 unmittelbar im Bereich der Filstalbrücke (vgl. Unterlage 7, Blatt 3c 4). An den Voreinschnitten der Tunnel befinden sich ebenfalls Flächen, die unverzichtbar für die Lüftung, Druckluftversorgung, Zwischendeponie, Betankung der Fahrzeuge, sanitäre Einrichtungen, Baubüro etc. benötigt werden. Diese Flächen erhalten eine Abdichtung zum Untergrund, um auslaufende Schadstoffe nicht in den Untergrund gelangen zu lassen.

4. Hydraulische Nachweise

4.1 Tunnel „Himmelsschleife“, km 12+290,50 – km 13+500

Für die Berechnungen sind folgende Ableitungsmengen anzusetzen:

Grundwasser:	Bauzeitlich	nach Fertigstellung
Mittelwerte	5 – 10 l/s	1 l/s
Max. Werte	200 l/s	200 l/s

Oberflächenwasser (Tunnelfahrbahnentwässerung):
 $Q = 100 \text{ l/s}$

4.1.1 Nachweise Grundwasserableitung

Bauzeitlich werden $Q_m = 5 - 10 \text{ l/s}$ bzw. $Q_{\max} = 200 \text{ l/s}$ abgeleitet. Dieses Wasser wird über entsprechende Behandlungsanlagen (vgl. Kapitel 3) in das RKB/RRB „Fils“ und dann in die Fils geleitet. Der Zufluss liegt weit unter dem Wert, für den die Behandlungsanlage dimensioniert ist (vgl. Kapitel I.).

4.1.2 Nachweise Tunnelentwässerung

Bemessungsabfluss $Q = 100 \text{ l/s}$ (nach RABT)

Gewählt: Schlitzrinne Typ 30R mit $Q_v = 202,5 \text{ l/s}$, $v = 2,87 \text{ m/s}$

Tunnelentwässerungsleitung: DN 300 mit $Q_v = 202,5 \text{ l/s}$, $v = 2,87 \text{ m/s}$

4.2 Tunnel „Drackenstein“, km 14+140 – km 15+850

Für die Berechnungen sind folgende Ableitungsmengen anzusetzen.

Grundwasser:	Bauzeitlich	nach Fertigstellung
Mittelwerte	0 l/s	0 l/s
Max. Werte	500 l/s	500 l/s

Oberflächenwasser (Tunnelfahrbahnentwässerung):
 $Q = 100 \text{ l/s}$

4.2.1 Nachweise Grundwasserableitung

Bauzeitlich werden $Q_m = 0 \text{ l/s}$ bzw. $Q_{\max} = 500 \text{ l/s}$ abgeleitet. Dieses Wasser wird über entsprechende Behandlungsanlagen (vgl. Kapitel 3) in das RKB/RRB „Fils“ und dann in die Fils geleitet. Der Zufluss liegt unter dem Wert, für den die Behandlungsanlage dimensioniert ist (vgl. Kapitel I.).

Das Rückhaltebecken ist für eine Ablaufmenge von $Q = 300 \text{ l/s}$ dimensioniert. Bei einem Zufluss von $Q = 500 \text{ l/s}$ ergibt sich eine Wassermenge, die im Becken gespeichert wird, zu $Q = 200 \text{ l/s}$. Bei einem Staurauminhalt von $V = 7.800 \text{ m}^3$ ergibt sich die maximal mögliche Zuflusssdauer, bis der Notüberlauf anspringt, zu

$$t = v/Q$$

$$t = 7.800/0,200 = 39.000 \text{ s} = 10,83 \text{ h}$$

D. h. sollte der Zulauf mit $Q = 500 \text{ l/s}$ länger als 10,8 h anhalten, so ist das RRB „Fils“ maximal gefüllt und die Einleitewassermenge in die Fils beträgt ab diesem Zeitpunkt 500 l/s. Dabei bleibt unberücksichtigt, dass bei beiden Tunneln diese Extremhochwasserereignisse gleichzeitig auftreten können.

4.2.2 Nachweise Tunnelentwässerung

Bemessungsabfluss $Q = 100 \text{ l/s}$ (nach RABT)

Gewählt: Schlitzrinne Typ 30R mit $Q_v = 202,5 \text{ l/s}$, $v = 2,87 \text{ m/s}$
Tunnelentwässerungsleitung: Rohr DN 300 mit $Q_v = 202,5 \text{ l/s}$, $v = 2,87 \text{ m/s}$

5. Wasserversorgung, Abwasserentsorgung

5.1 Tunnel „Himmelsschleife“, km 12+290,50 – km 13+500

Wasserversorgung

Die Löschwasserversorgung sowie die Wasserversorgung für das Betriebsgebäude Süd erfolgt über die vorhandene Wasserleitung der Abwasserversorgung von Hohenstadt nach Mühlhausen (Bereich Eselshöfe). Es wird eine Stichleitung entlang eines Waldwegs zum Südportal des Tunnels „Himmelsschleife“ hergestellt. Über diese Leitung wird der Löschwasserbehälter gefüllt. Die Wasserversorgung des Betriebsgebäudes Nord erfolgt über eine im Tunnel verlaufende separate Leitung (vgl. Unterlage 13.2, Blatt 7c).

