Straßenbauverwaltung	**Freie und Hansestadt Hamburg** Behörde für Wirtschaft, Verkehr und Innovation Amt für Verkehr und Straßenwesen
Straße: A 7	Station: Von km 155+900 bis km 152+500

A 7, 6-/8-streifige Erweiterung von der AS HH-Othmarschen bis zur Landesgrenze HH/SH

Planungsabschnitt Altona
A 7, 8-streifige Erweiterung
von der AS HH-Othmarschen (m) bis zur AS HH-Volkspark (o)

Planfall „Optimaler Städtebau – langer Tunnel“

PROJIS-Nr.:

UNTERLAGE 18.1

- Erläuterungsbericht Wassertechnische Untersuchung -

Mai 2017

Inhaltsverzeichnis

0 ALLGEMEINE VORBEMERKUNG ... 2

1 ZUSTÄNDIGKEITEN ... 2

2 BESTAND – WASSERWIRTSCHAFTLICHE VERHÄLTNISSE ... 3
2.1 Allgemeines ... 3
2.2 Entwässerungsabschnitt 3.1 (EA 3.1) ... 4
2.3 Entwässerungsabschnitt 3.2 (EA 3.2) ... 4

3 BODENVERHÄLTNISSE UND GRUNDWASSER ... 5
3.1 Trasse ... 5
3.2 Bestehende Vernässung und dauerhafte Grundwasserabsenkung ... 5
3.3 Geplante dauerhafte Grundwasserabsenkung und Vorbehandlung ... 6

4 GRUNDLAGEN DER PLANUNG ... 8
4.1 Berechnungsgrundlagen ... 8
4.1.1 Bemessungsregen ... 8
4.1.2 Abflussbeiwerte, Versickerraten ... 8
4.1.3 Betriebliche Rauheit ... 9
4.2 Anforderungen aus dem Betrieb/der Unterhaltung ... 9

5 ENTWÄSSERUNGSPLANUNG ... 10
5.1 Allgemeines ... 10
5.2 Maßnahmen an Gewässerkreuzungen ... 10
5.3 Maßnahmen in Wassergewinnungsgebieten ... 10
5.4 Altlastenverdachtsflächen ... 11
5.5 Einzugsgebiet AE und undurchlässige Fläche AU ... 11
5.6 Ableitung des Regenwassers ... 11
5.6.1 Entwässerungsabschnitt EA 3.1 (km 152+500 bis km 153+360) ... 11
5.6.2 Entwässerungsabschnitt EA 3.2 (km 153+360 bis km 155+900) ... 12
5.7 Regenwasserbehandlung Entwässerungsabschnitt EA 3.1 ... 14
5.8 Regenwasserbehandlung Entwässerungsabschnitt EA 3.2 ... 16

6 EINLEITUNGEN UND GRUNDWASSERENTNAHME ... 17
6.1 Einleitungen ... 17
6.2 Entnahme ... 17

7 TUNNELENTWÄSSERUNG ... 18
7.1 Allgemein ... 18
7.2 Längsentwässerung ... 18
7.3 Havariebecken ... 19

Verwendete Abkürzungen:
Siehe Unterlage 1

0 Allgemeine Vorbemerkung

Die vorliegende Unterlage hat den 8-streifigen Ausbau der A 7 zwischen der AS HH-Othmarschen und der AS HH Volkspark zum Inhalt. Im Bestand verfügt die A 7 im Planungsraum derzeit über einen 3-streifigen Querschnitt mit Standstreifen je Richtungsfahrbahn. Dieser Querschnitt ist nicht in der Lage, die prognostizierte Verkehrsbelastung aufzunehmen. Zur Baumaßnahme gehören der Abbruch und Neubau von Ingenieurbauwerken, Maßnahmen zur Entwässerung der Verkehrsflächen, Lärmschutzmaßnahmen sowie ökologische Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen. Der Beginn der Baustrecke liegt bei km 155+900 direkt nördlich des Elbtunnels, das Bauende ist entgegen der Stationierungsrichtung bei km 152+500 südlich der AS-Volkspark. Die Länge der Baustrecke beträgt 3,400 km.

Der Abschnitt verläuft überwiegend im Einschnitt. Lediglich von Km 152+500 bis ca. km 152+850 verläuft die Trasse in Dammlage. Der Baugrund besteht überwiegend aus Geschiebelehm, der teilweise von Sanden überlagert ist. Durch den Geschiebelehm bedingt steht das Grund- bzw. Stauwasser am Beginn der Baustrecke oberflächennah an.

Durch die Fahrbahnerweiterung sind die vorhandenen Entwässerungsanlagen der A 7 unabhängig von ihrem Zustand zukünftig nicht mehr zu nutzen. Der Planungsraum liegt zudem in einem dicht besiedelten Gebiet, weshalb im Zuge der Erweiterung auch Lärmschutzmaßnahmen notwendig werden, die in der Konzeption der Entwässerungsanlagen zu berücksichtigen sind.

Mit der Erweiterung der A7 auf 8 Fahrstreifen ist die neu herzustellende Straßenentwässerung an die heute geltenden Anforderungen hinsichtlich der Regenwasserbehandlung und –rückhaltung anzupassen.

Der Entwurf beinhaltet sämtliche für die Beurteilung der Baumaßnahme und für die Erstellung der Ausführungsunterlagen erforderlichen Planungsdaten.

Die wasserwirtschaftliche Bearbeitung beinhaltet nachfolgende Unterlagen:

Übersichtslageplan der Entwässerungsabschnitte	M 1 : 5.000	Unterlage 8
Erläuterungsbericht mit Berechnungen		Unterlage 18.1
Prinzipdarstellung Absetz- / Retentions- und Filterbecken 3.1		Unterlage 18.2
Lageplan	M 1 : 500	Blatt 1
Schnitte	M 1 : 100/50	Blatt 2
Prinzipdarstellung Absetz- / Speicher- und Filterbecken 3.2		Unterlage 18.3
Lageplan	M 1 : 250	Blatt 1
Schnitt	M 1 : 100	Blatt 2
Prinzipdarstellung Havariebecken mit Hebeanlage	M 1 : 25	Unterlage 18.4
Lagepläne	M 1 : 1.000	*siehe Unterlage 5*
Höhenpläne	M 1 : 1.000 / 100	*siehe Unterlage 6*

1 Zuständigkeiten

Zuständige Wasserbehörde für diesen Planungsabschnitt der A 7 ist die

Behörde für Umwelt und Energie (BUE)
Amt für Umweltschutz
Neuenfelder Str. 19
21109 Hamburg

2 Bestand – Wasserwirtschaftliche Verhältnisse

2.1 Allgemeines

Der rund 3,400 km lange Planungsabschnitt Othmarschen liegt zwischen der AS HH-Othmarschen (km 155+900) direkt nördlich des Elbtunnels im Süden und entgegen der Stationierung der AS HH-Volkspark (km 152+500) im Norden. Aufgrund des vorhandenen Querschnittes mit einem Mittelstreifen bis zu 14 m Breite erfolgt die Erweiterung weitestgehend nach innen.

Der Abschnitt weist die für den Planungsraum typische flache bis leicht wellige Topographie auf. Der Baugrund besteht überwiegend aus Geschiebelehm, der teilweise von dünnschichtigen, weitgestuften Sanden überlagert ist. Durch den Geschiebelehm bedingt steht das Grund- bzw. Stauwasser in Teilbereichen oberflächennah an.

Durch die Erweiterung auf 8 Fahrstreifen sind die vorhandenen Entwässerungsanlagen der A 7 unabhängig von ihrem Zustand zukünftig nicht mehr zu nutzen. Der Planungsraum liegt zudem in einem dicht besiedelten Gebiet, weshalb im Zuge der Erweiterung umfangreiche Lärmschutzmaßnahmen notwendig werden, die in der Konzeption der Entwässerungsanlagen zu berücksichtigen sind.

Hierzu wird der Tunnel Altona in dem Bereich der A 7 zwischen dem km 153+300 und der AS HH-Othmarschen geplant. Durch den Tunnel wird die erforderliche Lärmreduzierung für die schützenswerten Gebiete in diesem Bereich erreicht. Gleichzeitig wird die vor dem Autobahnbau bestehende Verbindung zwischen den östlichen und westlichen Bereichen der Stadtteile Othmarschen und Bahrenfeld wiederhergestellt. Auf dem Tunnel ist eine spätere Kleingartennutzung bzw. die Anlage eines Erholungsparks angedacht. Der Tunnel erhält eine Überschüttung mit durchwurzelbarem Erdreich (Regelbereich d ~ 1,20 m).

Mit der Erweiterung der A7 ist die neu herzustellende Straßenentwässerung an die heute geltenden Anforderungen hinsichtlich der Regenwasserbehandlung und Regenwasserrückhaltung anzupassen. Die oben angeführten Randbedingungen erschweren diese Aufgabe, am schwersten wiegt jedoch die Tatsache, die die Erweiterung einer Straße typischer Weise mit sich bringt: die Gradiente liegt bereits fest und kann den entwässerungstechnischen Belangen nicht angepasst werden.

Die Trasse befindet sich außerhalb des geplanten Trinkwasserschutzgebietes Stellingen-Süd.

Durch die Trasse werden keine Gewässer gekreuzt. Allerdings werden einige Regen- und Mischwassersiele der Hamburger Stadtentwässerung gekreuzt, die aufgrund der Einschnittslage der A 7 im Kreuzungsbereich gedükert sind.

Des Weiteren sind diverse Ver- und Entsorgungsleitungen zu kreuzen, die überwiegend in den Brückenbauwerken verlegt sind, im Wesentlichen sind das:

km 155+545 – Düker Regensiel 2 x 1600 / 2400
km 155+500 – Behringstraße Brückenbauwerk diverse Ver- und Entsorgungsleitungen
km 155+265 – S-Bahn-Brückenbauwerk
km 155+055 - BW Baurstraße diverse Ver- und Entsorgungsleitungen
km 154+963 - Düker Mischwassersiel 2 x 1000
km 154+645 - BW Osdorfer Weg diverse Ver- und Entsorgungsleitungen
km 154+135 - BW Bahrenfelder Chaussee diverse Ver- und Entsorgungsleitungen
km 153+859 - Gasleitung 100 ST16

Der höhenmäßige Streckenverlauf zeichnet sich durch Längsneigungen von rund 0,4 % bis 2,0 % aus. Mit einem Hochpunkt und einem Tiefpunkt teilt sich die Entwässerung in 2 Entwässerungsabschnitte.

2.2 Entwässerungsabschnitt 3.1 (EA 3.1)

Im nördlichen Entwässerungsabschnitt EA 3.1, werden die derzeitigen Oberflächenabflüsse über Rohrleitungen in nördliche Richtung bis zur Schnackenburgallee abgeleitet. Die Einleitung erfolgt zurzeit ungedrosselt und ungereinigt bei km 152+412 in die Anschlussleitung DN 900 mit Ablauf in das Regensiel DN 1600 der Hamburger Stadtentwässerung (HSE).

Das Regensiel mündet in das Regenrückhaltebecken 1016 Ottenser Straße und dient ausschließlich der Entwässerung des entlang der Schnackenburgallee zwischen Winsenbring und Ottenser Straße gelegenen Industriegebietes, sowie der Entwässerung der A 7 in diesem Teilbereich. Die Vorflut bildet die Düngelau.

Das Regensiel besitzt unterhalb der Einleitung der A 7 eine Leistungsfähigkeit von rund 4,8 m³/s, die im Freispiegel abgeleitet werden. Davon werden etwa 65 % für die Entwässerung der Straßen und Industrieflächen (bei 80% Versiegelung) genutzt. Über die drei vorhandenen Anschlüsse der Autobahnentwässerung aus dem Abschnitt 2 und 3 (DN 800, DN 900 und DN 400) können somit zusammen noch 1,7 m³/s in das Sielnetz übernommen werden. Aus dem Abschnitt 2 werden bereits 450 l/s eingeleitet, so dass eine Reserve von rund 1,7 m³/s – 0,45 m³/s = 1,25 m³/s für den 3. Abschnitt (EA 3.1) verbleibt.

