

Freistaat Bayern, Staatliches Bauamt Aschaffenburg

Straße / Abschnittsnummer / Station: B 469_160_0,406-3,274 bis 180_0,000-3,308

B 469

Ausbau zwischen der AS Stockstadt (AB 16) und
der AS Großostheim (St 3115)

PROJIS-Nr.:

FESTSTELLUNGSENTWURF

Unterlage 18.1

– Erläuterungen der Entwässerungsmaßnahmen –

aufgestellt:
Staatliches Bauamt Aschaffenburg



Klaus Schwab; Ltd. Baudirektor
Aschaffenburg, den 03.08.2020

INHALTSVERZEICHNIS

ABKÜRZUNGEN		4
0	VORBEMERKUNGEN	7
	0.1 Planungsinhalt	7
	0.2 Straßenbauliche Beschreibung	7
1	BESTEHENDE VERHÄLTNISSE	7
	1.1 Örtliche Verhältnisse	7
	1.2 Geologische Verhältnisse	7
	1.3 Grundwassersituation	8
	1.3.1 Versickerungsfähigkeit	9
	1.4 Oberflächengewässer/Wasserschutzgebiete	9
	1.4.1 Festgelegte Überschwemmungsgebiet	10
	1.4.2 Wasserrechtliche Zuständigkeiten	10
2	BERECHNUNGSGRUNDLAGEN	11
	2.1 Regelwerke, Vorschriften	11
	2.2 Bemessungsregen	11
	2.3 Abflussbeiwerte, Versickerraten	12
	2.4 Drosselabfluss	13
	2.5 Betriebliche Rauheit	13
	2.6 Bemessung Versickerungsbecken	14
	2.7 Bemessung Versickerungsmulden / Mulden-Rigolen-Systeme	14
	2.8 Bewertung zur Qualität des Oberflächenwassers	14
3	STRAßENTWÄSSERUNG B469	15
	3.1 Mögliche Entwässerungsmaßnahmen	15
	3.2 Geplante Entwässerungsmaßnahmen	15
	3.3 Regenwasserbehandlung	15
	3.4 Einleitstellen	16
	3.4.1 Einleitstellen in Systeme Dritter	16
	3.4.2 Einleitstellen in oberirdische Gewässer bzw. in das Grundwasser	16
	3.5 Einzugsgebiet	17
	3.6 Entwässerungsabschnitte	17
	3.7 Gewählte Straßenentwässerungssysteme für die B 469	18
	3.8 Beschreibung der Entwässerungsabschnitte	20
	3.8.1 Entwässerungsabschnitt 1: Baubeginn Bau-km 0-404 bis Bau-km 0+017	20

3.8.2	Entwässerungsabschnitt 2: Bau-km 0+017 bis (IdA) Bau-km 1+330 / (rdA) 1+151	21
3.8.3	Entwässerungsabschnitt 3: (IdA) Bau-km 1+330 / (rdA) 1+151 bis Bau-km 1+750	24
3.8.4	Entwässerungsabschnitt 4: Bau-km 1+750 bis Bau-km 2+460	25
3.8.4.1	Entwässerungsabschnitt 4.1: Bau-km 2+300 bis 2+465 (bezogen auf Hauptachse der B469)	26
3.8.5	Entwässerungsabschnitt 5: Bau-km 2+460 bis Bau-km 3+375	26
3.8.6	Entwässerungsabschnitt 6: Bau-km 3+375 bis Bauende Bau-km 5+788	27
3.9	Erläuterung der entwässerungstechnischen Maßnahmen (Bauphase)	30
3.9.1	Bauzeitliches Oberflächenwasser Strecke	30
3.9.2	Bauzeitliches Grundwasser Strecke	30
3.9.3	Schmutzwasser Baustelleneinrichtung	32

ABKÜRZUNGEN

A _E	Einzugsgebiet
A _U	versiegelte Fläche / undurchlässige Fläche
AS	Anschlussstelle
Art.	Artikel
B	Bundesstraße
BAB	Bundesautobahn
Bau-km	Baukilometer
BayWG	Bayerisches Wassergesetz
bzw.	beziehungsweise
ca.	circa
DTV	durchschnittlicher täglicher Verkehr in Kfz/24h
EA	Entwässerungsabschnitt
evtl.	eventuell
FGSV	Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln
GOK	Geländeoberkante
ha	Hektar
HBS	"Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV)"
HW 300	Hochwasser-Ereignis; 300 entspricht der Angabe der Jährlichkeit
HQ 10	Hochwasserabfluss; 10 entspricht der Angabe der Jährlichkeit
Kfz/24h	Kraftfahrzeuge pro 24 Stunden
kb	betriebliche Rauheit
kf-Wert	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert [m/s]
l.d.A.	links der Achse, RiFa BAB A 3
m NN	über Normalnull (veraltet)
o.g.	oben genannt
RAA	Richtlinie für die Anlage von Autobahnen
RAL	Richtlinie für die Anlage von Landstraßen
RAS-EW	Richtlinie für die Anlage von Straßen, Teil: Entwässerung
RiStWag	"Richtlinie für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wassergewinnungsgebieten"

B 469Ausbau zwischen der AS Stockstadt (AB 16) und der AS Großostheim (St 3115)

RQ	Regelquerschnitt
RStO	"Richtlinie für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen"
RV	Regelungsverzeichnis
r.d.A.	rechts der Achse, RiFa Obernburg
St	Staatsstraße
WSG	Wasserschutzgebiet
WWA AB	Wasserwirtschaftsamt Aschaffenburg

LITERATUR- UND QUELLENVERZEICHNIS

- [1] Starkniederschlagshöhen für Deutschland – KOSTRA-DWD 2010; Deutscher Wetterdienst, itwh GmbH 2017
- [2] Wasserhaushaltsgesetz vom 31. Juli 2009 (BGBl. I S. 2585), das zuletzt durch Artikel 1 des Gesetzes vom 18. Juli 2017 (BGBl. I S. 2771) geändert worden ist.
- [3] RAS-Ew, Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Entwässerung; Forschungsgesellschaft für Straßenbau und Verkehrswesen e.V. Köln, Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“; Ausgabe 2005
- [4] RiStWag; Richtlinien für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wasserschutzgebieten; Forschungsgesellschaft für Straßenbau und Verkehrswesen e.V. Köln, Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“; Ausgabe 2016
- [5] DWA-Arbeitsblatt A 138: Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser; Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Ausgabe April 2005
- [6] DWA-Arbeitsblatt A 110: Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und –leitungen; Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Ausgabe August 2006
- [7] DWA-Arbeitsblatt A 117: Bemessung von Regenrückhalteräumen; Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft; Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Dezember 2013
- [8] DWA-Merkblatt M 153: Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser; Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.; August 2007
- [9] Geotechnischer Bericht BBV 1713107/S; Streckengutachten, LGA, 09.03.2018
- [10] Geotechnischer Bericht BBV 1713107/Hy; Hydrogeologisches Gutachten, LGA, 09.03.2018
- [11] Beurteilung der Versickerungsfähigkeit – Bau einer Direktrampe BBVN 1913027/ LGA, 12.06.2019
- [12] Erneuerung der Gersprenzbrücke über die B 469 – Hydraulische Nachweise; Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH Juni 2016; siehe Unterlage 18-03

0 VORBEMERKUNGEN

0.1 Planungsinhalt

Die vorliegende Planung umfasst den Ausbau der B 469 zwischen der AS Stockstadt (AB 16) und der AS Großostheim (St 3115).

Der geplante Ausbau liegt im Gebiet des Landkreises Aschaffenburg in den Gemarkungen Stockstadt am Main und Großostheim.

Die Bundesstraße 469 ist von der BAB 3 bis nach Klingenberg, OT Trennfurt als eine zweibahnig geführte, anbaufreie Straße mit planfreien/teilplanfreien Knotenpunkten konzipiert. Sie ist ausschließlich für den schnellen Kraftverkehr bestimmt. Eine Zufahrt ist nur über diese Anschlussstellen möglich. Die Ausweisung als Kraftstraße erfolgt mittels VZ 331 StVO. Parallelstraßen für den langsamen Verkehr (landwirtschaftliche Fahrzeuge etc.) sind vorhanden.

Die B 469 ist als überregionale Verbindungsstraße somit gemäß den Richtlinien für integrierte Netzgestaltung (RIN 2008) der Kategoriengruppe AS II zugeordnet.

Gemäß den Richtlinien für die Anlage von Autobahnen (RAA) ist die B 469 als autobahnähnliche Straße in die Entwurfsklasse EKA 2 einzustufen.

Der Berechnung der Grenzwerte für die Entwurfselemente im Bestand wurde eine Geschwindigkeit bei Nässe von 100 km/h zugrunde gelegt.

0.2 Straßenbauliche Beschreibung

Die Länge der Ausbaustrecke der B 469 beträgt ca. 6,0 km.

Für den Ausbau wurde gem. RAA ein RQ 31 gewählt. Der gewählte Querschnitt weist pro Fahrtrichtung zwei Fahrstreifen und einen Standstreifen mit einer befestigten Gesamtbreite von 12,0 m auf. Die Richtungsfahrbahnen sind durch einen 4,0 m breiten Mittelstreifen getrennt. Die Verbreiterung der Fahrbahn erfolgt in der gleichen Trasse wie im Bestand.

1 BESTEHENDE VERHÄLTNISSE

1.1 Örtliche Verhältnisse

Die geplante Ausbaustrecke verläuft überwiegend in landwirtschaftlich bzw. in stark bewaldetem Gebiet.

Die vorhandenen Geländeoberkanten (GOK) entlang der Trasse liegen auf Höhen zwischen ca. NN 113,3 m und ca. NN 137,4 m.

1.2 Geologische Verhältnisse

Für die Maßnahme wurde ein Geotechnischer Bericht bzw. ein hydrogeologisches Gutachten vom 09.03.2018 erstellt: B469, Ausbau zwischen Anschlussstelle Stockstadt (AB 16) und der Anschlussstelle Großostheim (St 3115) [9].

Hinweis: die kursiv dargestellten Textpassagen sind aus dem Geotechnischer Bericht [9] zitiert.

Die Geologie des Planungsgebietes wird folgendermaßen beschrieben:

„Die Trasse beginnt im Norden bei Stockstadt in den Muscovit-Biotit-Gneisen. Im Talbereich des Flusses Gersprenz werden diese von meist nur geringmächtigen Talsedimenten überlagert. Teilweise sind quartäre Rinnen in die Gneise eingeschnitten.