Abwasserentsorgung

Beide Betriebsgebäude des Tunnels „Himmelsschleife“ werden mit sanitären Anlagen ausgestattet. Die Abwasserentsorgung erfolgt am Portal Süd über einen

Schmutzwasserkanal hinab ins Gosbachtal mit Anschluss an den Schmutzwasserkanal an der K 1447. Am Portal Nord wird das Schmutzwasser des Betriebsgebäudes an den Schmutzwasserkanal des Havariebeckens angeschlossen (vgl. Unterlage 13.2, Blatt 7c).

5.2 Tunnel „Drackenstein“, km 14+140 – km 15+850

Wasserversorgung

Die Löschwasserversorgung sowie die Wasserversorgung für das Betriebsgebäude Süd erfolgt aus dem Wassernetz Oberdrackenstein. Es wird eine Stichleitung zum Südportal des Tunnel „Drackenstein“ entlang der K 1447 hergestellt. Über diese Leitung wird der Löschwasserbehälter gefüllt. Die Wasserversorgung des Betriebsgebäudes Nord erfolgt über eine im Tunnel verlaufende separate Leitung (vgl. Unterlage 13.2, Blatt 7c).

Abwasserentsorgung

Beide Betriebsgebäude des Tunnel „Drackenstein“ werden mit sanitären Anlagen ausgestattet. Die Abwasserentsorgung erfolgt am Portal Süd über eine Druckleitung ~~an die Abwasserdruckleitung der Mautanlage~~ in der K 1447. Am Portal Nord wird das Schmutzwasser des Betriebsgebäudes an den Schmutzwasserkanal des Havariebeckens angeschlossen. Beide Gebäude liegen in der WSZ II: bei der Planung und Ausführung der Bauten ist hierauf zu achten (vgl. Unterlage 13.2, Blatt 7c).

III. Brückenbauwerke

1. Beschreibung der geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse

Für einen Gesamtüberblick über die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse gelten die Ausführungen unter I. Bundesautobahn A 8 (Strecke) und Anschlussstellen.

In diesem Kapitel wird auf die Besonderheiten im Zusammenhang mit den Brückenbauwerken eingegangen.

Geologische Verhältnisse

(siehe auch Unterlage 9c - Geohydrologisches Gutachten mit Anhang)

Filstalbrücke

Die Filstalbrücke überquert grundwasserführende und setzungsempfindliche Talablagerungen der Fils, die auf überwiegend tonigen Schichten des Mitteljuras (bj3 bis cl) liegen.

Gosbachtalbrücke

Im Bereich der Gosbachtalbrücke stehen im Tal bis zu 20 m mächtige grundwasserführende Talablagerungen an. Am Talhang an der Stelle, an der die Gründung der Widerlager für die Bogenbrücke vorgesehen ist ~~sind~~, streichen die Schichten des ox2 aus.

Hydrogeologische Verhältnisse

Grundwasser

In beiden Tälern befindet sich der Grundwasserspiegel in den Talablagerungsschichten und ist somit relativ nahe an der Oberfläche anzutreffen.

Wasserschutzgebiete

Im Untersuchungsraum befindet sich das Wasserschutzgebiet Nr. 114 „Bad Ditzgenbach-Gosbach, Krähensteigquelle“ sowie das Wasserschutzgebiet Nr. 101 „ZV Wasserversorgung Ulmer Alb/Lautern“ im Bereich des Bauendes bei Widderstall.

Die Gosbachtalbrücke befindet sich teilweise im Wasserschutzgebiet Nr. 114 „Bad Ditzenbach-Gosbach, Krähensteigquelle“, WSZ II. Die Filstalbrücke liegt außerhalb von Wasserschutzgebieten.

Oberirdische Entwässerung

Quellen

Die Quellen im Umfeld der Brückenbauwerke werden durch die Bauarbeiten an den Brücken nicht direkt gefährdet.

Zusammenfassung

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass aus hydrogeologischer Sicht ein besonders sensibles System vorliegt, das insbesondere im Hinblick des Grundwasser und Gewässerschutzes hohe Anforderungen an den Bau sowie den Endzustand der Bauwerke stellt. Aus geologischer Sicht ist für den Brückenbau mit keinen außergewöhnlichen Problemstellungen zu rechnen.