2.3 Entwässerungsabschnitt 3.2 (EA 3.2)

Im südlichen Entwässerungsabschnitt EA 3.2, werden die derzeitigen Oberflächenabflüsse über Rohrleitungen bis nördlich des Elbtunnels zu einem Abschlagbauwerk abgeleitet. Bis zum Bemessungsereignis (rd. 900 l/s) werden die Abflüsse über einen Leichtflüssigkeitsabscheider geleitet. Abflussspitzen werden über eine Schwelle direkt zum Corinthstollen DN 2200 abgeschlagen. Die Zuflüsse zum Leichtflüssigkeitsabscheider werden auf 3 Reihen aufgeteilt, mit jeweils Beruhigungsbecken, Trennbecken und Sammelbecken und anschließend wieder zusammengeführt und in den Corinthstollen eingeleitet.

Bei der Herstellung der 4. Elbtunnelröhre wurde eine hydraulische Untersuchung der vorhandenen Entwässerungsleitungen der A 7 durchgeführt. Im Rahmen dieser Untersuchung wurde das Einzugsgebiet des Corinthstollens vom Holstenkamp bis zum nördlichen Tunnelportal berechnet.

Die Untersuchung ergab, dass die Vorflutleitung Corinthstollen für ein 20- und 50-Jahresereignis ausreichend leistungsfähig ist. Einige Leitungen der Autobahnentwässerung wiesen bei diesen Regenereignissen geringfügige Überlastungen auf und sind somit eingestaut / überstaut. Für geringfügigere Regenereignisse ist das Entwässerungsnetz ausreichend dimensioniert und Überlastungen treten nicht auf.

Der vorhandene Leichtstoffabscheider im Bereich der AS HH-Othmarschen ist auf einen Zufluss von 900 l/s bemessen und besitzt eine Hochwasserentlastung.

Der Leichtflüssigkeitsabscheider ist bisher jedoch nicht in der Lage, die Bemessungsabflüsse rückstaufrei durch die Anlage zu leiten, es tritt ein zu hoher hydraulischer Druck auf. Die Oberflächenabflüsse unterhalb des Abscheiders und die abgeschlagenen Abflussspitzen werden über den Corinthstollen, einem BAB Regenwassersiel DN 2200, direkt zur Elbe abgeleitet. Der Corinthstollen dient ausschließlich der BAB Entwässerung. Eine Retention der Oberflächenabflüsse findet nicht oder nur durch Rückstau im Corinthstollen statt.

Der Corinthstollen verläuft für rund 340 m unterhalb des Elbtunnels und knickt dann in östliche Richtung ab. Der weitere Verlauf ist unterhalb der Corinthstraße und vorhandener Bebauung bis direkt zur Elbe (s. Übersichtslageplan der Entwässerungsabschnitte Unterlage 8). Er besitzt unterhalb der Corinthstraße eine Tiefenlage von bis zu 29 m. Über ein Auslaufbauwerk werden die Oberflächenabflüsse in die Elbe eingeleitet. Bei Hochwasserabflüssen in der Elbe findet ein Rückstau in den Corinthstollen statt.

3 Bodenverhältnisse und Grundwasser

3.1 Trasse

Im geplanten Trassenverlauf besteht der gewachsene Boden unterhalb einer Aufschüttung aus Sanden und Bauschutt aus holozänen Schichten über pleistozänen Sanden und Geschieben. Die Quartärbasis ist bei rd. 20 bis 30 m unter Gelände zu erwarten, darunter folgen tertiäre Tone und Schluffe.

Das Gelände ist leicht hügelig. Die vorhandene Trasse verläuft überwiegend im Einschnitt mit Straßenhöhen zwischen +37,9 m NN und +14,6 m NN und Geländehöhen zwischen 37,8 mNN und 12,2 mNN.

In den Aufschlussbohrungen wurde Grundwasser zwischen 10 mNN und 20 mNN erbohrt. Mit den geplanten Gradientenhöhen zwischen rd. 34,5 mNN und 12,0 mNN liegt die Trasse am Ende und im mittleren Abschnitt einige Dezimeter über und in Teilbereichen am Beginn des Abschnittes nur wenige Dezimeter unter den festgestellten Grundwasserständen. Im Tunnelvorfeld zum Elbtunnel wird deshalb eine permanente Brunnenanlage zur Grundwasserabsenkung von Grundwasserspitzen betrieben.

Die im Trassenabschnitt anstehenden Sande sind grundwasserführend und durch den unregelmäßig unterbrochenen Geschiebemergel nicht flächig voneinander getrennt. Die unterschiedlichen Grundwasserleiter sind dementsprechend hydraulisch miteinander verbunden, so dass eine nahezu identische Druckhöhe existiert.

In den Aufschüttungen / Sanden über den gering durchlässigen bindigen Böden ist generell mit Stauwasser zu rechnen. Dieses Stauwasser muss keinen hydraulischen Zusammenhang mit dem Grundwasser haben. Die vorhandenen gewachsenen Sande sind als gut durchlässig einzustufen. Der Geschiebelehm und der Geschiebemergel, wie auch die organischen Schichten, sind geringer durchlässig und wirken als Stauer. Der anstehende Boden ist daher als nur bedingt versickerungsfähig anzusehen.

Weitere Einzelheiten sind der Unterlage 20 – Bodenuntersuchung – zu entnehmen.

3.2 Bestehende Vernässung und dauerhafte Grundwasserabsenkung

Mit damaligen Herstellung des ca. 6 – 10 m tiefen Geländeeinschnittes für den Autobahnbau wurde auf einer Länge von über 100 m eine gering wasserdurchlässige Grundmoränendeckschicht über der dort vorliegenden Grundwasseraufwölbungsstruktur abgetragen und hierdurch der Grundwasserleiter freigelegt. Aus diesem nun unmittelbar unterhalb des Autobahnstraßenaufbaues gelegenen Anschnitt des Grundwasserleiters kann Grundwasser zutage treten. Nördlich und südlich dieser Aufwölbstruktur wird der Grundwasserleiter im Autobahneinschnitt von mehreren Metern mächtigem, gering durchlässigem Geschiebemergel überdeckt, der einen Grundwasseraustritt auf die Autobahn verhindert. Die geplante Gradiente für diesen Streckenabschnitt fällt von km 155+200 von 15,65 m NN auf 14,30 m NN bei km 155+458,637 (RiFa H) bzw. auf 14,23 m NN bei km 155+475 (RiFa Fl) ab. Der höchste GW-Stand wird im Gutachten von 2012 der IGB mit 16,57 mNHN, der mittlere höchste GW-Stand mit 16,10 mNHN und der der mittlere GW-Stand mit 15,86 mNHN (jeweils 1990 – 2011 in der Anlage 3.3 für die Station 155+300 ohne Einfluss der Brunnengallerie) angegeben und ein maximaler GW-Stand für den geplanten Endausbau von 17,89 mNHN (Anlage 3.4) ermittelt. Damit befindet sich die Fahrbahn im Bereich des festgestellten Grundwasserausbisses deutlich unterhalb des zu erwartenden höchsten und mittleren GW-Standes.

Zwischen der Überführung S-Bahn und AS HH-Othmarschen (rd. km 155+340 bis km 155+480) werden Fahrbahnvernässungen seit 1992 mittels einer Brunnenanlage (permanente Grundwasserabsenkung mit rd. 50 m³/h) im Mittelstreifen unterdrückt. Die Installation der Brunnen wurde erforderlich, nachdem durch Aufgabe von Grundwasserbrunnen im Randbereich der A 7 und einem allgemeinen Anstieg das Grundwasser am Tiefpunkt bis über Fahrbahnoberkante austrat.

Das über 8 Brunnen geförderte Grundwasser wird über 2 Sammelleitungen, an denen jeweils 4 Brunnen angeschlossen sind zu 2 Sandfangschächten im Bereich des Mittelstreifens der BAB A 7 geführt.

Die Sandfangschächte sind an eine Entwässerungsleitung angeschlossen, die in den Corinthstollen mündet, der die Abflüsse in die Elbe einleitet.

Zur Trockenhaltung des entsprechenden Abschnittes wird der Grundwasserstand derzeitig im Sommerhalbjahr (April bis November) auf rd. 0,2 m unterhalb der östlichen Fahrbahnoberkante (ca. 14,0 - 14,2 mNN) zu halten. Für die Grundwasserabsenkung ist eine Entnahmemenge von rund 45 m³/h angesetzt, was einer Entnahmemenge von ca. 265.000 m³ für das Sommerhalbjahr entspricht. Im Winterhalbjahr (Dezember bis März) ist, zur Sicherung der unterhalb der Fahrbahnoberfläche befindlichen Frostschutzschicht (13,5 – 13,7 mNN), der Grundwasserstand zu halten. Für die Grundwassersenkung ist eine Entnahmemenge von 80 m³/h angesetzt. Dies entspricht für das Winterhalbjahr einer Entnahmemenge von ca. 235.000 m³. Die jährliche Entnahmemenge beträgt demnach ca. 500.000 m³/a. Aufgrund von Grundwasserschwankungen sind auch höhere Entnahmemengen zu verzeichnen. Die Betriebszeit der Brunnen ist an die jeweilig vorliegenden Grundwasserstände gebunden. Die maximale Förderleitung der einzelnen Brunnenpumpen beträgt ca. 20 m³/h. Eine Grundwasseraufbereitung findet zurzeit nicht statt. Vor Einleitung in den Corinthstollen wird das geförderte Grundwasser über zwei Sandfangschächte geleitet. Jeder Brunnen ist mit einer Wasseruhr, einem Betriebsstundenzähler und einem Kilowattstundenzähler zur Ermittlung der geförderten Grundwassermengen ausgestattet. Zur Überprüfung der Grundwasserstände im Bereich der Brunnen stehen 8 Grundwassermessstellen zur Verfügung. Die Kontrolle, Bedienung und Steuerung geschieht durch das Personal der Elbtunnelwarte. Die Fördermengen lassen sich individuell von den Ein- und Ausschaltelektroden der einzelnen Brunnen ein- bzw. ausschalten (steuern).

Für die derzeitige Grundwasserabsenkung bestand eine befristete Erlaubnis bis zum 31.12.2010. Bis zum Neubau ist die Fortführung der Grundwasserabsenkung zur Sicherung des verkehrstechnischen Ablaufes erforderlich. Eine Verlängerung der Erlaubnis zur Entnahme von Grundwasser und Einleitung in die Elbe ist in Aussicht gestellt und wird zurzeit beantragt.

3.3 Geplante dauerhafte Grundwasserabsenkung und Vorbehandlung

Es wird die bestehende Brunnenanlage und Ablaufleitung zum Corinthstollen aufgrund des geplanten Deckelbauwerkes erneuert. Hierzu werden die Brunnen an der Westseite des Deckelbauwerkes, außerhalb der Fundamente in dem geplanten Betriebsweg erstellt. Aufgrund der außermittigen Aufstellung erfolgt eine Anordnung von 10 Brunnen. Die Ableitung (vorhanden DN 300 im Mittelstreifen) soll durch neue Druckrohrleitungen parallel zum Deckelbauwerk bis zur Vorbehandlungsanlage geführt und nach der Vorbehandlung zusammen mit den Abflüssen aus dem Geschiebeschacht bzw. RBF in den Corinthstollen eingeleitet werden. Der grundsätzliche Aufbau soll wie im Bestand erfolgen und auch die Steuerung wird getrennt für Sommer- und Winterhalbjahr mit einer Absenkung auf 0,2 m unterhalb der Fahrbahnkante im Sommer und 0,7 m unterhalb der Fahrbahnkante im Winter betrieben. Brunnen und Leitungen verlaufen im Betriebsweg. Aufgrund der Außermittigen Aufstellung und der tieferen Gradientenlage werden sich die geförderten Grundwassermengen ggf. erhöhen. Entscheidend sind die zukünftig anstehenden Grundwasserstände, die entsprechend es Bodengutachtens (siehe oben) angesetzt werden.