Am Ende des Einschnitts bei ca. Bau-km 0+950 überlagern quartäre Sedimente den Gneis. Hierbei handelt es sich überwiegend oberflächennah um Flugsande, darunter um Terrassensande des Mains. Bis zur Anschlussstelle B26 in Trassenmitte weisen die quartären Überlagerungen wechselnde Dicken auf, es kommen die unterlagernden Gneise bzw. deren Verwitterungsprodukte teilweise bis an die Geländeoberfläche. Nach den Aufschlüssen ist dies über den gesamten Bereich vom Einschnittsende bis zur Anschlussstelle B 26 der Fall, auch wenn hier die Geologische Karte überwiegend Quartär und nur kurz vor der Anschlussstelle lokal Gneis in der Trasse ausweist. Etwas östlich entlang der Trasse zeigt jedoch auch die Geologische Karte die häufig bis an GOK reichenden Gneise.

Ab der Anschlussstelle B26 bis zum Trassenende im Süden bei Großostheim taucht der Gneis unter die Terrassensande des Mains ab. Es stehen unter der annähernd geländegleich bzw. in Dammlage verlaufenden Trasse geringmächtige quartäre Flugsande und sandige Lösslehme über der 18 m-Terrasse und 25 m-Terrasse des Mains sowie über altpleistozänen Aufschüttungen an.“

1.3 Grundwassersituation

Die Grundwassersituation wird wie folgt beschrieben:

„Die Ausbaumaßnahme liegt westlich des Mains. Dieser stellt den Hauptvorfluter dar. Die Grundwasserströmung ist überwiegend von Süd-Ost nach Nord-West ausgerichtet.

Nur im nördlichen Anfangsbereich der Maßnahme finden Grundwasserströmungen zur Gersprenz hin in nördlicher bzw. südlicher Richtung statt. Im Talbereich liegt das Grundwasser ungefähr im Niveau des Flusswassers bei ca. 111 m NN, steigt aber dann über den Einschnitt (überwiegend in Gneisen) bis Bau-km 1+000 auf ca. 117 m NN an.

Entsprechend der hydrologischen Karte liegt dann das Grundwasser über den Hauptbereich der Trasse von ca. Bau-km 1+000 bis Bau-km 4+000 zwischen ca. 117 m NN und 118 m NN. Die Gradienten der Trasse liegt in diesem Bereich bei 130 m NN (Bau-km 1+000), steigt bis zum Hochpunkt bei Bau-km 1+500 auf 137 m NN an, und fällt bis Bau-km 4+000 wieder auf 124 m NN ab. Ab Bau-km 4+000 schwenkt die Trasse nach Osten. Ab hier beginnt das Wasserschutzgebiet Zone III B, ab ca. Bau-km 4+800 die Zone III A. Die Gradienten der Trasse bewegt sich hier meist auf ca. 124 m NN und steigt erst am Ende im Zuge der Unterführungen bis 130 m NN an. Das Grundwasser hingegen fällt von 117 m NN auf 115 m NN am Trassenende ab.“

Im Bereich des Einschnitts von ca. Bau-km 0+250 bis Bau-km 0+600 steht Grundwasser oberhalb der Gradienten an. In diesem Bereich ist die Notwendigkeit einer Grundwasserabsenkung (Tiefenentwässerung) gegeben.

1.3.1 Versickerungsfähigkeit

Zur Bestimmung der Versickerungsfähigkeit und der Durchlässigkeit wurden insgesamt 20 Versickerungsversuche in Situ durchgeführt.

Im Bereich des Einschnitts von ca. Bau-km 0+250 bis Bau-km 0+600 ist aufgrund der hohen Grundwasserstände keine Versickerung möglich.

Im Mittelbereich (Bau-km 0+900 – Bau-km 4+000) der Strecke stehen überwiegend Böden mit Durchlässigkeiten von $1,3 \cdot 10^{-5}$ m/s bis $2,1 \cdot 10^{-6}$ m/s an. Zwei Versuche zeigten nicht versickerungsfähige Böden mit $5,2 \cdot 10^{-7}$ m/s bzw. $1,4 \cdot 10^{-7}$ m/s.

Im Bereich von Bau-km 4+000 – Bau-km 5+800 (WSG) wurden zur Beurteilung der Durchlässigkeiten der Böden 7 in-Situ-Versickerungsversuche durchgeführt. Zone III B zeigt eine Durchlässigkeit von $7,4 \cdot 10^{-6}$ m/s. Alle weiteren Versuche im WSG zeigen Durchlässigkeiten von $5,5 \cdot 10^{-7}$ m/s - $8,5 \cdot 10^{-8}$ m/s.

Die Böden im WSG, Zone III A sind bereits aus technischen Gesichtspunkten für eine Versickerung ungeeignet.

Versickerungsbecken

In den Bereichen der zwei geplanten Versickerungsbecken haben die Versickerungsversuche für das Versickerungsbecken 1 (Bau-km 3+200, SV 7) Durchlässigkeiten von $5,2 \cdot 10^{-6}$ m/s und für das Becken 2 (Bau-km 3+900, SV 9) $2,1 \cdot 10^{-6}$ m/s ergeben [10].

Direkt-Rampe B 469 – B 26

Für die Beurteilung der Versickerung wurden entlang der geplanten Direktrampe (ca. Bau-km 2+300) fünf Rammkernbohrungen B1 bis B5 ausgeführt. In jeder Bohrung wurde ein Versickerungsversuch durchgeführt. Es stehen in den Bohrungen B1 bis B4 saubere bis schwach schluffige, schwach kiesige bis kiesige Fein- und Mittelsande der quartären Überlagerung an.

Die anstehenden quartären Überlagerungen der Versickerungsversuche B1 bis B4 mit Durchlässigkeiten von $k_f = 7 \cdot 10^{-6}$ m/s bis $k_f = 6 \cdot 10^{-5}$ m/s sind für Versickerungen geeignet. In diesem Bereich kann anfallendes Oberflächenwasser breitflächig versickert werden [10].

1.4 Oberflächengewässer/Wasserschutzgebiete

Im vorliegenden Bereich wird durch die Maßnahme die Gersprenz (Gewässer II. Ordnung) bei Bau-km 0+080 gekreuzt.

Einzugsgebietsgröße der Gersprenz:	ca. 513 km ²
Länge des Flusses:	ca. 51,3 km
Mittelwasserabfluss MQ:	ca. 3,5 m ³ /s.
Mittlerer Wasserstand MQ:	ca. 110,82 mNN
Jahrhunderthochwasser HQ100:	ca. 112,83 mNN.

Folgende festgesetzte Wasserschutzgebiete werden durch die Maßnahme berührt:

- WSG IIIB bzw. IIIA der Trinkwassergewinnungsanlage der Stadt Aschaffenburg (Bau-km 4+000 bis Bauende bei Bau-km 5+788)
(Gebietsname: Aschaffenburg, Gebietskennzahl: 2210602000059,
Festsetzungsdatum: 25.06.1997)

1.4.1 Festgelegte Überschwemmungsgebiet

Die Maßnahme liegt auf einer Länge von ca. 200 m im festgelegten Überschwemmungsgebiet der Gersprenz (siehe Planunterlage 5/1, Lageplan M. 1: 1000). Da es sich lediglich um die Verbreiterung/Ausbau des bereits bestehenden Straßenkörpers handelt, ist der Eingriff (Retentionsraumverlust) in das festgesetzte Gebiet relativ gering. Auswirkungen auf die Wasserspiegelhöhen sind in einer ersten Abschätzung nicht gegeben.

Die Berechnungen zum Hochwassergeschehen sind in Unterlage 18.3 detailliert beschrieben.

Brückenbauwerk über die Gersprenz (BW 01)

Das Planungsgebiet wird bestimmt durch die Hochwasserereignisse aus der Gersprenz und dem Main. Das bestehende Bauwerk beeinflusst den Fließquerschnitt der Gersprenz bei Hochwasser. Maßgebende Auswirkung auf die Höhe des Wasserspiegels der Gersprenz besitzt in diesem Fall der Main, dessen Rückstaubereich sich bis zur betrachteten Brücke erstreckt. Durch den Ersatzneubau der Brücke dürfen die bestehenden Verhältnisse nicht verschlechtert werden. Im Zuge der Vorplanung wurden hierzu in Abstimmung mit dem WWA AB entsprechende hydraulische Berechnungen und Nachweise durchgeführt [10].

Das neu zu erstellende Brückenbauwerk über die Gersprenz wird mindestens mit den gleichen Abmessungen wie das Bestandsbauwerk hergestellt. Die Brückenunterkante liegt mit 113,60 mNN noch über dem ungünstigsten Bemessungshochwasser HW 100 (mit HQ 10 Main) incl. 50 cm Freibord von 113,33 mNN.

Genauere Angaben hierzu sind der Fachplanung zu dem Brückenbauwerk zu entnehmen.

1.4.2 Wasserrechtliche Zuständigkeiten

Zuständig für die Wasserwirtschaft im Planungsabschnitt, d.h. primär für die Gewässerunterhaltung und den Betrieb der jeweiligen Verbandsgewässer und -anlagen, sind nach Bayerischem Wassergesetz (BayWG) die ansässigen Unterhaltungsverbände.

2 BERECHNUNGSGRUNDLAGEN

2.1 Regelwerke, Vorschriften

Der Planung und Bemessung der Entwässerungsanlagen wurden folgende maßgebliche Regelwerke zugrunde gelegt:

- Wasserhaushaltsgesetz vom 31. Juli 2009 (BGBl. I S. 2585), das zuletzt durch Artikel 1 des Gesetzes vom 18. Juli 2017 (BGBl. I S. 2771) geändert worden ist. [2]
- Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Entwässerung (RAS-Ew 2005) [3]
- Richtlinien für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wasserschutzgebieten (RiStWag 2016) [4]
- DIN EN 752:2017-07 "Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden"
- Arbeits- und Merkblätter der DWA (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.), insbesondere:
 - A 110 "Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen", Ausgabe August 2006 [6]
 - A 117 "Bemessung von Regenrückhalteräumen", Ausgabe Dezember 2013 [7]
 - A 118 "Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen", Ausgabe März 2006
 - A 138 "Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser", Ausgabe April 2005 [5]
 - M 153 "Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser", Ausgabe August 2007 [8]

2.2 Bemessungsregen

Die für die Bemessung herangezogenen Regenspenden wurden dem KOSTRA-DWD 2010-Atlas des Deutschen Wetterdienstes [1] entnommen. In diesem Katalog wurden die Niederschlagsereignisse der Jahre 1951 – 2010 ausgewertet. Die Trasse der B 469 verläuft durch Rasterfeld Spalte 27, Zeile 69 (s. Unterlage 18.2.1).