2. Beschreibung der Brückenbauwerke

Nachfolgend werden die beiden Brückenbauwerke aus wasserwirtschaftlicher Sicht erläutert. Für die sonstigen technischen Planungen wird auf die Unterlage 1c - Erläuterungsbericht sowie Unterlage 10.12 verwiesen.

2.1 „Filstalbrücke“, km 11+478 11+488 – km 12+289

Beschreibung Randbedingungen

Die Brücke verläuft von Nord nach Süd steigend mit einer Längsneigung von 3,5 %. Wasserschutzgebiete werden nicht tangiert.

Brückenlänge

Die Filstalbrücke hat eine Länge von 801 m.

Wasserhaltung während der Gründungsarbeiten

Die Filstalbrücke erhält eine Tiefgründung mit Großbohrpfählen, die in den unverwitterten Fels ragen. Dadurch werden die Grundwasservorkommen im Filstal geschont. Nach derzeitigem Kenntnisstand sind keine Grundwasserhaltungsarbeiten erforderlich.

Oberflächenentwässerung (Brückenentwässerung)

Die Filstalbrücke erhält ein System aus Brückenabläufen mit einer Sammelleitung je Überbau, die im Hohlkasten geführt wird. Die Brückenentwässerung wird am Widerlager Nord an die Streckenentwässerung der BAB A 8 angeschlossen und damit in das RKB/RRB „Hohlbach West“ geleitet.

2.2 „Gosbachtalbrücke“, km 13+655 13+640 – km 14+116

Beschreibung Randbedingungen

Die Brücke verläuft von Nord nach Süd steigend mit einer Längsneigung von 3,5 %. Wasserschutzgebiete werden im Bereich der Widerlagers Süd (WSZ II) tangiert.

Brückenlänge

Die Gosbachtalbrücke hat eine Länge von 462 m.

Wasserhaltung während der Gründungsarbeiten

Die Gosbachtalbrücke erhält eine Tiefgründung mit Großbohrpfählen, die in den unverwitterten Fels ragen. Nach derzeitigem Kenntnisstand sind keine Grundwasserhaltungsarbeiten erforderlich.

Oberflächenentwässerung (Brückenentwässerung)

Die Gosbachtalbrücke erhält ein System aus Brückenabläufen mit einer Sammelleitung je Überbau, die im Hohlkasten geführt wird. Die Brückenentwässerung wird am Widerlager Nord an die Streckenentwässerung der BAB A 8 angeschlossen und damit hinab in das Gosbachtal geführt. Die Vorflutleitung im Gosbachtal führt zum RKB/RRB „Fils“.

3. Hydraulische Nachweise

Die Wassermengen der beiden Großbrücken sind in der Berechnung für die Streckenentwässerung und deren Regenwasserbehandlungs- und Rückhalteinlagen enthalten. Andere Nachweise der Brückenentwässerung werden im Rahmen der Entwurfsplanung der Brücken geführt.

4. Wasserversorgung, Abwasserentsorgung

Ist nicht erforderlich.

5. Eintrag von Salzfrachten in die Fils

Zur Abschätzung des vom Planfeststellungsabschnitt ausgehenden Streusalzeintrags ist folgender Berechnungsansatz herangezogen worden:

Die entwässerungswirksame Streckenlänge des Ausbauabschnitts der A 8 (Entwässerungsabschnitte 1 und 2 von km 8+700 bis km 18+478) ergibt sich aus der freien Strecke und den Rampen der AS Mühlhausen (einschl. B 466 neu) und der AS Hohenstadt.

A 8 (ohne Tunnel)	6,868 km
AS Mühlhausen *	ca. 0,400 km
AS Hohenstadt *	<u>ca. 0,200 km</u>
Summe ca.	<u>7,468 km</u>

*umgerechnet auf die Fahrbahnbreite des Ausbauquerschnitts der A8

Der jährlicher Streusalzverbrauch bei der Verwendung von Feuchtsalz (FS 30) (siehe Anlage 4.1nc - Ermittlung des Streumittelverbrauchs) beträgt 39,6 t/(km·a).