Im Rahmen des RE-Entwurfes wurde als Alternative ebenfalls eine dauerhafte Dichtung des Grundwasserleiters im betroffenen Bereich mittels einer Stahlbetonplatte mit entsprechender Einbindung in die Mergelschichten untersucht und zur aktuellen Variante des Deckelbauwerkes aktualisiert. Die geschätzten Kosten für die erforderliche Anpassung der vorhandenen Grundwasserabsenkungsanlage (Erneuerung der Brunnen, Sandfang und Ablaufleitung, Vorbehandlung siehe Kostenberechnung Unterlage 13 und Unterlage 18.6).

Aufgrund der Kostendifferenz zwischen den beiden Lösungsmöglichkeiten (Untersuchungen zur Dichtung des Grundwasserleiters / 01/2011) wird die dauerhafte Grundwasserabsenkung favorisiert.

Einige hundert Meter (640m) in östlicher Richtung von der Grundwasserabsenkungsanlage entfernt befindet sich die mutmaßliche Schadensquelle des LCKW-Grundwasserschadens „Behringstraße“. Untersuchungen zur Schadstoffausbreitung deuten darauf hin, dass sich die Schadstofffahne möglicherweise aufgeteilt hat. Ein Teil der Fahne strömt offenbar in südliche Richtung zur Elbe, ein Teil in Richtung Grundwasserhaltungsanlage der A7, daher ist für die Planung eine Grundwasser-

Vorbehandlung zu berücksichtigen. Die Details werden in einer separaten Planung aufgeführt (siehe Unterlage 18.6 Grundwasserbehandlungsanlage, Merkel Ingenieur Consult).

Gemäß Vorgaben der Behörde für Umwelt und Energie ist das Grundwasser aufgrund der Belastung mit LCKW sowie Eisen und Mangan (Störstoffe) zu behandeln.

Aus den Grundlagen der Planung ergeben sich für die hydraulische Auslegung folgende Auslegungsparameter Qmax: (10 Brunnen mit je maximal 25m³/h Förderleistung) = 250 m³/h = 70 l/s.

Da die Anlage modular aufgebaut sein wird, muss die Zuwegung sowohl für Bauzeit als auch für die Betriebszeit schwer- lastfähig sein um 20‘-Container, Stahlbecken und Stahl- und PE-Behälter schadensfrei transportieren zu können, daher wird auf einer Fläche von rd. 400 m² die Anordnung im Anschlussohr neben den Geschiebebecken und Retentionsbodenfilter favorisiert. Für die geplante Leitungslänge und Leitungsart von den Brunnen zum Übergabeschacht in die Regenwasserkanalisation ist der Standort der Grundwasserbehandlungsanlage ebenfalls geeignet. Die Sammelleitung von den Brunnen kann als Druckleitung einfacher durch den Brückenbereich der Behringstraße geführt werden.

Das Rohwasser aus den 10 neuen Brunnen wird über eine Druckleitung dem Rohwasserspeicher zugeführt. Bei der Errichtung der neuen Brunnen (gesonderte Planung) sollte auf die Auslegung der Brunnenverfilterung besonderes Augenmerk gerichtet werden um einen dauerhaft hohen Sandaustrag zu vermeiden. Sollte der Sandeintrag zunehmen und zu Störungen im Anlagenbetrieb (Pumpen- und Rohrleitungsverschleiß, Verstopfungen) führen, kann ein entsprechend dimensionierter Sandfang dem Rohwasserspeicher vorgeschaltet werden. Für die weiteren Behandlungsstufen wird das Rohwasser den Stripp-Kolonnen zugeführt. Am Kopf jeder Stripp-Kolonne wird die mit LCKW’s beladene Abluft abgezogen und über einen Wasserabscheider und ein Gebläse der Abluftreinigung aus Luftaktivkohlefiltereinheiten zugeführt. Aus den Strippanlagen wird das Wasser dann über Pumpen zur Sandfiltration über Druckfilter geführt. Der in diesem Verfahrensschritt von den Sandfiltern entfernte Eisendünnschlamm wird in einem gemeinsamen Schlammabsetzbecken aufgefangen. Das gereinigte Grundwasser wird über ein Reinwasserbecken der Vorflut im freien Gefälle zugeführt.

Details sind der Fachplanung Unterlage 18.6 zu entnehmen.

4 Grundlagen der Planung

4.1 Berechnungsgrundlagen

4.1.1 Bemessungsregen

Die für die Bemessung herangezogenen Regenspenden wurden den Regenreihen der Freien und Hansestadt Hamburg entnommen. In diesem Regelwerk wurden die Niederschlagsreihen von 6 regionalen Messstationen ausgewertet und daraus Bemessungsregen abgeleitet. Die mittlere jährliche Niederschlagshöhe beträgt für Hamburg h_N = 750 mm/a. Die der Bemessung zu Grunde zu legende Regenhäufigkeit hängt von den Sicherheitsanforderungen des geplanten Objektes und von den in der Umgebung vorhandenen Objekten sowie dem damit verbundenen Schadenspotential ab. Der Bemessung liegen gemäß RAS-Ew, Abschnitt 1.3.2.1 folgende Regenhäufigkeiten zu Grunde:

Mulden, Seitengräben, Rohrleitungen	n = 1,00 (= jährliches Ereignis)
Rohrleitungen im Mittelstreifen	n = 0,33 (= Regenereignis, alle 3 Jahre)
Straßentiefpunkte	n = 0,20 (= Regenereignis, alle 5 Jahre)

Bei der Berechnung wurde weiterhin beachtet, dass die o.g. Regenhäufigkeiten jeweils anzuwenden sind, wenn das Entwässerungssystem Straßentiefpunkte durchläuft. Daneben wurde für die Bestimmung der anzusetzenden Wiederkehrzeit berücksichtigt, dass es sich bei dem vorliegenden Abschnitt um eine hochbelastete, 8-streifige Autobahn in besiedelten Gebieten handelt, mit einem hohen Maß an Verkehrssicherheit. Aus diesen Gründen wurde in den Wassertechnischen Berechnungen für die Rohrleitungen generell eine Regenhäufigkeit von n=0,20 (5-jährliches Ereignis) angesetzt.

Je seltener ein Regenereignis auftritt, desto mehr Niederschlag bringt es mit sich. Neben der Häufigkeit des Regens stellt auch die Dauer des Ereignisses eine wichtige Größe zur Ermittlung des Regenabflusses dar. Mit zunehmender Dauer nimmt die Intensität des Regens ab, die Gesamtniederschlagsmenge nimmt aber aufgrund der höheren Regendauer zu. Entwässerungsanlagen, die unmittelbar der Entwässerung des Objektes dienen, werden üblicherweise für Regenereignisse von 5 bis 15 Minuten Dauer bemessen. Der Abfluss Q [l/s] bzw. [m³/s] fällt damit relativ groß aus, das Niederschlagsvolumen V [m³] jedoch verhältnismäßig klein. Bei gleicher Häufigkeit bringen lange Regenereignisse mehr Niederschlagsvolumen als kurze. Die vorgesehenen Anlagen der Straßenentwässerung bewältigen diese Niederschläge problemlos, da ihr Ableitungsvermögen für große Abflüsse ausgelegt sind.

Die Regenwasserkanäle werden nach dem Zeitbeiwertverfahren bemessen.

4.1.2 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 ($\psi \leq 1{,}0$, 1,0 = 100%). Benetzungsverluste, Rückhalteverluste in Poren und Mulden, Sickerverluste usw. verursachen eine Verringerung der zum Abfluss kommenden Wassermenge. Im Wesentlichen hängt die Größe des Abflussbeiwertes von der Beschaffenheit der Oberfläche und deren Neigung ab. Je glatter, undurchlässiger und steiler geneigt eine Fläche ist, desto größer ist der ihr zuzuordnender Abflussbeiwert.

Die Spitzenabflussbeiwerte wurden gemäß „Richtlinie für den Ausbau von Gewässern“ des Amtes für Wasserwirtschaft der Freien und Hansestadt Hamburg wie folgt angesetzt:

- Fahrbahnen, Randstreifen, befestigter Mittelstreifen — ψ_S = 0,95
- Böschungen — ψ_S = 0,40
- unbefestigte, horizontale Flächen (Bankette, Mulden, Mittelstreifen) — ψ_S = 0,10
- Außengebiete — ψ_S = 0,35 (keine Außengebiete in Abschnitt 3)

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 5-15 Minuten angesetzt, so dass der letztgenannte Aspekt hier keine Rolle spielt. In die hydraulischen Berechnungen fließt der Abflussbeiwert zumeist indirekt ein, da er bereits bei der Ermittlung des Einzugsgebietes A_E Eingang findet. Indem die ermittelte Fläche A_E mit dem Abflussbeiwert ψ multipliziert (= reduziert, da ψ ≤ 1,0) wird, erhält man die undurchlässige Fläche A_u, die für die weiteren Berechnungen herangezogen wird. Von der Fläche A_u fließen also immer 100 % des Niederschlags ab.

4.1.3 Betriebliche Rauheit

Gemäß RAS-Ew sollen in der Praxis für Entwässerungskanäle aus
- Betonrohren: k_b = 1,5 mm
- Kunststoffrohren: k_b = 0,5 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.

In dem beplanten Autobahnabschnitt findet der k_b-Wert = 1,5 mm für Betonrohre und der k_b-Wert = 0,5 mm für Kunststoffrohre Anwendung.

4.2 Anforderungen aus dem Betrieb/der Unterhaltung

Unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse und der Vorgaben des Geschäftsbereiches Wasser und Hochwasserschutz des LSBG sollte das gewählte Entwässerungssystem folgende Bedingungen einhalten:

- geringer Unterhaltungsaufwand
- geringe Störanfälligkeit gegenüber technischem Versagen
- Drosselung des Abflusses auf ein für die Vorfluter verträgliches hydraulisches Maß.

Durch den Ausbau der bestehenden A 7 auf 8 Fahrstreifen wird eine Neukonzipierung der Ableitung des anfallenden Oberflächenwassers notwendig. Besonderes Augenmerk ist hierbei auf die Qualität des in die Vorfluter einzuleitenden Oberflächenwassers zu richten.

5 Entwässerungsplanung

5.1 Allgemeines

Im überwiegenden Bereich dieses Abschnittes wird das anfallende Oberflächenwasser der A 7 über Entwässerungsrinnen gefasst und über Rohrleitungen und den Regensielen der Hamburger Stadtentwässerung den Vorflutern zugeführt. Der Mittelstreifen wird auf insgesamt 4,00 m Breite ausgebaut. Hierdurch ist am Tiefrand im Mittelstreifen durch den vorgesehenen Einbau von offenporigem Asphalt (OPA) ein neues Entwässerungssystem, bestehend aus Betonschutzwänden und Entwässerungsrinnen, herzustellen. Es sind Rohrleitungen am Außenrand vorgesehen.

Durch die Anforderungen des Gewässerschutzes ist es notwendig, das gesammelte Straßenoberflächenwasser vor der Einleitung in das Vorflutgewässer / Regenwassersiel einer Regenwasserbehandlung (Vorreinigung durch Absetzbecken und Tauchwand, weitergehende Reinigung von Teilabflüssen über Filterbecken und Retention bzw. Zwischenspeicherbecken) zu unterziehen.