Die der Bemessung zugrunde zu legende Regenhäufigkeit hängt von den Sicherheitsanforderungen des geplanten Objektes und von den in der Umgebung vorhandenen Objekten sowie dem damit verbundenen Schadenspotential ab.

Die der Bemessung zugrunde liegende Regenhäufigkeit gemäß den RAS-Ew [3] beträgt für:

- Mulden, Seitengräben, Rohrleitungen: $n = 1,0$ (= jährliches Regenereignis)
- Rohrleitungen im Mittelstreifen: $n = 0,33$
(= Regenereignis, das alle 3 Jahre auftritt)

- Straßentiefpunkte: $n = 0,2$
(= Regenereignis, das alle 5 Jahre auftritt)
- Versickermulden: $n = 1,0$ (= jährliches Regenereignis)

Entwässerungsanlagen, die unmittelbar der Entwässerung des Objektes dienen, werden üblicherweise für Regenereignisse von 5 bis 15 Minuten Dauer bemessen. Für die B469 als außerörtliche Straße wird eine Regendauer von 15 min zur Bemessung der Kanalisationen angesetzt. Somit ergeben sich für die jeweiligen Regenereignisse folgende Abflussspenden:

$$r_{15, n=1} = 105,6 \text{ [l/(s*ha)]}$$

$$r_{15, n=0,33} = 151,9 \text{ [l/(s*ha)]}$$

$$r_{15, n=0,2} = 173,5 \text{ [l/(s*ha)]}$$

2.3 Abflussbeiwerte, Versickerraten

Um die Tatsache zu berücksichtigen, dass nicht sämtliches Niederschlagswasser von den Oberflächen in die Entwässerungsanlagen abfließt, wird der Abflussbeiwert als Faktor in die Berechnung des Abflusses eingefügt. Benetzungsverluste, Rückhalteverluste in Poren und Mulden, Sickerverluste usw. verursachen eine Verringerung des abflusswirksamen Niederschlages. Im Wesentlichen hängt die Größe des Abflussbeiwertes von der Beschaffenheit der Oberfläche und deren Neigung ab. Je glatter, undurchlässiger und steiler eine Fläche geneigt ist, desto größer ist der ihr zuzuordnender Abflussbeiwert.

Als Abflussbeiwerte (Spitzenabflussbeiwerte) werden folgende Werte angesetzt:

- befestigte Flächen $\Psi_s = 0,9$
- Bankette $\Psi_s = 0,5$
- Dammböschungen $\Psi_s = 0,3$
- Einschnittsböschung $\Psi_s = 0,4$
- Mulde $\Psi_s = 0,2$

Die Dauer eines Niederschlagsereignisses wirkt sich ebenfalls auf den Abflussbeiwert aus. Mit zunehmender Dauer eines Regens steigt der Abfluss (-beiwert), da die Verlustquellen gesättigt sind. Für die Bemessung der Straßenentwässerungsanlagen werden üblicherweise Regendauern von 5 bis 15 Minuten angesetzt (siehe Abschnitt 2.2), so dass der letztgenannte Aspekt keine Rolle spielt.

In den hydraulischen Berechnungen geht der Abflussbeiwert zumeist indirekt ein, da er bereits bei der Ermittlung des Einzugsgebietes A_E Berücksichtigung findet. Indem die ermittelte Fläche A_E mit dem Abflussbeiwert ψ multipliziert (= reduziert, da $\psi \leq 1,0$) wird, erhält man die undurchlässige Fläche A_u , die für die weiteren Berechnungen herangezogen wird. Von der Fläche A_u fließen immer 100 % des Niederschlages ab.

In den RAS-Ew [3] wurden die Abflussbeiwerte für Grünflächen durch Infiltrationsraten ersetzt. Die jeweiligen örtlichen Verhältnisse sollen dadurch in der Bemessung besser wiedergespiegelt und die Anlagen praxisgerechter dimensioniert und ausgelegt werden.

Gemäß den RAS-Ew [3] können als spezifische Versickerungsrate (Infiltrationsrate) auf bewachsenen Flächen im Straßenbereich mindestens 100 [l/(s*ha)] angesetzt werden. Bei sandigem Untergrund, Sanddämmen oder Dämmen aus ähnlich durchlässigen Dammaustoffen können höhere spezifische Versickerraten in Ansatz gebracht werden, z.B. 300 [l/(s*ha)] . Bei Rasenmulden kann eine Infiltrationsrate von mindestens 150 [l/(s*ha)] angenommen werden. Die spezifische Versickerungsrate bei Einschnittsböschungen kann mit mindestens 100 [l/(s*ha)] angesetzt werden.

Die Versickerraten nach RAS-Ew [3] sind folgendermaßen festgelegt worden:

- bewachsene horizontale Fläche: $\text{min. } 150 \text{ [l/(s*ha)]}$
- Dammböschung: $\text{min. } 150 \text{ [l/(s*ha)]}$
- Rasenmulden: $\text{min. } 150 \text{ [l/(s*ha)]}$
- Bankett $\text{min. } 100 \text{ [l/(s*ha)]}$

2.4 Drosselabfluss

Zur Vermeidung von Spitzenabflüssen kann für jede einzelne Einleitung in ein oberirdisches Gewässer die Drosselung des Regenabflusses erforderlich werden. Drosseleinrichtungen haben die Aufgabe aus Stauereinrichtungen eine vorgegebene Wassermenge pro Zeit abfließen zu lassen. Stauräume wie Gräben und Regenrückhaltebecken werden dadurch verzögert entwässert und die Abflussspitze aus einem Einzugsgebiet wird begrenzt.

Für die geplanten Einleitungen in die Gersprenz wurden durch die zuständigen Wasserbehörden keine Einleitbeschränkungen / Vorgaben bezüglich des Drosselabflusses vorgegeben. (Siehe hierzu auch Aktenvermerk Nr. 11 vom 23.10.2017).

Die Einleitstellen sind in der Unterlage 18.2.7 dokumentiert.

2.5 Betriebliche Rauheit

Gemäß den RAS-Ew [3] bzw. DWA-A 110 [6] sollen in der Praxis für Entwässerungskanäle aus

- Betonrohren: $kb = 1,5 \text{ mm}$
- Kunststoffrohren: $kb = 0,5 \text{ mm}$

angesetzt werden.

Das betriebliche Rauheitsmaß k_b ist ein Pauschalwert, in dem die kontinuierlichen Energieverluste infolge Wandreibung und die lokalen Strömungswiderstände, die ebenfalls Energieverluste bewirken, zusammengefasst sind.

Lokale Verluste werden z. B. hervorgerufen durch:

- Lageungenauigkeiten (Sohldurchbiegungen, Versätze in Muffenverbindungen)
- Zuläufe
- Änderungen der Fließrichtung
- Durchlaufgerinne in Schächten

Kunststoffrohre weisen aufgrund ihrer glatten Wandung und der größeren Einbaulänge (= weniger Rohrverbindungen) weniger Energieverluste als Betonrohre auf, entsprechend wird das betriebliche Rauheitsmaß deutlich kleiner angesetzt.

2.6 Bemessung Versickerungsbecken

Die Bemessung der Versickerungsbecken erfolgt nach DWA-A 138 [5].

Bei Versickerungsbecken (zentrale Versickerung) mit gleichzeitiger Versickerungs- und Speicherfunktion genießt die Speicherkapazität die größere Priorität. Deshalb wird nach DWA-A 138 ein 10-jährliches Regenereignis angesetzt und es ist jene Regendauer maßgebend, für die sich der größte Speicherbedarf ergibt. Die Berechnungsunterlagen können der Unterlage 18.2.4 entnommen werden.

2.7 Bemessung Versickerungsmulden / Mulden-Rigolen-Systeme

Die Bemessung der Versickerungsmulden / Mulden-Rigolen-Systeme erfolgt analog nach DWA-A 138 [5].

Bei Mulden-Rigolen-Systemen schlägt die DWA-A 138 den Berechnungsansatz mit einem 5-jährlichen Regenereignis vor. Bei der Bemessung ist analog zu den Versickerungsbecken jene Regendauer maßgebend, aus der sich der größte Speicherbedarf ergibt. Die Berechnungsunterlagen können der Unterlage 18.2.4 entnommen werden.

2.8 Bewertung zur Qualität des Oberflächenwassers

Die Bewertung zur Qualität des anfallenden Oberflächenwassers erfolgt nach Merkblatt DWA-M 153 [8].

Die Datenblätter sind als Unterlage 18.2.2 den Entwurfsunterlagen beigelegt.

3 STRAßENENTWÄSSERUNG B469

3.1 Mögliche Entwässerungsmaßnahmen

Gemäß den RAS-Ew [3] ist grundsätzlich eine flächenhafte Versickerung des Straßenoberflächenwassers über die Böschungen oder über die Rasenmulden anzustreben. Das Wasser wird an Ort und Stelle während der Bodenpassage durch konzentrationsmindernde Rückhalte- und Abbauvorgänge gereinigt und steht der Grundwasserneubildung zur Verfügung.

In Bereichen, in denen eine dezentrale Versickerung aus unterschiedlichen hydrogeologischen, ökologischen oder konstruktiven Gründen nicht möglich ist, sollte das Straßenoberflächenwasser in diesen Fällen gesammelt abgeführt und an geeigneter Stelle mittels Versickeranlagen zur Versickerung gebracht werden (zentrale Versickerung).

Oberflächenwasser, das nicht versickert werden kann, muss in der Regel verzögert (gedrosselt) abgeleitet werden. Hierfür sind Maßnahmen für die Rückhaltung und/oder Reinigung, bevorzugt an ökologisch unbedenklichen Standorten, vorzusehen.

3.2 Geplante Entwässerungsmaßnahmen

Im Planungsgebiet liegt keine Vorgabe zu einer definierten Drosselabflusspende / Einleitbeschränkung durch die zuständigen Wasserbehörden vor.