Der Bund hat vorgegeben, mittelfristig die Flüssigstreuung (FS 100) anstelle der Feuchtsalzstreuung (FS 30) anzuwenden. Es ist zu erwarten, dass die Umstellung bis zur Verkehrsfreigabe des neuen Alaufstiegs erfolgt. Es entfallen deshalb auch die bisher vorgesehenen Taumittelsprühanlagen auf den Talbrücken. Dadurch reduziert sich der Salzverbrauch wie folgt:

FS 100 = NaCl-Sole (mit 22 M.-% NaCl)

FS 30 = 30 M.-% NaCl-Sole + 70 M.-% NaCl (Feststoff)

durchschnittliche Streumenge¹ für FS 100: 27 ml/m²

entspricht einer Salzfracht (bei 1 ml = 1,2 g) von $27 \times 1,2 \times 0,22 = 7,1 \text{ g/m}^2$

durchschnittliche Streumenge² für FS 30: 18 g/m²

entspricht einer Salzfracht von $18 \times (0,3 \times 0,22 + 0,7) = 13,8 \text{ g/m}^2$

Durch FS 100 reduziert sich der Salzverbrauch also um 6,7 g/m² bzw. 48 %.

Der jährliche Salzverbrauch bei Anwendung von FS 100 beträgt

$39,6 \text{ t/(km} \cdot \text{a)} \times (1 - 48 \%) = 20,5 \text{ t/(km} \cdot \text{a)}$

Die jährliche Salzfracht für den entwässerungswirksamen Ausbauabschnitt der A 8 beträgt folglich $20,5 \times 7,468 = \underline{152,9 \text{ t/a}}$

Durch Verwirbelung und Anhaften an Fahrzeugen finden Sprühverluste statt. Nach Angaben der BAST³ summieren sich diese Verluste auf ca. 40 %. Für die A 8 entspricht dies 61,2 t/a, d.h. in die Entwässerungseinrichtungen gelangen 91,7 t/a. Chemisch wirksam für Gewässer ist der Chloridanteil des Salzes von 60,6 %. Für die A 8 ergibt dies $91,7 \times 60,6 \% = \underline{55,6 \text{ t/a}}$ Chlorid.

Für die Ermittlung der Chloridkonzentration in der Fils als Vorflut wird zunächst die durchschnittliche Wassermenge berechnet, die jährlich in die Entwässerungseinrichtungen der A 8 gelangt.

mittlere Jahresniederschlagshöhe ⁴ (letzte 30 Jahre)	1.009,4 mm/a
Fläche aller Einzugsgebiete der RRKB (ΣA_{red})	26,05 ha
abfließendes Oberflächenwasser pro Jahr	262.949 m ³ /a

¹ Quelle für Streumengen: FGSV, Merkblatt für den Winterdienst auf Straßen, Ausgabe 2010

² Quelle für Streumengen: FGSV, Merkblatt für den Winterdienst auf Straßen, Ausgabe 2010

³ Günter Hausmann: Verteilung von Tausalzen auf der Fahrbahn, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft V 180, Bergisch Gladbach, 2009

⁴ Quelle: DWD, Datenreihe für die Station Merklingen

Das über die Einleitungsmenge aus den RRKB in die Fils gelangende Chlorid wird im Wasser der Fils weiter verdünnt.

MQ in der Fils unterhalb der Hohlbachmündung ⁵	941 l/s
Jahresabfluss der Fils	29.675.376 m³/a

Aufgrund der kurzen Fließstrecke ab der Quelle und fehlenden Einleitungsstellen (größere Kläranlagen o.Ä.) ist von einer geringen Vorbelastung der Fils auszugehen.

Chloridvorbelastung der Fils	25 mg/l
Chloridfracht p.a. der Fils (Vorbelastung)	741,9 t/a
Chloridfracht p.a. der Fils mit Streusalzeintrag	797,5 t/a
Jahresabfluss der Fils unterhalb der Einleitungsstelle (einschl. Zufluss aus RRKB)	29.938.325 m³/a
mittlere Chloridkonzentration in der Fils	<u>26,6 mg/l</u>

Der angewandte Ansatz zur Abschätzung des Salzeintrages infolge des Straßenbetriebes kommt zu dem Ergebnis, dass sich die mittlere Chloridbelastung der Fils um 1,6 mg/l erhöht von 25 mg/l auf insgesamt 26,6 mg/l. Nach Ziff. 1.1.2 Anlage 7 der Oberflächengewässerverordnung (OGewV) vom 20.06.2016 (BGBl I, S. 1373) gilt ein Grenzwert für einen sehr guten ökologischen Zustand von 50 mg/l. Der Einfluss der Maßnahme auf die Salzkonzentration der Fils ist deswegen als sehr gering einzuschätzen. Die Einschätzung der maximalen kurzzeitigen Chloridkonzentration in der Fils kommt zu einer maximalen Chloridkonzentration von 141,3 mg/l (siehe Anlage 4.2nc).

⁵ Quelle: LUBW, regionalisierte Abfluss-Kennwerte Baden-Württemberg