Gemäß den Vorgaben der Freien und Hansestadt Hamburg ist eine weitergehende Reinigung des Straßenoberflächenwassers durch Retentionsbodenfilter vorzusehen. Die Ausbildung der Retentionsbodenfilter wird gemäß dem Merkblatt DWA-M 178 „Empfehlungen für Planung, Bau und Betrieb von Retentionsbodenfiltern zur weitergehenden Regenwasserbehandlung im Misch- und Trennsystem“ vorgenommen.

An der Anschlussstelle Volkspark ist die Anordnung eines Erdbeckens zur Vorreinigung, weitergehenden Reinigung und Retention vorgesehen. Aufgrund der beengten Platzverhältnisse und der zusätzlichen Höhenunterschiede von über 5 m ist an der Anschlussstelle Othmarschen die Anordnung eines unterirdischen Betonbeckens zur Vorreinigung erforderlich. Die weitergehende Reinigung erfolgt für die kritische Regenspende über ein Erdbecken, das seitlich oberhalb des unterirdischen Betonbauwerkes angeordnet wird. Die Förderung in das Erbbecken erfolgt mittels Pumpaggregate aus dem unterirdischen Betonbauwerk (Zwischenspeicherbecken).

Die Entwässerung des Planums erfolgt im Mittelstreifen, sowie in den Einschnittsbereichen außen mittels einer Sickerrohrleitung mit Anschluss an die Straßenentwässerung. Die Sickerrohr- und Regenwasserleitungen werden als Huckepackleitung oder, wenn die Höhenverhältnisse dies ausschließen, nebeneinander verlegt.

Für die bauzeitliche Entwässerung sind die neuen Kanäle vor dem Rückbau der bestehenden Kanalisation herzustellen.

5.2 Maßnahmen an Gewässerkreuzungen

Im Entwässerungsabschnitt 3.1 und 3.2 werden keine Gewässer gekreuzt, so dass keine besonderen bautechnischen Maßnahmen erforderlich sind.

5.3 Maßnahmen in Wassergewinnungsgebieten

Die Entwässerungsabschnitte 3.1 und 3.2 befinden sich außerhalb von Wassergewinnungsgebieten, so dass keine weitergehenden bautechnischen Maßnahmen erforderlich sind.

Die Grenze des geplanten Wasserschutzgebietes Stellingen-Süd befindet sich ca. 590 m nördlich des geplanten Bauabschnittes.

5.4 Altlastenverdachtsflächen

Direkt westlich der A 7 am Baubeginn befindet sich eine Altlastenverdachtsfläche die zurzeit detaillierter beprobt wird. Bei der Fläche handelt es sich um die gesamte Freifläche, die als Parkplatzflächen genutzt wird.

Die derzeitige Planung sieht die Erstellung des RRB 3.1 innerhalb der Flächen vor. Entsprechend den Ergebnissen der weitergehenden Bodenuntersuchung ist beim Bau des RRB zu beachten, dass ggf. beim Bodenaushub belastetes Material entsprechend den Richtlinien behandelt und entsorgt werden muss und eine Abdichtung des Erbeckens erforderlich wird, um ein Eindringen von Oberflächenwasser in den Untergrund zu unterbinden.

5.5 Einzugsgebiet A_E und undurchlässige Fläche A_U

Das Gebiet, aus welchem das Wasser den Entwässerungsanlagen zufließt, wird Einzugsgebiet genannt. Indem die Fläche A_E mit dem Abflussbeiwert ψ multipliziert wird, erhält man die undurchlässige Fläche A_u. Dies wurde in den nachfolgenden Abschnitten auch so berücksichtigt. Entsprechend dem Verlauf der Gradiente und unter Berücksichtigung der Standortwahl für die Regenwasserbehandlungsanlagen wurde der Planungsbereich der A7 in 2 Entwässerungsabschnitte (EA) bzw. Haupteinzugsgebiete unterteilt. Die vorhandenen Entwässerungsabschnitte entsprechen im Wesentlichen den geplanten Entwässerungsabschnitten:

Entwässerungsabschnitt (EA) 3.1
AS HH-Volkspark bis zum Entwässerungshochpunkt
km 152+500 bis km 153+360,
weiter zu berücksichtigen ist ein Teilabschnitt aus dem Abschnitt 2
km 152+400 bis km 152+500
Länge rund 0,96 km

Entwässerungsabschnitt 3.2
vom Entwässerungshochpunkt bis zur AS HH-Othmarschen nördlich des Elbtunnels
km 153+360 bis km 155+900
Länge rund 2,54 km

5.6 Ableitung des Regenwassers

5.6.1 Entwässerungsabschnitt EA 3.1 (km 152+500 bis km 153+360)

Das anfallende Oberflächenwasser wird in Richtung Norden zum Regenwassersiel in der Schnackenburgallee abgeleitet. Aufgrund des vorhandenen kreuzenden Regenwassersiels DN 1400 in der Schnackenburgallee können die geplanten Rohrleitungen des EA 3.1 die Oberflächenabflüsse nicht zum RRB 5 nördlich der Schnackenburgallee im Planungsabschnitt 2 der A 7 ableiten. Es ist daher eine separate Behandlung und Retention in diesem Entwässerungsabschnitt 3.1 erforderlich.

Die vorhandenen Leitungen können aufgrund der Tiefenlage, der Verbreiterung der Fahrbahn etc. nicht weiter genutzt werden. Daher werden die Leitungen neu erstellt und die vorhandenen Leitungen ausgebaut bzw. in größeren Tiefenlagen verpresst.

Von km 153+360 - km 153+300 verläuft das geplante Deckelbauwerk. Die Regenabflüsse werden auf dem Deckelbauwerk durch die geplante Begrünung (1,2 m Erdüberdeckung) fast vollständig durch Verdunstung, Muldenverluste und Aufnahme der Vegetation aufgenommen. Der Deckel wird mit Seitneigung ausgeführt, so dass verbleibende geringfügige Sickerabflüsse bei Starkregenereignissen zu

den Rändern des Deckelbauwerkes abgeleitet und in die aufgeschütteten seitlichen Randbereiche versickert werden können.

Durch Anordnung einer Dränage können Notüberläufe an die Streckenentwässerung angeschlossen werden. Aufgrund der Mulden und Verdunstungsverluste sowie der Retentionswirkung im Boden kommt es zu keiner Überlagerung mit den Abflussspitzen im Kanal der Längsentwässerung. Daher werden die Sickerabflüsse im Bereich des Deckelbauwerkes hydraulisch nicht berücksichtigt.

Im offenen Bereich wird das Oberflächenwasser der A 7 für die Rifa Flensburg von km 153+300 bis km 153+177 über die Blockrinne am linken Fahrbahnrand, von km 153+177 bis km 152+670 über die Blockrinne am Mittelstreifen und für die Rifa Hannover von km 153+300 bis km 153+100 über die Blockrinne an der Westseite (rechter Fahrbahnrand) gefasst. Der Abfluss aus den Rinnen erfolgt über Anschlussleitungen zur Westseite in die dort verlaufende Regenwasserleitung.

Von km 153+250 bis km 153+1000 verläuft der Regenkanal im Standstreifen. Ab km 153+100 wird der Regenkanal unterhalb der Mulde bzw. im unbefestigten Seitenstreifen angeordnet.

Bei km 152+850 fließen über einen Einlaufschacht und Anschlussleitung die Überläufe aus der östlichen Sickermulde der westlichen Regenwasserleitung zu.

Bis km 152+670 wird die Fahrbahn aus offenporigem Asphalt hergestellt und die Oberflächenabflüsse über Blockrinnen am Mittelstreifen (Rifa Flensburg) und am Westrand (Rifa Hannover) gefasst und über Anschlussleitungen in die Regenwasserleitung am Westrand abgeleitet.

Im weiteren Verlauf ab km 152+670 in Richtung Norden erfolgt die Sammlung über eine Rohrleitung im Mittelstreifen und am Westrand. Über Gussasphaltrinnen und Ablaufleitungen werden die Oberflächenabflüsse den jeweiligen Kanälen zugeführt. Auf der Westseite wird von km 153+100 bis zur Schnackenburgallee eine seitliche Mulde angeordnet und die Schächte werden als Einlaufschächte ausgebildet.

Die Mittelentwässerung wird km 152+498 über einen Querdurchlass DN 500 bei km 152+600 durch einen Querdurchlass DN 300 an die an der Westseite verlaufende Rohrleitung angeschlossen, und die gesammelten Abflüsse werden zum geplanten Geschiebeschacht, Retentionsfilterbecken und Regenrückhaltebecken des EA 3.1 geleitet.

Mit der Erschließung des Abschnittes 2 werden bereits die geplanten Leitungen von Station 152+400 bis km 152+498 erstellt und bis zur Realisierung des EA 3.1 über eine provisorische Rohrleitung DN 500 am Böschungsfuß des BAB Dammes zur Anschlussleitung des Regenwassersiels DN 900 abgeleitet.

Die vorhandenen Entwässerungsleitungen liegen sehr viel tiefer (Einschnittstiefe z.T. über 10 m), so dass diese parallel weiter in Betrieb bleiben und mit Realisierung des EA 3.1 verpresst werden.

5.6.2 Entwässerungsabschnitt EA 3.2 (km 153+360 bis km 155+900)

Der Tunnel Altona ist in dem Bereich der A 7 zwischen dem km 153+300 und der AS HH-Othmarschen geplant. Der massive Teil des Bauwerks erstreckt sich von dem Bau-km 153+300 bis 155+492.

km 153+360 bis km 155+492
Geplantes Deckelbauwerk für die Hauptstrecke (Tunnel Altona) und
teilweise Deckelbauwerke der Rampen 61 – 64 AS HH Bahrenfeld.

Im Bereich der Hauptstrecke werden die Regenabflüsse auf dem Deckelbauwerk durch die geplante Begrünung (1,2 m Erdüberdeckung) fast vollständig durch Verdunstung, Muldenverluste und Aufnahme der Vegetation aufgenommen. Der Deckel wird mit Seitneigung ausgeführt, so dass verbleibende geringfügige Sickerabflüsse bei Starkregenereignissen zu den Rändern des Deckelbauwerkes abgeleitet und in die aufgeschütteten seitlichen Randbereiche versickert werden können.

Durch Anordnung einer Dränage können Notüberläufe an die Regenwassersiele bzw. den Corinthstollen angeschlossen werden. Aufgrund der Mulden und Verdunstungsverluste sowie der Retentionswirkung im Boden kommt es zu keiner Überlagerung mit den Abflussspitzen im Kanal. Daher werden die Sickerabflüsse im Bereich des Deckelbauwerkes hydraulisch nicht berücksichtigt. Ein Anschluss an die RBF ist nicht vorgesehen.

Die Oberflächenentwässerung der Rampen 64 und 63 Rifa Flensburg erfolgt außerhalb des Deckelbauwerkes durch Einläufe und Anschlussleitungen an die vorhandenen linksseitigen Entwässerungseinrichtungen (Misch- und Regenwasserkanäle) der HSE in der Straße Osdorfer Weg.

Die Oberflächenentwässerung der Rampen 61 und 62 Rifa Hannover erfolgt außerhalb des Deckelbauwerkes durch Einläufe und Anschlussleitungen an die vorhandene rechtsseitige Entwässerungseinrichtung (Mischwasserkanal) der HSE in der Straße Osdorfer Weg.

Geringflächige Abschnitte direkt vor dem Deckelbauwerk, die höhenmäßig nicht mehr an die Entwässerungseinrichtung der HSE angeschlossen werden können, werden an die Havarieleitung angeschlossen. Diese Geringabflüsse werden, wie auch das Schleppwasser im Eingangsbereich des Tunnels über die Havarieleitung zum Havariebecken abgeleitet.