Aufgrund der vorliegenden topographischen und hydrogeologischen Verhältnisse innerhalb des Planungsraums ergeben sich unterschiedliche Maßnahmen zu Entwässerung:

- Versickerung über Rasenmulden mit zusätzlichen Kiesrigolen unterhalb der Mulde
- breitflächige Versickerung über Dammböschungen
- Sammeln und Ableiten von Oberflächenwasser über Absetzbecken und anschließender Einleitung in die Vorflut (Gersprenz)
- Sammeln und Ableiten von Oberflächenwasser in der Einschnittslage zur Hebeanlage, über Absetzbecken und anschließender Einleitung in die Vorflut (Gersprenz)
- Grundwasserabsenkung mit Ableitung zu einer separaten Hebeanlage (im Bereich der Einschnittslage), Systemtrennung Grundwasser – Oberflächenwasser
- Sammeln und Ableiten von Oberflächenwasser zum Versickerungsbecken.

3.3 Regenwasserbehandlung

Straßenabwässer bedürfen gemäß den RAS-Ew [3] bei einer Verkehrsbelastung von ≥ 2000 Kfz/24h vor der Einleitung in ein Vorflutgewässer einer Behandlung bzw. Reinigung. Im Wesentlichen kann man zwischen drei Behandlungsmöglichkeiten unterscheiden:

- Versickerung des Abflusses durch eine Bodenpassage, in der durch physikalische, chemische und ggf. auch biologische Vorgänge Schmutzstoffe aus dem Regenwasser zurückgehalten und gespeichert oder abgebaut werden.

- Filteranlagen dienen der Vorbehandlung und Filtration von Regenwasser. Zwingend erforderlich ist die Entfernung von absetzbaren Stoffen und Leichtstoffen in einer vorgeschalteten Sedimentationsanlage.
- Sedimentationsanlagen, in denen durch die Strömungsverhältnisse spezifisch schwere Stoffe nach unten sinken und spezifisch leichte Stoffe aufschwimmen.

Für eine Regenwasserbehandlung, die nicht in Behandlungsanlagen erfolgt, ist gemäß RAS-Ew [3] das Behandlungsziel erreicht, wenn durch breitflächige Ableitung und Versickerung auf Straßenböschungen, Mulden und Gräben der rechnerische Nachweis erbracht ist, dass sich für die kritische Regenspende $r_{\text{krit}} = 15 \text{ [l/(s*ha)]}$ kein abzuleitender Oberflächenabfluss ergibt.

In den Abflussberechnungen (siehe Unterlage 18.2.4) wurde nachgewiesen, dass in den Abschnitten der breitflächigen Ableitung und Versickerung für das einjährige Regenereignis ($n=1$), $105,60 \text{ [l/(s*ha)]}$ kein Abfluss resultiert. Somit erfolgt für die kritische Regenspende, die um ein Vielfaches unter der Regenspende eines einjährigen Regenereignisses liegt, ebenfalls kein Abfluss. In der Regel ist somit das Behandlungsziel sogar schon innerhalb des Banketts erreicht. Somit wird das anfallende Niederschlagswasser über eine Versickerung in den Banketten und Böschungen durch die anstehende Bodenpassage gereinigt.

Auf Grundlage der DWA-M 153 [8] wurden die jeweiligen Behandlungsmaßnahmen in den Entwässerungsabschnitten ermittelt. (siehe Unterlage 18.2.2):

- Einleitung in Fließgewässer: kleiner Fluss (Gersprenz)
- Grundwasser: außerhalb von Trinkwassereinzugsgebieten
- Grundwasser: innerhalb des WSG III B
- Grundwasser: innerhalb des WSG III A

3.4 Einleitstellen

3.4.1 Einleitstellen in Systeme Dritter

Es findet keine Einleitung in Systeme Dritter innerhalb des Planungsgebietes statt.

3.4.2 Einleitstellen in oberirdische Gewässer bzw. in das Grundwasser

Folgende Einleitungen finden innerhalb des Planungsgebietes statt:

- Einleitung in Gewässer: Gersprenz
- Einleitung (über Versickerungsbecken und –mulden) ins Grundwasser

Eine detaillierte Zusammenstellung der Einleitungen sind in der Unterlage 18.2.7 dokumentiert.

3.5 Einzugsgebiet

Die abflusswirksamen Einzugsgebietsflächen sind im Wesentlichen die:

- befestigten Fahrbahnen der B 469 inklusive Brückenbauwerke, Rampen der höhenfreien Knotenpunkte und die Fahrbahnen/Brückenbauwerke sonstiger querender klassifizierter und nicht klassifizierter Straßen
- unbefestigte Flächen wie Bankett, Damm- und Einschnittsflächen.

Zur Ermittlung der abflusswirksamen undurchlässigen Fläche A_U wurden die Spitzenabflussbeiwerte Ψ_s der RAS-Ew [3] (siehe Absatz 2.3) herangezogen.

Die Darstellung der Einzugsgebiete kann den Planunterlagen der Unterlage 8.1 entnommen werden.

3.6 Entwässerungsabschnitte

Aufgrund topographischer, wasserwirtschaftlicher und planerischer Randbedingungen lassen sich die abflusswirksamen Einzugsgebietsflächen in verschiedene Entwässerungsabschnitte aufteilen. Die maßgebenden Randbedingungen sind:

- Neigungsverhältnisse des Urgeländes
- Lage der querenden Vorflutgewässer
- Hoch- und Tiefpunkte der Gradienten

Die folgenden Entwässerungsabschnitte wurden für die B469 gebildet:

- EA 1: Bau-km 0-404 bis Bau-km 0+017
- EA 2: Bau-km 0+017 bis (ldA) Bau-km 1+330 / (rdA) 1+151
- EA 2a: Bau-km 0+250 bis Bau-km 0+600 Grundwasserabsenkung mit Ableitung zur Hebeanlage (keine Oberflächenentwässerung)
- EA 3: (ldA) Bau-km 1+330 / (rdA) 1+151 bis Bau-km 1+750
- EA 4: Bau-km 1+750 bis Bau-km 2+460
- EA 4.1: Bau-km 2+300 bis 2+465 (bezogen auf Hauptachse der B469)
- EA 5: Bau-km 2+460 bis Bau-km 3+375
- EA 6: Bau-km 3+375 bis Bau-km 5+788

Die o.g. Bau-km beziehen sich auf die Hauptachse der geplanten B469.

3.7 Gewählte Straßenentwässerungssysteme für die B 469

Mit Hilfe des „Flussdiagramm zur Wahl der Entwässerungsmaßnahme“ gemäß den RAS-Ew [3] wurde in Abhängigkeit der hydrogeologischen und ökologischen Randbedingungen im Planungsbereich das geeignete Entwässerungssystem bestimmt.

Außerhalb von Wasserschutzgebieten

Gemäß RAS-Ew [3] sind zur Gewährleistung der Reinigungswirkung und zur Sicherheit der Durchlässigkeit der Böden k_f -Werte in Bereichen von 10^{-3} bis 10^{-5} m/s erforderlich. Im Planungsbereich liegen zum Teil schlechtere Durchlässigkeitsbeiwerte vor.

Trotz der teilweise ungünstigen Versickerungseigenschaften der anstehenden Böden sowie der besonderen hydrogeologischen Verhältnisse im gesamten Planungsbereich ist unter Erfüllung bestimmter Voraussetzungen eine dezentrale Versickerung über Rasenmulden mit bestimmten zusätzlichen Maßnahmen möglich.

Gemäß DWA-A 138 sind bei Durchlässigkeiten des Untergrunds von $k_f < 1 \cdot 10^{-6}$ m/s zusätzliche Maßnahmen erforderlich. Hierbei sind zusätzlich Rigolen unterhalb der Rasenmulden vorzusehen (Mulden-Rigolen-Element).

Mulden- und Rigolenversickerung (dezentral)

Das Niederschlagswasser der Fahrbahn wird möglichst breitflächig über die Böschung oder an mehreren Stellen in die Mulden eingeleitet.

Am Böschungsfuß der B 469 werden Mulden hergestellt. Die Mulden dienen mit Ausnahme der Bereiche innerhalb der WSG im Entwässerungsabschnitt 6 (s. hierzu im folgenden Kapitel 3.8.6) und dem Bereich der Tiefenentwässerung im Entwässerungsabschnitt 2a der Versickerung. Unterhalb der Mulden werden diese noch mit zusätzlichen Rigolen ausgeführt. Das Straßenwasser wird in der bewachsenen Bodenzone während des Versickerungsvorgangs gereinigt.

Im Planungsgebiet liegt durchgängig eine einseitige Querneigung vor. Um eine Versickerung des anfallenden Oberflächenwassers auf beiden Seiten zu gewährleisten, wird das Oberflächenwasser der oberliegenden Fahrbahn über Bordrinne und Straßenabläufe gesammelt und über Kanäle den Mulden gezielt zugeleitet.

Die geplanten Mulden werden mit einer Tiefe von 30 cm und einer Regelbreite von 2,00 m hergestellt.

Zusätzliche sind Rigolen unterhalb der Mulden in allen Bereichen erforderlich. Die Rigolen werden mit einer Breite von 2,00 m unterhalb der Mulde und mit Tiefen von 0,10 m bis zu 2,20 m hergestellt. Eine Übersicht über die Ergebnisse der Mulden-Rigolen-Systeme sind in der Unterlage 18.2.4 dokumentiert.

Je nach Längsneigung der Mulden sind in unterschiedlichen Abständen Überlaufschwelle (Querriegel) nach RAS-Ew [3] Ausgabe 2005 vorgesehen, die einen gezielten Aufstau in den Mulden bewerkstelligen. Die Abstände sowie die Höhen der Schwelle variieren je nach Wasseranfall und Längsneigung.

Auf diese Weise werden Fließbewegungen in den Mulden unterbunden und das erforderliche Speichervolumen wird trotz der Längsneigung der Mulden sichergestellt.

Breitflächige Versickerung über Bankett und Böschung (dezentral)

In Bereichen der querneigungsabgewandten Seite findet die Entwässerung des Banketts über die Böschung statt. Die vorh. Breite bzw. die vorhandene Fläche der Böschung wird nachgewiesen (siehe Unterlage 18.2.4). Das Oberflächenwasser versickert in der Böschung und wird in der bewachsenen Bodenzone während des Versickerungsvorgangs gereinigt.