Für die Insellösungen (Entwässerung an den Rampen, Anschluss an den Bestand) ist aufgrund des geplanten Tunnels kein Anschluss an die Entwässerungsleitung möglich. Dezentrale Lösungen zur Abwasserreinigung (z. B. Filter für den Straßeneinlauf) sind aufgrund des erheblichen Unterhaltungsaufwandes und der schlechten Anfahrbarkeit zu vermeiden. Hier wird auf ggf. zentrale Lösungen verwiesen, falls im Rahmen der Stadtentwässerung Veränderungen oder Neuerungen geplant sind.

km 155+492 bis km 155+900
südlich der Behringstraße beidseitig offen.

Entwässerung Ostseite, Rifa Flensburg:
Das anfallende Oberflächenwasser aus dem Seitenbereich der S-Bahn-West und dem Seitenbereich des Deckelbauwerkes zwischen Hauptfahrbahn und Rampe 7.4 bzw. östlich der Rampe 7.4 wird ab Station 155+270 in die neue Entwässerungsleitung eingeleitet. Die Entwässerungsleitung DN 300 bis DN 400 wird im unbefestigten Seitenbereich, bzw. in der Einschnittsböschung angeordnet. Die Oberflächenentwässerung der Rampe 7.4 erfolgt auf einer Länge von rd. 60 m südlich des Deckelbauwerkes durch Einläufe und Anschlussleitungen an die Streckenentwässerung der Hauptfahrbahn. Die gesammelten Oberflächenabflüsse werden in südliche Richtung bis zur Querung der Entwässerungsleitung bei km 155+610 auf die Westseite zum Geschiebeschacht und Retentionsfilterbecken 3.2 abgeleitet.

Von km 155+400 bis km 155,653 verläuft westlich parallel die Ablaufleitung für die Grundwasserabsenkung durch die Brunnen 1 bis 8 sowie die Vorreinigung durch Sandfänge, diese entfällt. Die Brunnen werden auf die Westseite verlegt und das Grundwasser über Druckrohrleitungen zur Vorbehandlungsanlage im Anschlussohr beim RBF abgeleitet.

Der Corinthstollen ist in diesem Bereich (oberhalb des geplanten Zuflusses aus dem RBF) abgängig und wird zurückgebaut.

Die Oberflächenabflüsse der Ausfahrrampe Othmarschen und der vorhandenen Hauptfahrbahn vom Querdurchlass bis zum Elbtunnel werden ebenfalls durch neue Entwässerungsleitungen am Ostrand entwässert und an den geplanten Querdurchlass DN 800 bei km 155+610 mit den Abflüssen aus nördlicher Richtung auf die Westseite abgeleitet.

Entwässerung Westseite, Rifa Hannover:
Die Oberflächenabflüsse werden z.T. zusammen mit den Oberflächenabflüssen der Rampe 7.1 über Straßeneinläufe und Anschlussleitungen in den parallel in südliche Richtung verlaufenden Regenkanal direkt bis zum Zulaufschacht vor dem Absetzbauwerk EA 3.2 abgeleitet. Die Entwässerungsleitung der Hauptfahrbahn und die Rohrleitung der Rampe 7.1 werden an die geplante Zulaufrohrleitung zum Geschiebeschacht, Zwischenspeicher und Retentionsbodenfilter EA 3.2 angeschlossen.

5.7 Regenwasserbehandlung Entwässerungsabschnitt EA 3.1

Vor der Einleitung des gesammelten Oberflächenwassers der BAB in das Regenwassersiel der HSE wird ein Geschiebeschacht mit Tauchwand angeordnet. Das nachgeordnete Retentionsbodenfilterbecken bildet die nächste Reinigungsstufe, bevor der Filterüberlauf aus dem RBF in das nachfolgende Regenrückhaltebecken abfließt. Das RRB erhält ein Auslaufbauwerk mit einer Drosseleinrichtung in der auch die Sammelleitung des RBF mündet. Für Regenereignisse, die das jeweilige Bemessungsereignis überschreiten, ist zusätzlich ein Notüberlauf vorgesehen. Der Bereich des Retentionsbodenfilters mit Drainleitungen und Filterschicht ist abgedichtet.

Im Geschiebeschacht wird die Fließgeschwindigkeit für Q_{krit} soweit herabgesetzt, dass sich Sediment (Mittelsand) bis 0,2 mm infolge der Schwerkraft absetzen kann. Zur Zurückhaltung von Schwimmstoffen und Leichtflüssigkeiten wird im Geschiebeschacht eine starre Tauchwand angeordnet.

Der Geschiebeschacht wird als Betonbecken hergestellt. Als Bemessungsregen wird q_{krit} = 15 l/(s*ha) angesetzt. Der Geschiebeschacht wird für eine Oberflächenbeschickung von 25 m/h bemessen. Die Fließgeschwindigkeit soll im Bereich unter und hinter der Tauchwand den Wert von 0,05 m/s nicht überschreiten. Die erforderliche Beckenfläche wird ermittelt und die Bauwerksabmessungen für den Geschiebeschacht im Lichten mit einer Länge von 7,70 m und einer Breite von 2,55 m festgelegt.
Die Berechnungsergebnisse sind der anliegenden Berechnung unter Ziffer 4 zu entnehmen.

Die Bemessung des Regenrückhaltebeckens erfolgt nach DWA-A 117 mit folgender Berechnungsgleichung:

$$V_{erf} = (r_{T,n} - q_{dr,r,u}) * T * f_Z * f_A * 0{,}06$$

V_{erf}	erforderliches Speichervolumen, bezogen auf $A_{E,\,red}$ in m³
$R_{T,n}$	Regenspende der Zeitstufe T und der Häufigkeit n in l/s
$q_{dr,r,u}$	Regenanteil der Drosselabflussspende, bezogen auf A_U in l/s
T	Dauerstufe in min
f_Z	Zuschlagfaktor nach Tabelle 2
f_A	Abminderungsfaktor nach Bild 3
0,06	Dimensionsfaktor zur Umrechnung von l/s in m³/min

Für die Auslegung des Retentionsbodenfilters (RBF) wird 100 m²/ha (A_u) und eine Drosselspende von q_{Dr} = 0,05 l/(s.m²) festgelegt. Das erforderliche Stauvolumen des RBF wird bei der gewählten Filterfläche von rd. 300 m² und einer Einstauhöhe von 0,5 m mit V = 171 m³ dargeboten. Details siehe in der Ziffer 5 der hydraulischen Berechnungen in der Anlage zum Erläuterungsbericht.

Für die Auslegung des Regenrückhaltebecken (RRB) wird eine Regenhäufigkeit von n = 0,033 und eine Drosselspende von i. M. q_{Dr} = ca. 5 l/(s.ha) festgelegt. Es ergibt sich ein Stauvolumen des RRB von V = 1.300 m³. Details siehe in der Ziffer 6 der hydraulischen Berechnungen.

Mit dieser Drosselung der aus der Autobahn abfließenden Wässer wird eine wesentliche Abflussreduzierung bei Starkregenereignissen erreicht, was sich auf die Hochwasserverhältnisse des unterhalb verlaufenden Regenwassersiels und dem vorhandenen Regenrückhaltebecken der HSE positiv auswirkt.

Die Böschungen der Regenrückhaltebecken erhalten Neigungen von 1:2. Die Form des Regenrückhaltebeckens ergibt sich aus topographischen Gesichtspunkten innerhalb des Geländes und aus Zwangspunkten, wie z.B. Anschlusshöhen des vorhandenen Regenwassersiels.

Zur weitergehenden Reinigung des anfallenden Straßenoberflächenwassers ist gemäß den Vorgaben der Wasserbehörde der Freien und Hansestadt Hamburg eine zweite Reinigungsstufe vor Ableitung in die Vorfluter mittels Retentionsbodenfilter vorzusehen.

Aufgrund des Regenwassersiels DN 1400 in der Schnackenburgallee können die geplanten Rohrleitungen höhenmäßig nicht weiter nach Norden abgeleitet werden. Auf der Ostseite sind die Flächen durch Gewerbegebiete erschlossen. Auf der Westseite befindet sich eine Freifläche die als Parkplatz in unbefestigter Bauweise genutzt wird, die sich für die Anordnung des geplanten RRB anbietet.

Dimensionierung der Regenrückhalteanlage
Die Berechnungsergebnisse sind der anliegenden Berechnung unter Ziffer 6 zu entnehmen.

Beckenstandort	km 152+450	
Vorflut	Regenwassersiel der HSE	
Gedrosselte Einleitung Drossel im Mittel	Q_{Dr} =	28,6 l/s
Gedrosselte Einleitung Drossel max.	Q_{Dr} =	57,2 l/s
Angeschlossene undurchlässige Fläche	A_u =	4,21 ha
Überstauhäufigkeit	n =	0,033
Das erforderliche Rückhaltevolumen beträgt	V =	1.300 m³
Die Entleerungszeit beträgt	t_E =	12,5 h

Nachweis der Retentionsfilter als Reinigungsstufe
Die Berechnungsergebnisse sind der anliegenden Berechnung unter Ziffer 5 zu entnehmen.
Zur weitergehenden Reinigung des anfallenden Straßenoberflächenwassers ist gemäß den Vorgaben der Wasserbehörde der Freien und Hansestadt Hamburg eine zweite Reinigungsstufe vor Ableitung in das Regenwassersiel mittels Retentionsbodenfilter vorzusehen. Der Retentionsfilter wird dem RRB vorgeschaltet. Je nach Einstauhöhe wird diese Fläche mehr oder weniger stark mit Wasser beaufschlagt. Die erforderliche Retentionsfläche einschließlich des benötigten Stauraums erfolgt nach Absprache mit der Wasserbehörde. Die Nachweise für den Retentionsfilter werden gemäß dem Merkblatt DWA-M 178 „Empfehlungen für Planung, Bau und Betrieb von Retentionsbodenfiltern zur weitergehenden Regenwasserbehandlung im Misch- und Trennsystem“ geführt. Zur Aufrechterhaltung einer durchlässigen Bodenfilteroberfläche und als Kolmationsschutz ist eine Filtervegetation (Schilfballen) gemäß DWA-M 178 vorgesehen.

Aufgrund der Höhenlage zum Vorfluter kann die Betreibung des Retentionsfilters im freien Gefälle erfolgen.

Beckenstandort	km 152+450	
Vorflut	Regenwassersiel der HSE	
Gedrosselte Einleitung	Q_{Dr} =	15 l/s
Angeschlossene undurchlässige Fläche (nur Fahrbahn und Einschnittsböschung)	A_u =	2,74 ha
Bemessungsfläche	A_F =	100 m²/ha A_u
Erforderliche Filterfläche	A_F =	274 m²
Gewählte Filterfläche	A_F =	300 m²
Rückhaltevolumen	V =	171 m³
Die Entleerungszeit beträgt	t_E =	3,2 h

Das gesamte Retentionsvolumen RBF + RRB beträgt

Das erforderliche Rückhaltevolumen RRB beträgt	V =	1.300 m³
Das erforderliche Rückhaltevolumen RBF beträgt	V =	171 m³

Das gesamte Retentionsvolumen RBF + RRB beträgt

	V_{gesamt} =	1.471 m³

5.8 Regenwasserbehandlung Entwässerungsabschnitt EA 3.2

Die Vorflut für den EA 3.2 bildet der Corinthstollen, der direkt in die Elbe mündet.

Vor der Einleitung von gesammeltem Oberflächenwasser der BAB in den Corinthstollen wird ein Absetzbecken mit Tauchwand nach RiStWag angeordnet. Aufgrund der beengten Platzverhältnisse, dem hoch anstehenden Grundwasser und des Höhenunterschiedes an der Geländeoberkante bietet sich die Anordnung eines unterirdischen Betonbeckens im westlichen Anschlussohr der AF Othmarschen an.