Sammeln und Ableiten von Oberflächenwasser in der Einschnittslage (zentral)

In dem Einschnittsbereich von ca. Bau-km 0+250 bis Bau-km 0+600 ist eine Versickerung des anfallenden Oberflächenwassers aufgrund der vorhandenen Durchlässigkeitsbeiwerte und des anstehenden Grundwassers nicht möglich.

Es ist vorgesehen, das Oberflächenwasser zu sammeln und über die Reinigungsstufe (Absetzbecken 2) in die Vorflut (Gersprenz) einzuleiten.

Aufgrund der Höhenverhältnisse ist eine Hebeanlage erforderlich.

Des Weiteren sind in dem Bereich des Einschnitts Grundwasserabsenkungsmaßnahmen (von Bau-km 0+250 bis Bau-km 0+600) erforderlich. Dies wird in dem Entwässerungsabschnitt 2a dargestellt. Das hier anfallende Grundwasser benötigt keine zusätzliche Reinigung. Es wird über eine zweite Hebeanlage ebenfalls angehoben und ohne Reinigungsstufe in die Vorflut (Gersprenz) geleitet.

Versickerungsbecken (zentral)

In Teilbereichen ist eine Versickerung über Muldensysteme nicht möglich. Es besteht ebenfalls keine Möglichkeit, das anfallende Niederschlagswasser in eine Vorflut einzuleiten. Aus den vorgenannten Gründen wird das Niederschlagswasser der Fahrbahn gesammelt und einem zentralen Versickerungsbecken zugeführt. Die Anlage ist in unmittelbarer Nähe zur B 469 angeordnet. Es erfolgt gem. RAS-Ew [3] eine Anpassung an das Landschaftsbild.

Zur Vermeidung der Selbstdichtung des Versickerungsraums wird dem Versickerungsbecken ein Absetzbecken vorgeschaltet.

Die Versickerungsbecken werden wie folgt ausgestattet:

- Absetzbereich mit Tauchwand,
- Beckenumfahrung (Breite 5,0 m),
- Versickerungsbereich,
- Einfriedung mit Toranlage.

Im Planungsgebiet sind zwei Versickerungsbecken geplant:

- Versickerungsbecken 1 – Bau-km 3+195, $V_{\text{vorh.}} = 370 \text{ m}^3$

- Versickerungsbecken 2 – Bau-km 3+900, $V_{\text{vorh.}} = 3.150 \text{ m}^3$

Die Planunterlagen der Versickerungsbecken können der Unterlage 8.2 entnommen werden.

Innerhalb von Wasserschutzgebieten (ökologisch empfindlicher Bereich)

Eine Versickerung im Bereich Bau-km 4+000 bis Bauende bei Bau-km 5+788 ist aufgrund der vorliegenden Durchlässigkeitsbeiwerte nicht möglich.

Das anfallende Niederschlagswasser der Fahrbahnen wird über Bordrinne und Straßenabläufe gesammelt und gezielt mittels Sammelkanal aus dem WSZ-Gebiet herausgeführt.

Es findet keine Versickerung von Fahrbahnwasser innerhalb des WSG statt.

Ausschließlich in Bereichen der querneigungsabgewandten Seite findet die Entwässerung des Banketts über die Böschung statt. Die vorh. Breite der Böschung wird nachgewiesen (siehe Unterlage 18.2.4).

3.8 Beschreibung der Entwässerungsabschnitte

3.8.1 Entwässerungsabschnitt 1: Baubeginn Bau-km 0-404 bis Bau-km 0+017

Dieser Entwässerungsabschnitt reicht vom Baubeginn mit dem Anschluss an den Bestand bis zum nördlichen Widerlager des Brückenbauwerks BW 01 bei Bau-km 0+017 nördlich der Gersprenz. Die Trasse verläuft hier durchgehend in Damm- bzw. in Geländegleichlage und es befindet sich jeweils ein Gradiententief- sowie –hochpunkt innerhalb des Abschnitts. Im gesamten Entwässerungsabschnitt ist die B 469 mit einer einseitigen Querneigung geplant.

Für die Fahrbahnen ist jeweils das Entwässerungssystem über eine am Dammfuß angeordnete Versickerungsmulde (mit zusätzlicher Rigole) vorgesehen. Da in diesem Entwässerungsabschnitt die Anbindung an den Bestand erfolgt, ist erst ab dem Bau-km 0-079 die Ausbildung des Querschnitts mit einem Mittelstreifen von einer Breite = 4,0 m möglich. Bedingt durch diesen Umstand wird das Oberflächenwasser aller Fahrbahnen an den tiefsten Punkt der Querneigung geleitet. Im Anschluss erfolgt die Versickerung über die geplanten Mulden-Rigolen-Systeme.

Die Versickerung erfolgt durch 30 cm bewachsenen Boden, d.h. die Mulden werden mit einer Mutterbodenschicht von mind. 30 cm ausgestattet. Je nach Längsneigung der Mulden sind Überlaufschwelle (Querriegel) gem. RAS-Ew [3] vorgesehen, die einen gezielten Aufstau in den Mulden bewirken. Die Abstände sowie die Höhen der Schwelle variieren je nach Wasseranfall und Längsneigung.

Da der anstehende Boden nicht ausreichend durchlässig ist, wird der Boden unterhalb der Mulde ausgetauscht und durch eine Kiespackung (Rigole) ersetzt. Die detaillierten Bemessungen können der Unterlage 18.2.4 – Muldenberechnung 1.1 und 1.2. – entnommen werden.

Erst ab dem Bau-km 0-079 ist es vorgesehen, das anfallende Niederschlagswasser über eine Bordsteinführung mit Straßenabläufen zu sammeln und über Entwässerungskanäle im Bereich des Mittelstreifens (DN300) gefasst dem Absetzbecken 1 zuzuleiten.

Aus dem Bestand erfolgt ebenfalls eine Zuführung des dortigen anfallenden Oberflächenwassers über einen vorhandenen Kanal DN 200 bis DN 400 aus dem Teilabschnitt nördlich des Bauanfanges. Aufgrund der Trassenneuplanung ist es ab dem Bau-km 0-329 erforderlich, den vorhandenen Bestandskanal abzubrechen und aus der gepl. Fahrbahn heraus in den Seitenbereich zu verlegen. Am Bau-km 0-015 erfolgt ein Anschluss an den geplanten Kanal. Im weiteren Verlauf leitet dieser in das Absetzbecken 1 ein.

Im Übergangsbereich am Bauanfang zwischen Bestand und Ausbaubereich (Bau-km 0-403.633 bis Bau-km 0+000) kann die Mindestlängsneigung von 0,7 % im Verwindungsbereich nicht eingehalten werden. Dies resultiert aus der Bestandshöhenlage und notwendigen Angleichung an den Bestand in diesem Bereich. Hier wird die Entwässerung der Fahrbahnen durch eine Schrägverwindung der Querneigung mit Grat gewährleistet.

Das anfallende Oberflächenwasser wird in diesem Bereich über Schlitzrinnen links und rechts des Mittelstreifens jeweils in beiden Fahrrichtungen gefasst (Bau-km 0-310 – 0-258) und mittels einer Anschlussleitung DN 150 dem umverlegtem Bestandskanal bei Bau-km 0-298 zugeführt.

Aufgrund der geplanten Höhenlagen in diesem Bereich ist ein Anschluss an die seitlich geplanten Versickerungsmulden nicht möglich.

Das Absetzbecken 1 in Betonbauweise erfüllt die erforderliche Behandlung gem. DWA-M 153 [8] (s. Unterlage 18.2.2). Eine Rückhalteeinrichtung bzw. ein gedrosselter Abfluss in die Vorflut (Gersprenz) ist nicht erforderlich. Die Anlage liegt außerhalb des festgesetzten Überschwemmungsgebietes.

Absetzbecken 1: erforderliche Oberfläche des Absetzraums (gem. Ras-Ew [3], 1.4.7)

$$O_{\text{erf.}} = 24 \text{ m}^2$$

$$O_{\text{gew.}} = 40 \text{ m}^2 \text{ (in Anlehnung an Mindestgröße gem. RiStWag)}$$

Aufgrund der Neuverlegung des Bestandskanals liegt der Auslauf aus dem Absetzbecken geringfügig unterhalb des 100-jährlichen Hochwasserereignisses der Gersprenz. Aus diesem Grunde wird am letzten Schacht vor der Einleitung in das Gewässer eine Rückschlagklappe angeordnet, die einen Rückstau in das Absetzbecken auch bei dieser Extremsituation verhindert.

3.8.2 Entwässerungsabschnitt 2: Bau-km 0+017 bis (IdA) Bau-km 1+330 / (rdA) 1+151

Beginnend am Bauwerk BW 01 (Bau-km 0+017) bis Bau-km 1+330 links der Achse bzw. Bau-km 1+151 rechts der Achse ist der Entwässerungsabschnitt 2 definiert. Die B 469 ist mit einseitigem Quergefälle geplant und verläuft in Einschnittslage. Bei Bau-km 0+376 befindet sich ein Gradiententiefpunkt.

Das Oberflächenwasser wird über die geplante Streckenentwässerung zu einer Hebeanlage bei Bau-km 0+197 geleitet, aus dem Einschnitt gehoben und über ein vorgeschaltetes Absetzbecken (Absetzbecken 2) zur Gersprenz abgeleitet.

Aufgrund der topografischen und insbesondere der hydrogeologisch vorliegenden Verhältnisse sind in diesem Bereich neben geplanten Maßnahmen der Streckenentwässerung ebenfalls Maßnahmen im Grundwasserbereich erforderlich.

Wie dem hydrogeologischen Gutachten [10] zu entnehmen ist, ist in Bereichen des Entwässerungsabschnitts 2 eine Grundwasserabsenkung erforderlich. Diese wird im Entwässerungsabschnitt 2a zusammengefasst und beschrieben.

Entwässerungsabschnitt 2a: Bau-km 0+250 bis 0+600 (Grundwasserabsenkung)

Die oben beschriebene Grundwasserabsenkung wird im Entwässerungsabschnitt 2a zusammengefasst. Innerhalb dieses Entwässerungsabschnitts findet keine eigenständige Oberflächenentwässerung statt; diese wird dem Entwässerungsabschnitt 2 zugeordnet.