Eine weitergehende Retention der Oberflächenabflüsse ist nicht gefordert. Durch die geplanten Lärmschutzmaßnahmen als Deckelbauwerk werden die anfallenden Abflüsse erheblich verringert. Im Corinthstollen stehen Rückstaupotentiale zur Verfügung.

Im Geschiebeschacht wird die Fließgeschwindigkeit für Q_{krit} soweit herabgesetzt, dass sich Sediment (Mittelsand) bis 0,2 mm infolge der Schwerkraft absetzen kann. Zur Zurückhaltung von Schwimmstoffen und Leichtflüssigkeiten wird im Geschiebeschacht eine starre Tauchwand angeordnet.

Der Geschiebeschacht wird als Betonbecken hergestellt. Als Bemessungsregen wird q_{krit} = 15 l/(s*ha) angesetzt. Der Geschiebeschacht wird für eine Oberflächenbeschickung von 25 m/h bemessen. Die Fließgeschwindigkeit soll im Bereich unter und hinter der Tauchwand den Wert von 0,05 m/s nicht überschreiten. Die erforderliche Beckenfläche wird ermittelt und die Bauwerksabmessungen für den Geschiebeschacht im Lichten mit einer Länge von 7,10 m und einer Breite von 2,35 m festgelegt.
Die Berechnungsergebnisse sind der anliegenden Berechnung unter Ziffer 7 zu entnehmen.

Der Geschiebeschacht kann aufgrund seiner Tiefenlage nicht über ein Saugfahrzeug entleert werden. Demzufolge sind Vorrichtungen für eine Pumpenentleerung aus dem Becken heraus erforderlich. Die Entleerung des Geschiebeschachtes erfolgt mit fliegenden Leitungen und Pumpen entsprechend der erforderlichen Reinigungsintervalle.

Zur weitergehenden Reinigung des anfallenden Straßenoberflächenwassers ist gemäß den Vorgaben der Wasserbehörde der Freien und Hansestadt Hamburg eine zweite Reinigungsstufe vor Ableitung über den Corinthstollen in die Elbe vorzusehen. Aufgrund der Tiefenlage des Corinthstollens und der engen Bebauung im Trassenverlauf des Corinthstollens, ist die Anordnung eines Retentionsbodenfilters zwischen AS Othmarschen und Einleitung in die Elbe nicht möglich und in der AS Othmarschen erforderlich.

Maßgebend ist die Reinigung der Oberflächenabflüsse bei Regenbeginn für den Anfangsabfluss, da dieser u.a. durch Abrieb am stärksten belastet ist. Daher ist vorgesehen, am Ablauf des Geschiebeschachtes ein Speicherbecken anzuordnen. Der Ablauf aus dem Geschiebeschacht erfolgt zuerst über eine Schwelle in das Speicherbecken, bis dieses eine Füllhöhe von über 2,0 m erreicht. Ist eine maximale Füllhöhe im Speicherbecken erreicht oder die Durchflusswassermenge steigt über Qkrit, erfolgt der Abfluss über die 0,10 m höher angeordnete zweite Schwelle und Ablaufleitung direkt zum Corinthstollen. D.h. bis die Überfallhöhe mit einer Oberkante von 11,40 m erreicht ist, fließt sämtliches Wasser dem Speicherbecken und damit dem PW und dem RBF zu. Durch diese Anordnung werden die stärker belasteten Anfangsabflüsse über den Geschiebeschacht und dem Zwischenspeicher einer weitergehenden Reinigung im Filterbecken unterzogen und die weniger belasteten späteren Regenabflüsse nach grober Vorreinigung durch den Geschiebeschacht direkt zum Corinthstollen abgeleitet.

Die zwischengespeicherten Erstabflüsse im Speicherbecken werden mittels Hebeanlage zum seitlich oberhalb des unterirdischen Betonbeckens angeordneten Retentionsbodenfilterbecken gefördert. Die eigentliche Retentionsfläche bildet das gesamte Filterbecken. Die Ermittlung der erforderlichen Retentionsfläche einschließlich des benötigten Stauraums ergibt sich aus dem Drosselabfluss der Filterfläche und der Zulaufwassermenge durch die Förderung der Hebeanlage. Die gewählte Fördermenge bestimmt wiederum die Entleerungszeit des Speicherbeckens. Die Nachweise für das Filterbecken werden gemäß dem Merkblatt DWA-M 178 „Empfehlungen für Planung, Bau und Betrieb von Retentionsbodenfiltern zur weitergehenden Regenwasserbehandlung im Misch- und Trennsystem“ für die

Regenspende r_{krit} geführt. Zur Aufrechterhaltung einer durchlässigen Bodenfilteroberfläche und als Kolmationsschutz ist eine Filtervegetation (Schilfballen) gemäß DWA M 178 vorgesehen.

Eine automatische Steuerung über den Wasserspiegel ist nicht vorgesehen, daher kann die Pumpe auch noch fördern, wenn der Speicher des RBF gefüllt ist. Daher wird ein Notüberlauf über einen Schacht mit Einlaufroste vorgesehen. Ist der Speicher des RBF erschöpft, werden die Abflüsse ohne weitergehende Regenwasserbehandlung an die Vorflut abgeschlagen.

Die Regenintensität ist nur eine Größe, das System hat 3 Zwischenspeicher (Geschiebeschacht, Zwischenspeicher, Retentionsbodenfilter) und dazu kommt die puffernde Wirkung der Kanalisation.

Aufgrund der Höhenlage durch Förderung des Zuflusses bis zur Geländeoberkante kann die Betreibung des Retentionsfilters bis zum Abfluss in die Ablaufleitung des Abscheiders im freien Gefälle erfolgen.

Beckenstandort	km 155+600	
Vorflut	Corinthstollen mit Abfluss zur Elbe	
Ungedrosselte Einleitung	$Q_{r15(1,0)}$ =	328 l/s
Angeschlossene undurchlässige Fläche (nur Fahrbahn und Einschnittsböschung)	A_u =	2,04 ha
Bemessungszufluss Filterbecken	Q_p rd.	50 l/s
Bemessungsabfluss Filterbecken	$Q_{Drossel}$ rd.	10 l/s
Bemessungsfläche	A_F =	100 m²/ha A_u
Erforderliche Filterfläche	A_F =	204 m²
Gewählte Filterfläche	A_F =	204 m²
Rückhaltevolumen	V =	118 m³
Die Entleerungszeit beträgt	t_E =	3,2 h

Die Berechnungsergebnisse sind der anliegenden Berechnung unter Ziffer 8 bis 10 zu entnehmen.

6 Einleitungen und Grundwasserentnahme

6.1 Einleitungen

	A_E	**A_u**	**Q**	**Art**	**Ort**	**Vorflut**
Einleitung EA 3.1	8,72 ha	4,21 ha	57,2 l/s	gedrosselt	Siel HSE	Düngelau
Einleitung EA 3.2	4,24 ha	3,28 ha	328 l/s	$Q_{r15(1,0)}$	Corinthstollen	Elbe

Einleitung GW-Entnahme nach Vorbehandlung als Spitzenabfluss bei max. Förderung aller Pumpen
Die Einleitung erfolgt gemeinsam mit der Einleitung EA 3.2

70 l/s	max. Qp	Corinthstollen	Elbe

6.2 Entnahme

GW-Entnahme über 10 Brunnen (zur Kappung von Grundwasserspitzen), maximale Entnahmemenge, vor Einleitung erfolgt eine Grundwasservorbehandlung (siehe Unterlage 18.6).

1 Brunnen	Q_{pmax}	25 m³/h	7 l/s
10 Brunnen	Q_{pmax}	250 m³/h	70 l/s

7 Tunnelentwässerung

7.1 Allgemein

Dieser Entwässerungsabschnitt beinhaltet die Entwässerung der Richtungsfahrbahnen im geplanten Tunnel. Hier wird ein eigener Entwässerungsabschnitt mit Schlitzrinnen und Transportleitungen gebildet. Die Planung der Entwässerungsanlagen erfolgte gemäß der ZTV-ING Teil 5: Tunnelbau, sowie der Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln, RABT, Ausgabe 2006.

Im Tunnel fallen lediglich folgende Wässer an: Schleppwasser aus den Tunnelrampen (durch Fahrzeuge mitgeführtes Straßenoberflächenwasser vor den Tunnelportalen), Tunnelwaschwasser, Löschwasser und andere Flüssigkeiten (Unfall, Havariefall). Eine Planumsdränage im Tunnelbereich ist vorgesehen. Vor Einleitung in einen Vorfluter müssen alle hier anfallenden Wässer und anderen Flüssigkeiten in einer Rückhalteeinrichtung gesammelt werden. Vor der Entleerung der Rückhalteeinrichtung ist der Inhalt auf Kontamination zu prüfen.

Die Entwässerung der Straßenüberführungen werden an die Entwässerungsleitungen der HSE (Hamburger Stadtentwässerung) angeschlossen.

7.2 Längsentwässerung

Für das Ableiten der Fahrbahnwässer, insbesondere im Hinblick auf ausfließende brennbare Flüssigkeiten (Tankwagenunfall), werden Schlitzrinnen mit angeformtem Bordstein vorgesehen.

In diesen Schlitzrinnen sind Gerinne mit einem Durchmesser von 300 mm integriert. Bei der Bemessung der Hauptentwässerungsleitung wurde eine gemäß RABT vorgegebene Abflussmenge von 100 l/s zu Grunde gelegt. Damit ergibt sich ein Rohrquerschnitt von DN 400 für die Transportleitungen bei einem minimalen Gefälle von 0,625 %. Die Längsneigung der Gradiente im Tunnel beträgt 0.625 bis maximal 1,975 %. Es werden Schlitzrinnen mit Eigengefälle vorgesehen. Damit ergeben sich konstruktiv Rinnenabschnitte von 22,5 m (20 m Rinnenteile mit Eigengefälle, 1,50 m Tauchwandschacht, 1,00 m Reinigungsrinne). Jeder Rinnenabschnitt besitzt eine Abschottung zum nächsten Rinnenabschnitt. Damit ist die Forderung der RABT nach einer Abschottung der Rinnen nach jeweils max. 50 m erfüllt. Jeder Rinnenabschnitt wird über den o.g. Tauchwandschacht an die Längsentwässerungsleitung DN 400 im Tunnel angeschlossen. Aufgrund der nötigen Anschlussleitung von DN 300 wird in der Längsentwässerungsleitung jeweils im Bereich der Tauchwandschächte ein Kontrollschacht erforderlich.

Die Transportleitung DN 400 verläuft jeweils in der Rifa Hannover und Rifa Flensburg im gesamten Tunnelabschnitt im Standstreifen. Hier sind auch die nötigen Schächte angeordnet. Über diese Querung bei rd. km 155+400 wird die Leitung zur Westseite geführt. Die Längsentwässerungsleitung wird an der Westseite ebenfalls bei km 155+400 zur Straße Bosselkamp abgeleitet. Hier ist das Auffangbecken (Havariebecken) vorgesehen an dem die Transportleitung endet.

Im Bereich des Deckelbauwerkes ist eine rund 1,2 m starke Überschüttung mit durchwurzeltem Erdreich mit Nutzung als Kleingärten bzw. Erholungspark angedacht, so dass der überwiegende Niederschlag in Mulden retendiert und verdunstet, sowie über den Bewuchs aufgenommen und verdunstet wird. Längere Regenereignisse werden im Boden zwischengespeichert bzw. seitlich über die nach außen geneigte Tunneldecke ins Grundwasser versickert. Um Staunässe zu vermeiden werden Drainagen in Längsrichtung vorgesehen und an die Regenwassersiele / Corinthstollen angeschlossen. Aufgrund der Mulden und Verdunstungsverluste sowie der Retentionswirkung im Boden kommt es zu keiner Überlagerung mit den Abflussspitzen im Kanal. Daher werden die Sickerabflüsse im Bereich des Deckelbauwerkes hydraulisch nicht berücksichtigt.