Im Bereich des Einschnitts von ca. Bau-km 0+250 bis Bau-km 0+600 mit einem Gradiententiefpunkt bei ca. Bau-km 0+376 steht Grundwasser nach den vorliegenden Aufschlüssen [10] oberhalb der geplanten Gradientenlinie an. Das Grundwasser wird hier zum Tiefpunkt des Einschnittes bei ca. Bau-km 0+376 geleitet und von dort aus gesammelt in Richtung Norden zur Hebeanlage (an Bau-km 0+197) geführt. Anschließend wird das Grundwasser mittels Hebeanlage aus dem Einschnitt gehoben und hinter dem Absetzbecken (Reinigungsstufe des Oberflächenwassers – Entwässerungsabschnitt 2) der Ableitung zur Gersprenz zugeführt und abgeleitet.

Der Grundwasserspiegel ist auf ein Niveau von 2,0 m unter geplanter Straßenoberfläche abzusenken. Eine Grundwasserabsenkung mittels Drainagen und einem Freigefällekanal aus dem Tiefpunkt heraus zur Gersprenz ist aufgrund der topografischen Gegebenheiten nicht möglich.

Wie bereits in der Besprechung am 23.10.2017 beim Wasserwirtschaftsamt Aschaffenburg festgelegt, ist eine Zuleitung des Grundwassers zu dem ohnehin zu planenden Pumpwerk für das Abwasser aus genehmigungstechnischen Gründen nicht möglich. Daher sind hier zwei getrennte Systeme zu planen.

Um die beiden Wasserarten nicht zu vermischen sind in den Bereichen der Drainagen Dichtungen vorzusehen (Dichtungsbahnen oder bindiger, undurchlässiger Boden). Die Dichtung ist in den Randbereichen nur bis zur Außenkante der Mulde herzustellen, eine Abdichtung der Böschung ist nicht erforderlich.

Beide Ableitungssysteme haben jeweils ihre Fließrichtung zum Gradiententiefpunkt hin, so dass sich die gemeinsame Standortwahl anbietet. Die effektivere Wartung der Anlagen sowie die Zuleitung von Energie (Strom) vereinfachen sich dadurch. Daher ist die Standortuntersuchung immer im Verbund für beide Systeme durchgeführt worden.

Insgesamt sind im Zuge der Vorplanung drei Standorte der Hebeanlagen untersucht worden. Nach Auswertung und Abwägung aller Vor- und Nachteile der betrachteten Standorte wurde die Variante 3 bei Bau-km 0+197 als Vorzugsvariante für die weitergehende Planung favorisiert.

Hebeanlage Abwasser - Oberflächenentwässerung – Entwässerungsabschnitt 2:

Gemäß RAS-Ew [3] ist für Straßentiefpunkte eine Regenhäufigkeit von $n = 0,2$ vorzusehen (Häufigkeit einmal in fünf Jahren). Entsprechend wird das angeschlossene Kanalnetz dimensioniert. Die Pumpenleistung wird mind. für diese anfallenden Wassermengen ausgelegt. (627,5 l/s, s. Unterlage 18.2.6), hier jedoch, um eine noch höhere Sicherheit zu erlangen, für ein 10-jährliches Regenereignis, 10 Minuten ($r_{10, n=0,1} = 250,7 \text{ [l/(s*ha)]}$), dies entspricht einer Wassermenge von 920,0 l/s. Ziel ist eine Überflutung des Einschnittes mit Tiefpunkt zu vermeiden. Die Pumpenauslegung kann mittels verschiedener Varianten realisiert werden.

Variante 1 - 2 Spitzenlastpumpen

Jede ist auf Förderleistung für den Bemessungsregen ausgelegt. Pumpenschaltung *alternierend*, d.h. die Pumpen werden für jedes Pumpenspiel abwechselnd eingeschaltet.

- + Einfachste und kostengünstigste Form
- + Geringer Platzbedarf
- + Im Notfalleinsatz können beide Pumpen gleichzeitig fördern
- + Keine optimale Anpassung an die starken Fördermengenschwankungen
- + Nicht verträglich mit der Bemessungsleistung ($r_{15,1}$) des nachgeschalteten Absetzbeckens

Variante 2 - 1 Grundlastpumpe + 2 Spitzenlastpumpen

Mehrere Pumpen mit unterschiedlichen Förderleistungen. Die Grundlastpumpe fördert allein bei geringen Wassermengen, bei erhöhtem Zufluss schaltet sich im Wechsel jeweils eine der Spitzenlastpumpen hinzu, so dass ein *Parallelbetrieb* entsteht. Die Schaltpunkte sind wasserstandsabhängig geregelt.

- + Anpassung der stark schwankenden Förderströme möglich, dadurch höherer Wirkungsgrad
- + höhere Anschaffungskosten
- + größerer Platzbedarf
- + Längere Stillstandszeiten der Spitzenlastpumpen.

Variante 3 - 3 Halbblastpumpen

Wie Variante 1 jedoch drei Pumpen, die jeweils auf Halblast ausgelegt sind. Zwei Pumpen übernehmen die Leistung einer Vollast und eine Pumpe bleibt als Reserve in Bereitschaft. Die Schaltung ist *alternierend*, d.h. die Pumpen werden für jedes Pumpenspiel abwechselnd eingeschaltet.

- + Besserer Wirkungsgrad in den niedrigen Lastfällen
- + Wartung und Austausch mit nur einer Modellbaureihe möglich
- + Einfache Schaltungsregelung
- + Keine langen Stillstandszeiten
- + Abgestimmt auf die Bemessungsleistung ($r_{15,1}$) des nachgeschalteten Absetzbeckens
- Höherer Platzbedarf als Variante 1
- höhere Anschaffungskosten als Variante 1

(Hinweise zu oben aufgeführten Punkten: + = Vorteile; - = Nachteile)

Aus technischer, betrieblicher und wirtschaftlicher Sicht überwiegen die Vorteile, drei Halblastpumpen mit jeweils 460 l/s Förderleistung aufzustellen.

Zwei Pumpen übernehmen die Leistung einer Volllast und eine Pumpe bleibt als Reserve in Bereitschaft. Die Schaltung ist alternierend, d.h. die Pumpen werden für jedes Pumpenspiel abwechselnd eingeschaltet.

Vorteile dieser Variante gegenüber den Varianten mit Spitzenlastpumpen liegen insbesondere in der Möglichkeit bessere Wirkungsgrade bei den stark schwankenden Förderströmen zu erhalten. Die Stillstandszeiten sind geringer und durch die Baugleichheit aller Pumpen die Wartungsarbeiten einfacher. Aus diesen Gründen wird die Ausführung gem. Variante 3 mit 3 Halblastpumpen weiterverfolgt.

Hebeanlage Grundwasser – Entwässerungsabschnitt 2a:

Für die Bemessung der Hebeanlage wird eine Grundwassermenge von 3 l/s (Empfehlung Bodengutachter) zu Grunde gelegt.

Die Anlage wird in Nassaufstellung mit Tauchmotorpumpen geplant.

Aus technischer, betrieblicher und wirtschaftlicher Sicht überwiegen die Vorteile zweier Spitzenlastpumpen mit jeweils 20 l/s Förderleistung aufzustellen.

Die Schaltung ist alternierend, d.h. die Pumpen werden für jedes Pumpenspiel abwechselnd eingeschaltet.

Die Streckenentwässerung wird vorab über das Absetzbecken 2 in Betonbauweise gereinigt und anschließend in die Vorflut (Gersprenz) eingeleitet. Eine vorherige Reinigung des Wassers der Tiefenentwässerung (Grundwasser) ist nicht erforderlich. Hinter dem Absetzbecken wird die Ableitung aus der Hebeanlage für das Grundwasser zu dem Ableitungskanal des Abwassers zusammengeführt.

Absetzbecken 2: erforderliche Oberfläche des Absetzraums (gem. Ras-Ew [3], 1.4.7) (aufgrund der Zuflussleistung der Pumpenleistung von 460 l/s, s. Unterlage 18.2.4)

$$O_{\text{erf.}} = 184 \text{ m}^2$$

$$O_{\text{gew.}} = 184 \text{ m}^2.$$

Alle Bauwerke (Hebeanlagen, Absetzbecken) liegen außerhalb des festgesetzten Überschwemmungsgebietes.

3.8.3 Entwässerungsabschnitt 3: (IdA) Bau-km 1+330 / (rdA) 1+151 bis Bau-km 1+750

Ab Bau-km 1+330 links der Achse bzw. ab Bau-km 1+151 rechts der Achse bis zum Bauwerk 4 bei Bau-km 1+750 ist der Entwässerungsabschnitt 3 definiert. Die Trasse verläuft größtenteils in Damm- bzw. in Geländegleichlage, in kleinen Teilbereichen liegt die gepl. Gradienten im Einschnitt. Es befindet sich jeweils ein Gradiententief- sowie –hochpunkt innerhalb des Ab-

schnitts. Im gesamten Entwässerungsabschnitt ist die B 469 mit einer einseitigen Querneigung geplant.

Für die Fahrbahnen ist jeweils das Entwässerungssystem über eine am Dammfuß angeordnete Versickerungsmulde (mit zusätzlicher Rigole) vorgesehen. Dabei wird das aus der obenliegenden Fahrbahn anfallende Oberflächenwasser über Sinkkästen und Rohrleitungssysteme im Mittelstreifen gesammelt und gezielt an die Entwässerungsmulde mit Querleitungen unterhalb der Fahrbahn geführt.

Die Versickerung erfolgt durch 30 cm bewachsenen Boden, d.h. die Mulden werden mit einer Mutterbodenschicht von mind. 30 cm ausgestattet. Je nach Längsneigung der Mulden sind Überlaufschwelle (Querriegel) gem. RAS-Ew [3] vorgesehen, die einen gezielten Aufstau in den Mulden bewirken. Die Abstände sowie die Höhen der Schwellen variieren je nach Wasseranfall und Längsneigung.

Da der anstehende Boden nicht ausreichend durchlässig ist, wird der Boden unterhalb der Mulde ausgetauscht und durch eine Kiespackung (Rigole) ersetzt. Die detaillierten Bemessungen können der Unterlage 18.2.4 – Muldenberechnung 3.1 und 3.2. – entnommen werden.