7.3 Havariebecken

Als Standort für das Havariebecken ist der Seitenraum zwischen dem geplanten Deckelbauwerk und der Straße Bosselkamp vorgesehen. Vorteilhaft ist hier die nahezu freie Zugänglichkeit zum Becken sowie der kurze Anschluss an das Schmutzwassernetz der Hamburger Stadtentwässerung. Gemäß den Vorgaben der Wasserbehörde der Freien und Hansestadt Hamburg ist das Havariebecken an das Schmutzwassernetz anzuschließen. Gemäß RABT wird hier ein Havariebecken, als geschlossenes, unterirdisches Bauwerk vorgesehen. Es wird ein Stauvolumen von mehr als 100 m³ vorgehalten. Die Beckenabmessungen betragen demnach ca. 12 m x 4,5 m x 2,5 m. Dem Becken nachgeschaltet wird eine Hebeanlage, welche das angefallene Wasser nach Prüfung auf Kontamination (Leichtstoffmess-einrichtung) in das Schmutzwassersiel im Bosselkamp fördert. Das Becken wird mit einer Sonde für die Füllhöhe und mit Absperrorganen ausgerüstet. Die Hauptleitung führt über ein Tauchrohr in das Auffangbecken.

Anlage:
Hydraulische Berechnung Wassertechnik

1. Regenreihen und Regenereignisse

2. Ermittlung der Einzugsgebietsflächen und Oberflächenabflüsse
2.1 Entwässerungsabschnitt 3.1
2.2 Entwässerungsabschnitt 3.2

3. Hydraulischer Nachweis der Rohrleitungen
3.1 Entwässerungsabschnitt 3.1
3.2 Entwässerungsabschnitt 3.2

4. Bemessung Geschiebeschacht EA 3.1

5. Bemessung Retentionsbodenfilter EA 3.1

6. Bemessung Rückhaltebecken EA 3.1

7. Bemessung Geschiebeschacht EA 3.2

8. Bemessung Speicherbecken mit Hebeanlage EA 3.2

9. Bemessung Retentionsbodenfilter EA 3.2

10. Nachweis der Leistungsfähigkeit der Entwässerungsrinnen

1. Regenreihen und Regenereignisse

D \ T		0,5 a		1 a		2 a		3 a		5 a		10 a		30 a		50 a		100 a	
		h_N	R_N	h_N	R_N	h_N	R_N	h_N	R_N	h_N	R_N	h_N	R_N	h_N	R_N	h_N	R_N	h_N	R_N
5 min		3,5	117,0		168,0									12,5	415,0				
10 min		5,3	88,0		126,0									18,7	311,0				
15 min		6,3	70,0		**100,0**		165,0				178,4			22,3	248,0				
20 min		7,0	58,0		84,0									24,9	207,0				
30 min		8,0	45,0		64,0									28,5	158,0				
45 min		9,1	34,0		48,0									32,1	119,0				
60 min		9,8	27,0		39,0									34,7	96,0				
90 min		11,0	20,0		29,0									37,8	70,0				
120 min	2 h	12,0	16,7		23,3									40,1	55,7				
180 min	3 h	13,5	12,5		17,3									43,7	40,5				
240 min	4 h	14,7	10,2		14,0									46,5	32,3				
360 min	6 h	16,6	7,7		10,3									50,6	23,4				
480 min	8 h	18,0	6,3		8,4									53,8	18,7				
720 min	12 h	20,3	4,7		6,2									58,7	13,6				
1080 min	18 h	21,9	3,4											63,3	9,8				
1440 min	24 h	23,5	2,7											67,9	7,9				
2880 min	48 h	30,7	1,8											79,6	4,6				
4320 min	72 h	38,0	1,5											91,3	3,5				

2. Ermittlung der Einzugsgebietsflächen und Oberflächenabflüsse

2.1 Entwässerungsabschnitt 3.1

rechts = Westseite, links = Ostseite

Fahrbahnseite	von Planungs-km	bis Planungs-km	Länge	Breite Fahrbahn	Breite Mittelstreifen	Breite Bankett	Breite Mulde Weg	Bösch Grün Damm	Bösch Grün Einsch.	Fahrbahn über Ablauf ψ = 0,95	Mittelstreifen ψ = 0,10	Bankett ψ = 0,10	Mulde ψ = 0,40	Damm ψ = 0,40	Einschnitt ψ = 0,40	Einzugsgebiet AE	undurchlässige Fläche Au	mittlerer Abfluss-beiwert ψ	Gesamtabfluss 178,4 Q $r_{15(0,2)}$	Abfluss KR	Bemerkung
-	km	km	m	m	m	m	m	m	m	m²	m²	m²	m²	m²	m²	m²	m²	-	l/s	l/s	

Station 152+500 bis 153+360 Sammlung und Ableitung in nördliche Richtung zum RRB 1 mit Abfluss zum Regensiel in der Schnackenburgallee einschließlich der Zuflüsse von Station 152+400 bis 152+500 aus Abschnitt 2

Station 153+360 - 153+300 Deckelbauwerk

Station 153+300 - 153+176, Einschnitt, OPA - Monoblockrinnen, KR Westseite und Anschlussleitungen von der Ostseite

Station 153+176 - 152+970, Einschnitt, OPA - Monoblockrinnen, KR Westseite und Anschlussleitungen von der Mitte

Station 153+970 - 152+400, Damm, OPA - Monoblockrinnen, KR Westseite und Anschlussleitungen von der Mitte

Station 153+970 - 152+400, Damm, SMA Gussasphaltrinnen, KR Westseite und KR Mitte, 152+500 Ableitung zum RKB EA 3.1

w = west
o = ost

o	153360	153300	60	Die Abflüsse oberhalb des Deckelbauwerkes werden über die Bodenandeckung auf dem Deckel und seitlich neben dem Deckelbauwerk versickert.														Deckelbauwerk
mi	153360	153300	60	Die Abflüsse innerhalb des Deckelbauwerkes werden separat gefasst und über eine Haverieleitung DN 400 zu einem zentralen Haveriebecken abgeleitet.														Deckelbauwerk
o	153300	153250	50	19,50						975	0	0	0	0	0	975	926	0,95	17		Rinne-o-KR w
w	153300	153250	50	19,50	3,5					975	175	0	0	0	0	1.150	944	0,82	17	33	Rinne-w-KR w
o	153250	153200	50	19,50						975	0	0	0	0	0	975	926	0,95	17		Rinne-o-KR w
w	153250	153200	50	19,50	3,5					975	175	0	0	0	0	1.150	944	0,82	17	33	Rinne-w-KR w
o	153200	153177	23	19,50						449	0	0	0	0	0	449	426	0,95	8		Rinne-o-KR w
w	153200	153177	23	19,50	3,5					449	81	0	0	0	0	529	434	0,82	8	15	Rinne-w-KR w
o	153177	153150	27	19,50						527	0	0	0	0	0	527	500	0,95	9		Rinne-mi-KR w
w	153177	153150	27	19,50						527	0	0	0	0	0	527	500	0,95	9	18	Rinne-w-KR w
o	153150	153100	50	19,50	3,5			20,0		975	175	0	0	0	1.000	2.150	1.344	0,63	24		Rinne-mi-KR w
w	153150	153100	50	19,50	3,5			20,0		975	175	0	0	0	1.000	2.150	1.344	0,63	24	48	Rinne-w-KR w
mi	153150	153050	100	19,50						1.950	0	0	0	0	0	1.950	1.853	0,95	33		Rinne-KR w
w	153100	153050	50	19,50	3,5			20,0		975	175	0	0	0	1.000	2.150	1.344	0,63	24	57	Mulde-KR w
mi	153050	153000	50	19,50						975	0	0	0	0	0	975	926	0,95	17		Rinne-KR w
w	153050	153000	50	19,50	3,5			20,0		975	175	0	0	0	1.000	2.150	1.344	0,63	24	40	Mulde-KR w
o	153000	152950	50	19,50	3,5					975	175	0	0	0	0	1.150	944	0,82	17		Rinne, KR w
w	153000	152950	50	19,50				20,0		975	0	0	0	0	1.000	1.975	1.326	0,67	24	40	Rinne, KR w
o	152950	152900	50	19,50	3,5					975	175	0	0	0	0	1.150	944	0,82	17		Rinne, KR w
w	152950	152900	50	19,50				20,0		975	0	0	0	0	1.000	1.975	1.326	0,67	24	40	Rinne, KR w
o	152900	152850	50	20,00	3,5					1.000	175	0	0	0	0	1.175	968	0,82	17		Rinne, KR w
w	152900	152850	50	19,50				10,0		975	0	0	0	0	500	1.475	1.126	0,76	20	37	Rinne, KR w
Zwischensumme										*18.550*	*1.656*	*0*	*0*	*0*	*6.500*	*26.706*	*20.388*	*0,76*	*364*	*364*	*KR w*

2. Ermittlung der Einzugsgebietsflächen und Oberflächenabflüsse

2.1 Entwässerungsabschnitt 3.1

rechts = Westseite, links = Ostseite

Fahrbahnseite	von Planungs-km	bis Planungs-km	Länge	Breite Fahrbahn	Breite Mittelstreifen	Breite Bankett	Breite Mulde Weg	Böschung Grün Damm	Böschung Grün Einsch.	Fahrbahn über Ablauf ψ = 0,95	Mittelstreifen ψ = 0,10	Bankett ψ = 0,10	Mulde ψ = 0,40	Damm ψ = 0,40	Einschnitt ψ = 0,40	Einzugsgebiet AE	undurchlässige Fläche Au	mittlerer Abflussbeiwert ψ	Gesamtabfluss 178,4 Q $r_{15(0,2)}$	Abfluss KR	Bemerkung
-	km	km	m	m	m	m	m	m	m	m²	m²	m²	m²	m²	m²	m²	m²	-	l/s	l/s	
Übertrag										*18.550*	*1.656*	*0*	*0*	*0*	*6.500*	*26.706*	*20.388*	*0,76*	*364*	*364*	*KR w*
o	153300	152850	450		Notüberlauf Mulde				12,0	0	0	0	0	0	5.400	5.400	2.160	0,40	39	39	Mulde Versickerung
w	153300	152850	450		Notüberlauf Mulde				12,0	0	0	0	0	0	5.400	5.400	2.160	0,40	39	39	Mulde Versickerung
o	152850	152800	50	20,00	3,5					1.000	175	0	0	0	0	1.175	968	0,82	17	17	Rinne, KR w
w	152850	152800	50	19,50						975	0	0	0	0	0	975	926	0,95	17	54	Rinne, KR w
o	152800	152750	50	20,00	3,5					1.000	175	0	0	0	0	1.175	968	0,82	17	35	Rinne, KR w
w	152800	152750	50	19,50						975	0	0	0	0	0	975	926	0,95	17	70	Rinne, KR w
o	152750	152700	50	20,00	3,5					1.000	175	0	0	0	0	1.175	968	0,82	17	52	Rinne, KR w
w	152750	152700	50	19,50						975	0	0	0	0	0	975	926	0,95	17	87	Rinne, KR w
o	152700	152650	50	20,00	3,5					1.000	175	0	0	0	0	1.175	968	0,82	17	69	Rinne, KR w
w	152700	152650	50	19,50						975	0	0	0	0	0	975	926	0,95	17	103	Rinne, KR w
o	152650	152600	50	20,00	3,5					1.000	175	0	0	0	0	1.175	968	0,82	17	86	Rinne, KR w
w	152650	152600	50	19,50						975	0	0	0	0	0	975	926	0,95	17	120	Rinne, KR w
o	152600	152550	50	20,00	3,5					1.000	175	0	0	0	0	1.175	968	0,82	17	104	Rinne, KR w
w	152600	152550	50	19,50						975	0	0	0	0	0	975	926	0,95	17	136	Rinne, KR w
o	152550	152500	50	20,00	3,5					1.000	175	0	0	0	0	1.175	968	0,82	17	121	Rinne, KR w
w	152550	152500	50	19,50						975	0	0	0	0	0	975	926	0,95	17	153	Rinne, KR w
o	152500	152450	50	20,00	3,5					1.000	175	0	0	0	0	1.175	968	0,82	17	17	Rinne, KR w
w	152500	152450	50	19,50						975	0	0	0	0	0	975	926	0,95	17	17	Rinne, KR w
o	152450	152400	50	23,50	3,5					1.175	175	0	0	0	0	1.350	1.134	0,84	20	37	Rinne, KR w
w	152450	152400	50	23,50						1.175	0	0	0	0	0	1.175	1.116	0,95	20	36	Rinne, KR w
Zwischensumme										*18.150*	*1.575*	*0*	*0*	*0*	*10.800*	*30.525*	*21.720*	0,71	*387*	*1.392*	*KR w*
Gesamt Ablauf zum RRB										36.700	3.231	0	0	0	17.300	57.231	42.108	0,74	751	1.756	Mulde, Einlauf KR w
Bemessung Absetzbereich (ohne Bankett und Böschungen mit Versickerungspotenl										36.700	3.231	0	0	0	0	39.931	35.188				
																			751		Kontrollsumme