3.8.4 Entwässerungsabschnitt 4: Bau-km 1+750 bis Bau-km 2+460

Der Entwässerungsabschnitt 4 erstreckt sich von Bau-km 1+750 bis Bau-km 2+460. Die Trasse verläuft größtenteils in Damm- bzw. in Geländegleichlage, in kleinen Teilbereichen liegt die gepl. Gradienten im Einschnitt. Es befindet sich ein Gradientenhochpunkt innerhalb des Abschnitts. Im gesamten Entwässerungsabschnitt ist die B 469 mit einer einseitigen Querneigung geplant.

Für die Fahrbahnen ist jeweils das Entwässerungssystem über eine am Dammfuß angeordnete Versickerungsmulde (mit zusätzlicher Rigole) vorgesehen. In kleinen Teilbereichen mit Geländeeinschnitten innerhalb des Entwässerungsabschnitts sind die Versickerungsmulden an das Bankett angrenzend. Dabei wird das aus der obenliegenden Fahrbahn anfallende Oberflächenwasser über Sinkkästen und Rohrleitungssysteme im Mittelstreifen gesammelt und gezielt an die Entwässerungsmulde mit Querleitungen unterhalb der Fahrbahn geführt.

Die Versickerung erfolgt durch 30 cm bewachsenen Boden, d.h. die Mulden werden mit einer Mutterbodenschicht von mind. 30 cm ausgestattet. Je nach Längsneigung der Mulden sind Überlaufschwelle (Querriegel) gem. RAS-Ew [3] vorgesehen, die einen gezielten Aufstau in den Mulden bewirken. Die Abstände sowie die Höhen der Schwellen variieren je nach Wasseranfall und Längsneigung.

Da der anstehende Boden nicht ausreichend durchlässig ist, wird der Boden unterhalb der Mulde ausgetauscht und durch eine Kiespackung (Rigole) ersetzt. Die detaillierten Bemessungen können der Unterlage 18.2.4 – Muldenberechnung 4.1 bis 4.5 und 4.7. – entnommen werden.

3.8.4.1 Entwässerungsabschnitt 4.1: Bau-km 2+300 bis 2+465 (bezogen auf Hauptachse der B469)

Innerhalb des Entwässerungsabschnitts 4 befindet sich der Knotenpunkt der B 469 mit der B 26. Die Planungen sehen eine Direkt-Rampe im Nord-West-Quadranten von der B 26 auf die B 469 mit Auffahrt in Fahrtrichtung BAB A 3 (Richtung Norden) vor.

Die Rampe wird im Entwässerungsabschnitt 4.1 zusammengefasst.

Die Gradiente der Bundesstraße B 26 verläuft auf ca. 125 m NN und steigt zur B 469 an, somit verläuft die gepl. Trasse der Rampe in Damm- bzw. in Geländegleichlage mit einer einseitigen Querneigung. Für die Fahrbahn ist das Entwässerungssystem über eine am Dammfuß angeordnete Versickerungsmulde – Muldenberechnung 4.6 in Unterlage 18.2.4 - vorgesehen.

An der querneigungsabgewandten Seite erfolgt größtenteils die Entwässerung des Banketts über die Dammböschung. Ausschließlich im Einbindungsbereich an der B 26 – im Bereich des Wechsels von Damm- zu Einschnittsböschung – ist eine Versickerungsmulde angeordnet – Muldenberechnung 4.7 in Unterlage 18.2.4.

3.8.5 Entwässerungsabschnitt 5: Bau-km 2+460 bis Bau-km 3+375

Ab dem Bauwerk 5 bei Bau-km 2+460 bis zum Bauwerk 6 bei Bau-km 3+375 ist der Entwässerungsabschnitt 5 definiert. Die Trasse verläuft ausschließlich in Dammlage. Es befindet sich ein Gradiententiefpunkt innerhalb des Abschnitts. Im gesamten Entwässerungsabschnitt ist die B 469 mit einer einseitigen Querneigung geplant.

Wie bereits in den vorherigen Entwässerungsabschnitten sind im Entwässerungsabschnitt 5 ebenfalls Versickerungsmulden mit zusätzlichen Rigolen vorgesehen. Die Ausbildung erfolgt analog zu den vorab ausgeführten Erläuterungen. Die detaillierten Bemessungen können der Unterlage 18.2.4 – Muldenberechnung 5.1 bis 5.4. – entnommen werden.

Bei Bau-km 3+195 ist zudem ein Versickerungsbecken geplant. Es handelt sich hierbei um ein Erdbecken mit vorgeschaltetem Absetzbecken. Das Versickerungsbecken 1 hat folgende Kenngrößen:

Versickerungsbecken 1:

Absetzbecken: erforderliche Oberfläche des Absetzraums (gem. Ras-Ew [3], 1.4.7)

$$O_{\text{erf.}} = 29 \text{ m}^2$$

$$O_{\text{gew.}} = 40 \text{ m}^2 \text{ (in Anlehnung an Mindestgröße gem. RiStWag)}$$

Versickerungsbecken: erforderliches Beckenvolumen (gem. DWA-A 138)

$$V_{\text{erf.}} = 297 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{vorh.}} = 370 \text{ m}^3$$

$$\text{Aufstau im Becken} = 1,50 \text{ m}$$

3.8.6 Entwässerungsabschnitt 6: Bau-km 3+375 bis Bauende Bau-km 5+788

Der Entwässerungsabschnitt 6 erstreckt sich von Bau-km 3+375 bis zum Ausbauende bei Bau-km 5+788. Die Trasse verläuft ausschließlich in Dammlage. Es befinden sich zwei Gradiententiefpunkte sowie ein Gradientenhochpunkt innerhalb des Abschnitts. Im gesamten Entwässerungsabschnitt ist die B 469 mit einer einseitigen Querneigung geplant. Der Entwässerungsabschnitt 6 befindet sich in Teilbereichen im WSG IIIB sowie IIIA.

Eine natürliche Vorflut ist in diesem Abschnitt nicht vorhanden.

Lediglich im Anfangsbereich des Entwässerungsabschnitts 6 ist eine Versickerung in Mulden-Rigolen-Systemen möglich. Die Ausbildung erfolgt analog zu den oben genannten Ausführungen und können der Unterlage 18.2.4 – Muldenberechnung 6.1 und 6.2. – entnommen werden

Ab ca. Bau-km 4+000 ist eine Versickerung nicht mehr möglich (s. Bodengutachten [10]). Bedingt durch diesen Umstand wird das anfallende Oberflächenwasser über eine Bordsteinführung und Sinkkästen gesammelt und über Kanäle dem Versickerungsbecken 2 bei Bau-km 3+900 zugeführt. In einem Teilbereich erfolgt die Ableitung des Oberflächenwassers über eine am Böschungsfuß angeordnete Transportmulde (Bereich WSG IIIB zwischen dem Versickerungsbecken 2 und dem BW 07) mit anschließender Einleitung in die Kanäle und zum Versickerungsbecken 2.

Die Kanalquerschnitte liegen zwischen DN 300 und DN 1100.

Das Versickerungsbecken, außerhalb der WSG liegend, wird als Erdbecken mit vorgeschaltetem Absetzbecken mit Tauchwand ausgebildet. In den Bereichen des geplanten Versickerungsbeckens haben die Versickerungsversuche Durchlässigkeiten von $2,1 \cdot 10^{-6}$ m/s (Bau-km 3+900, SV 9) ergeben [10].

Das Versickerungsbecken 2 hat folgende Kenngrößen:

Versickerungsbecken 2:

Absetzbecken: erforderliche Oberfläche des Absetzraums (gem. Ras-Ew [3], 1.4.7)

$$O_{\text{erf.}} = 214 \text{ m}^2$$

$$O_{\text{gew.}} = 225 \text{ m}^2$$

Versickerungsbecken: erforderliches Beckenvolumen (gem. DWA-A 138)

$$V_{\text{erf.}} = 2.632 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{vorh.}} = 3.150 \text{ m}^3$$

$$\text{Aufstau im Becken} = 1,20 \text{ m}$$

Begründung zur Wahl der zentralen Versickerungsbecken 1 und 2:

Die DWA A 138, Abschnitt 3.3.6 Versickerungsbecken, setzt in der Regel Durchlässigkeiten von $k_f \geq 1 \cdot 10^{-5}$ m/s für zentrale Becken voraus, da ansonsten zu lange Entleerungszeiten entstehen.

Die bereits oben genannte Durchlässigkeit der anstehenden Böden von dem Versickerungsbecken 1 = $k_f 5 \cdot 10^{-6}$ m/s und dem Versickerungsbecken 2 = $k_f 2,1 \cdot 10^{-6}$ m/s haben damit eine geringere Durchlässigkeit.

Aufgrund der hier anstehenden Randbedingungen ist eine Abweichung von dieser Regel unumgänglich:

- keine Vorflut zur Ableitung erreichbar,
- keine dezentrale Versickerung möglich,
- EA 5:
zu geringe Dammhöhen zur Herstellung der Querungsleitungen aus dem Mittelstreifen zur Ableitung in die Mulde,
- EA 6:
örtlich sehr geringe Durchlässigkeiten (von $k_f 1 \cdot 10^{-7}$ m/s bis zu $k_f 9 \cdot 10^{-8}$ m/s).

Daher ist das Sammeln und Ausleiten im Entwässerungsabschnitt 5 zum Versickerungsbecken 1 sowie im Entwässerungsabschnitt 6 aus dem WSG zu dem geplanten Versickerungsbecken 2 die einzige Möglichkeit der Regenwasserbeseitigung.

Beide Versickerungsbecken sind mit einem vorgeschalteten Absetzbecken geplant. Durch die Anlage eines Absetzbeckens wird vermieden, dass Schwebstoffe in das Versickerungsbecken gelangen und zu einer Selbstdichtung der Sohle führen.

Da die zentralen Anlagen in einem Waldgebiet liegen, ist eine Gefährdung einer Bebauung auch bei einem Überlaufen im Katastrophenfall auszuschließen. Zudem sind die Volumina bei dem Versickerungsbecken 1 um ca. 70 m^3 ($V_{\text{vorh.}} = 370 \text{ m}^3$) und bei dem Versickerungsbecken 2 um ca. 500 m^3 ($V_{\text{vorh.}} = 3.150 \text{ m}^3$) höher gewählt als gemäß hydraulischen Berechnungen erforderlich. Weiterer Stauraum bis zum Überlaufen ergibt der eing geplante Freibord (mind. 50 cm; bei beiden Versickerungsbecken erster Austritt ins Gelände > 50cm) sowie das Volumen des Kanalnetzes (nicht berücksichtigt bei der Berechnung).

Eine Berücksichtigung dieser Volumina wird im Weiteren zur Veranschaulichung aufgeführt.

Versickerungsbecken 1:

Somit können als zusätzlicher Stauraum zu dem vorhandenen Volumen im Versickerungsbecken 1 ($V_{\text{vorh.}} = 370 \text{ m}^3$) folgende Volumina angerechnet werden:

Einstauvolumen oberhalb von max. Stau (Beckenvolumen) innerhalb des Beckens:

Wasserspiegel max. Stau:	123,3 mNHN	
Austritt ins Gelände bei:	124,5 mNHN	(Freibord: 1,20 m)

B 469

Ausbau zwischen der AS Stockstadt (AB 16) und der AS Großostheim (St 3115)

Volumen innerhalb des Beckens – im Bereich Freibord:

$$V_{\text{Freibord}} = 590 \text{ m}^3$$

Volumen Einstau im Kanalnetz:

Der Einstau im Kanalnetz erfolgt in Haltungen der Dimensionen DN 300 bis DN 400 auf einer Gesamtlänge von ca. 370 m (Gesamtsumme aus Mittelstreifen- und seitlichen Entwässerungseinrichtungen). Daraus ergibt sich ein zusätzliches Volumen von ca. 40 m³.

$$V_{\text{Kanal}} = 40 \text{ m}^3$$

Somit ergibt sich:

$$\begin{array}{rcl} V_{\text{vorh.}} & = & 370 \text{ m}^3 \\ V_{\text{Freibord}} & = & 590 \text{ m}^3 \\ \underline{V_{\text{Kanal}}} & = & \underline{40 \text{ m}^3} \\ V_{\text{Gesamt}} & = & 1.000 \text{ m}^3 \end{array}$$

$$\text{Nachweis: } V_{\text{erf.}} = 277 \text{ m}^3 < V_{\text{Gesamt}} = 1.000 \text{ m}^3$$

Es ergibt sich somit eine Sicherheit des Retentionsvolumens des Versickerungsbeckens 1 von **723 m³**.

Versickerungsbecken 2:

Als zusätzlicher Stauraum zu dem vorhandenen Volumen im Versickerungsbecken 2 ($V_{\text{vorh.}} = 3.150 \text{ m}^3$) können folgende Volumina angerechnet werden:

Einstauvolumen oberhalb von max. Stau (Beckenvolumen) innerhalb des Beckens:

$$\text{Wasserspiegel max. Stau: } 121,4 \text{ mNHN}$$

$$\text{Austritt ins Gelände bei: } 123,0 \text{ mNHN} \quad (\text{Freibord: } 1,60 \text{ m})$$

Volumen innerhalb des Beckens – im Bereich Freibord:

$$V_{\text{Freibord}} = 5.260 \text{ m}^3$$

Volumen Einstau im Kanalnetz:

Der Einstau im Kanalnetz erfolgt in Haltungen der Dimensionen DN 300 bis DN 1100 auf einer Gesamtlänge von ca. 1.750 m (Gesamtsumme aus Mittelstreifen- und seitlichen Entwässerungseinrichtungen). Daraus ergibt sich ein zusätzliches Volumen von ca. 685 m³.

Volumen Einstau im Kanalnetz:

$$V_{\text{Kanal}} = 685 \text{ m}^3$$

Somit ergibt sich:

$$\begin{array}{rcl} V_{\text{vorh.}} & = & 3.150 \text{ m}^3 \\ V_{\text{Freibord}} & = & 5.260 \text{ m}^3 \\ \underline{V_{\text{Kanal}}} & = & \underline{685 \text{ m}^3} \\ V_{\text{Gesamt}} & = & 9.095 \text{ m}^3 \end{array}$$

$$\text{Nachweis: } V_{\text{erf.}} = 2.630 \text{ m}^3 < V_{\text{Gesamt}} = 9.095 \text{ m}^3$$

Es ergibt sich somit eine Sicherheit des Retentionsvolumens von **6.465 m³**.

3.9 Erläuterung der entwässerungstechnischen Maßnahmen (Bauphase)

3.9.1 Bauzeitliches Oberflächenwasser Strecke

Um Schäden an dem Wasserhaushalt auszuschließen, sind schon zu Beginn der Bauzeit besondere Entwässerungsmaßnahmen erforderlich.

Das im Baufeld anfallende Oberflächenwasser wird durch provisorische Abfanggräben, Schlammfänge u.ä. gesammelt und ordnungsgemäß in die Vorflut (Gersprenz) abgeleitet bzw. - in den Bereichen ohne Vorflut - zur Versickerung gebracht. Diese Vorgehensweise betrifft ebenso das anfallende Oberflächenwasser der Baustelleneinrichtungsflächen (siehe Unterlage 16).

Zur Verhinderung des Austrittes von mit Schwebstoffen und/oder Ölen angereichertem Oberflächenwasser aus den Baustellenflächen sind allen Einleitungen während der Bauphase Absetzbecken vorzuschalten.

Die Provisorien werden so lange unterhalten, bis die endgültigen Entwässerungsanlagen fertiggestellt sind.

Innerhalb der Wasserschutz-zonen sind die Anforderungen der RiStWag einzuhalten.

3.9.2 Bauzeitliches Grundwasser Strecke

Einschnitt von ca. Bau-km 0+250 bis Bau-km 0+600

Im Bereich des Einschnitts von ca. Bau-km 0+250 bis Bau-km 0+600 steht Grundwasser oberhalb der Gradienten an. In diesem Bereich ist die Notwendigkeit einer Grundwasserabsenkung (Tiefenentwässerung) gegeben. Auch während des Baus der Strecke kann es je nach Höhe des Grundwasserspiegels zu erforderlichen Grundwasserabsenkungen kommen. Der Grundwasserandrang wird im ähnlichen Bereich liegen wie im Endzustand (Prognose: maximal ca. 3 l/s). Das bauzeitliche Grundwasser ist - solange die endgültigen Entwässerungsan-

lagen noch nicht fertiggestellt sind – mit geeigneten Mitteln aus dem Einschnitt herauszuführen und entweder zu versickern oder in die Vorflut (Gersprenz) abzuleiten.

Ableitungskanäle zu den Hebeanlagen

Da die Ableitungskanäle zu den beiden Hebeanlagen vom Gradiententiefpunkt bei Bau-km 0+376 bis Bau-km 0+197 unterhalb des Grundwasserspiegels liegen, wird es je nach Höhe des Grundwasserspiegels zu Grundwasserabsenkungen innerhalb der Leitungsgräben kommen. Die maximal anfallenden Wassermengen werden unterhalb von 5 l/s bleiben. Die Ableitung des bauzeitlichen Grundwassers erfolgt analog zu dem oben dargestellten Einschnitt.

Hebeanlagen

Die beiden Hebeanlagen bei Bau-km 0+197 werden bauzeitlich in das Grundwasser eingreifen. Die anfallenden Wassermengen werden unterhalb von 3 l/s bleiben. Die Ableitung des bauzeitlichen Grundwassers erfolgt analog zu dem oben dargestellten Einschnitt.

Gründung der Brückenbauwerke bzw. Stützwand

1) Bauwerk 01, Brücke über die Gersprenz

Bau-km 0+025

- lichte Weite von 15,00 m
- keine festgesetzte Wasserschutzzone
- Flachgründung
- das Bauwerk greift in das Grundwasser bauzeitlich ein.

2) Bauwerk 02, Stützbauwerk oberhalb der B469

Bau-km 0+320 – 0+480

- Länge 160 m
- Höhe ca. 6,50m
- keine festgesetzte Wasserschutzzone
- Flachgründung
- das Bauwerk greift in das Grundwasser bauzeitlich ein.

3) Bauwerk 03, Brücke im Zuge der DB-Strecke über die B469

Bau-km 0+553,755

- lichte Weite von 40,50 m
- keine festgesetzte Wasserschutzzone
- Flachgründung, Ausnahme Stützwand mit überschnittener Bohrpfahlwand
- das Bauwerk greift in das Grundwasser bauzeitlich ein, maximaler Grundwasserandrang gem. Baugrundgutachten ca. 1,4 l/s

4) Bauwerk 03a, Brücke im Zuge eines Feld- und Waldweges über die B469

Bau-km 0+565,233

- lichte Weite von 40,50 m

- keine festgesetzte Wasserschutzzone
- Flachgründung
- das Bauwerk greift in das Grundwasser bauzeitlich ein, maximaler Grundwasserandrang gem. Baugrundgutachten ca. 1,4 l/s

5) Bauwerk 04, Brücke im Zuge der B 469 über einen Feld- und Waldweg

Bau-km 1+739,220

- lichte Weite von 5,0 m
- keine festgesetzte Wasserschutzzone
- Flachgründung
- das Bauwerk greift voraussichtlich nicht in das Grundwasser bauzeitlich ein.

6) Bauwerk 05, Brücke im Zuge der B 469 über die B26

Bau-km 2+470

- lichte Weite von 24,75 m
- keine festgesetzte Wasserschutzzone
- Flachgründung
- das Bauwerk greift voraussichtlich nicht in das Grundwasser bauzeitlich ein.

7) Bauwerk 06, Brücke im Zuge der B 469 über einen Feld- und Waldweg

Bau-km 3+356

- lichte Weite von 5,0 m
- keine festgesetzte Wasserschutzzone
- Flachgründung
- das Bauwerk greift voraussichtlich nicht in das Grundwasser bauzeitlich ein.

3.9.3 Schmutzwasser Baustelleneinrichtung

Die in der Unterlage 16 dargestellten Bauphasen beinhalten auch die Baustelleneinrichtungsflächen. Das anfallende Schmutzwasser wird über mobile Abwasserbehandlungsanlagen aufgefangen. Diese müssen von der Bauart zugelassen sein. Die anfallenden Schmutzwassermengen sind abzufahren und einer zugelassenen Entsorgungsstelle zuzuführen.

Auf der Baustelle können mobile Abwasserbehandlungsanlagen genutzt werden, die über eine Schwerkraftabscheidung das anfallende Baustellenabwasser reinigen. Durch die Zugabe von Fällungs-/Flockungsmitteln kann noch eine bessere Vorreinigung des anfallenden Baustellenabwassers vorgenommen werden. Die anfallenden Schlämme aus der Schwerkraftabscheidung sind als Sonderabfall zu entsorgen.