Abflussmengen in Abhängigkeit der Häufigkeit	Au	$r_{15(0,2)}$	$Q_{(0,2)}$	$r_{15(2,0)}$	$Q_{(2,0)}$	$r_{15(1,0)}$	$Q_{(1,0)}$	$r_{15(0,033)}$	$Q_{(0,033)}$
	42.108	178,4	751	70,0	*295*	100,0	*421*	248,0	*1.044*

2. Ermittlung der Einzugsgebietsflächen und Oberflächenabflüsse

2.2 Entwässerungsabschnitt 3.2

rechts = Westseite, links = Ostseite

Fahrbahnseite	von Planungs-km	bis Planungs-km	Länge	Breite Fahrbahn	Breite Mittelstreifen	Breite Bankett	Breite Mulde Weg	Bösch Grün Damm	Bösch Grün Einsch.	Fahrbahn über Ablauf ψ = 0,95	Mittelstreifen ψ = 0,10	Bankett ψ = 0,10	Mulde ψ = 0,40	Damm ψ = 0,40	Einschnitt ψ = 0,40	Einzugsgebiet AE	undurchlässige Fläche Au	mittlerer Abflussbeiwert ψ	Gesamtabfluss 178,4 Q $r_{15(0,2)}$	Abfluss KR	Bemerkung
-	km	km	m	m	m	m	m	m	m	m²	m²	m²	m²	m²	m²	m²	m²	-	l/s	l/s	

Station 153+360 bis 155+900, Sammlung und Ableitung in südliche Richtung zum RKB 3.2 mit Abfluss über den Corinthstollen zur Elbe einschließlich der Zuflüsse von Station 155+900 bis zum Elbtunnel ca. 155+920

Station 153+360 - 155+530 Deckelbauwerk
Station 155+530 - 155+650, Einschnitt, KR Ostseite Abfluss über Querdurchlass nach Westseite
Station 155+650 - 155+920, vorhandene Entwässerung nördlich des Elbtunnels

0,95 0,95

Station 154+360 - 155+270 Deckelbauwerk

o	153360	155530	2170	Die Abflüsse oberhalb des Deckelbauwerkes werden über die Bodenandeckung auf dem Deckel und seitlich neben dem Deckelbauwerk versickert.														Deckelbauwerk
w	153360	155530	2170	Die Abflüsse innerhalb des Deckelbauwerkes werden separat gefasst und über eine Haverieleitung DN 400 zu einem zentralen Haveriebecken abgeleitet.														Deckelbauwerk
	Rampe o Achse 6.4			Anschluss der Straßeneinläufe an die Entwässerungseinrichtungen (MIschwasserkanal) der HSE und														
	Rampe w Achse 6.1			Schleppwasser direkt vor der Einhausung bzw. Straßeneinläufe, die höhenmäßig nicht an die Leitung der HSE angeschlossen werden können, werden über die Havarieleitung mit abgeleitet.														
Rampe o	154575	154620	45	13,00	585	0	*0*	*0*	0	0	585	556	0,95	10				Rinne-KM HSE
Rampe w	154570	154620	50	13,00	650	0	*0*	*0*	0	0	650	618	0,95	11				Rinne-KM HSE
	Rampe links Achse 63			Anschluss der Straßeneinläufe an die Entwässerungseinrichtungen (MIschwasserkanal) der HSE und														
	Rampe rechts Achse 62			Schleppwasser direkt vor der Einhausung bzw. Straßeneinläufe, die höhenmäßig nicht an die Leitung der HSE angeschlossen werden können, werden über die Havarieleitung mit abgeleitet.														
Rampe o	154665	154720	55	15,00	825	0	*0*	*0*	0	0	825	784	0,95	14				Rinne-KM HSE
Rampe w	154660	154710	50	13,00	650	0	*0*	*0*	0	0	650	618	0,95	11				Rinne-KM HSE
	Wirtschaftsweg, Fuß- Radweg Westseite des Deckebauwerkes bis auf das Deckelbauwerk mit Anschluss an die Entwässerung der HSE Im Bosselkamp																	
w	155155	155485	330	5,00	1.650	0	*0*	*0*	0	0	1.650	1.568	0,95	28				Wirtschaftsweg

Abfluss zur HSE **74 l/s**

2. Ermittlung der Einzugsgebietsflächen und Oberflächenabflüsse

2.2 Entwässerungsabschnitt 3.2

rechts = Westseite, links = Ostseite

Fahrbahnseite	von Planungs-km	bis Planungs-km	Länge	Breite Fahrbahn	Breite Mittelstreifen	Breite Bankett	Breite Mulde Weg	Bösch Grün Damm	Bösch Grün Einsch.	Fahrbahn über Ablauf ψ = 0,95	Mittelstreifen ψ = 0,10	Bankett ψ = 0,10	Mulde ψ = 0,40	Damm ψ = 0,40	Einschnitt ψ = 0,40	Einzugsgebiet AE	undurchlässige Fläche Au	mittlerer Abflussbeiwert ψ	Gesamtabfluss 178,4 Q $r_{15(0,2)}$	Abfluss KR	Bemerkung
-	km	km	m	m	m	m	m	m	m	m²	m²	m²	m²	m²	m²	m²	m²	-	l/s	l/s	
Rampe o	74020	74100	80	11,00					5,0	880	0	*0*	*0*	0	400	1.280	996	0,78	18	18	Havarieleitung Tunnel
o	155525	155550	25	22,00		*1,5*			7,0	550	0	*38*	*0*	0	175	763	628	0,82	11	11	Rinne, KR o
o	155550	155600	50	22,00		*1,5*			7,0	1.100	0	*75*	*0*	0	350	1.525	1.256	0,82	22	22	Rinne, KR o
o	155600	155610	10	22,00		*1,5*			7,0	220	0	*15*	*0*	0	70	305	251	0,82	4	4	Rinne, KR o
Station 155+530 - 155+610, Einschnitt, KR o Abfluss über Querdurchlass nach w																					
Station 155+610 - 155+920, Entwässerung nördlich des Elbtunnels einseitig über Entwässerungsleitung auf der Ostseite bis zum Querduchlass einschl. vorh. Abflüsse der Rampe																					
o	155610	155650	40	47,00					30,0	1.880	0	*0*	*0*	0	1.200	3.080	2.266	0,74	40	40	Rinne, KR o
o	155650	155700	50	47,00					20,0	2.350	0	*0*	*0*	0	1.000	3.350	2.633	0,79	47	47	Rinne, KR o
o	155700	155760	60	47,00					10,0	2.820	0	*0*	*0*	0	600	3.420	2.919	0,85	52	52	Rinne, KR o
Rampe o	155540	155750	210	8,00					15,0	1.680	0	*0*	*0*	0	3.150	4.830	2.856	0,59	51	51	Rinne, KR o
o	155760	155800	40	55,00					30,0	2.200	0	*0*	*0*	0	1.200	3.400	2.570	0,76	46	46	Mulde-KR o
o	155800	155850	50	55,00					30,0	2.750	0	*0*	*0*	0	1.500	4.250	3.213	0,76	57	57	Rinne, KR o
o	155850	155900	50	55,00					30,0	2.750	0	*0*	*0*	0	1.500	4.250	3.213	0,76	57	57	Rinne, KR o
o	155900	155920	20	55,00					30,0	1.100	0	*0*	*0*	0	600	1.700	1.285	0,76	23	23	Rinne, KR o
Rampe w	71100	71280	180	11,00		*3,0*	*2,0*		5,0	1.980	0	*540*	*360*	0	900	3.780	2.898	0,77	52	52	Rinne-KR Rampe w1
Rampe w	155530	155680	200	11,00					10,0	2.200	0	*0*	*0*	0	2.000	4.200	2.890	0,69	52	52	Mulde-KR Rampew2
w	155530	155600	70	21,00		*1,5*	*2,0*		5,0	1.470	0	*105*	*140*	0	350	2.065	1.692	0,82	30	30	Einläufe-KR Rampe w1
w	155600	155650	50	21,00		*1,5*	*2,0*		5,0	1.050	0	*75*	*100*	0	250	1.475	1.209	0,82	22	22	Einläufe-KR Rampe w1
Gesamt Ablauf zum Abscheider										26.980	0	848	600	0	15.245	42.393	32.774	0,77	567	585	Zulauf RKB 3.2
Bemessung Absetzbereich (ohne Bankett und Böschungen mit Versickerungspotential)										26.980	0	0	0	0	0	26.980	**25.631**	***Q (1,0)***	**256**		
										Au	**$r_{15(0,2)}$**	**$Q_{(0,2)}$**		$r_{15(2,0)}$	***$Q_{(2,0)}$***		$r_{15(1,0)}$	$Q_{(1,0)}$	$r_{15(0,033)}$	***$Q_{(0,033)}$***	
										32.774	**178,4**	**585**		70,0	***229***		100,0	*328*	248,0	***813***	

3. Hydraulischer Nachweis der Rohrleitungen

Kanal	Straße Gebiet	Kanalhaltung Planungs-km von	bis	Länge gerundet	Einzugs-fläche	Abfluss-beiwert	Abfluss-spende $r_{15(0,2)}$	Einzel-abfluss	Zufluss	Gesamt-abfluss	Gefälle		Rohr-durch-messer	kb = 1,50 mm Vollfüllung		Teilfüllung			Einzel Fließ-zeit	Σ Fließ-zeit	Bemerkung
-	-	-	-	L	A	ψ	178,4	Q	Q_z	Q	J	J	DN	Q_v	V_v	Qt / Qv	h_t	v_t	tf	Σ tf	-
Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	m	ha	-	l/(s*ha)	l/s	l/s	l/s	1:n	‰	mm	l/s	m/s	-	m	m/s	sek	min	-
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
	3.1 Entwässerungsgebiet 3.1						**Abflüsse gem. Ziffer 2.1**														
	km 152+380 (Schnackenburgallee) bis 153+475 (Hochpunkt)																				
		153.300	153.250	50				33	0	33											
		153.250	153.200	50				33	33	67	147	6,8	300	81	1,14	0,827	0,21	1,27	39	0,7	
w		153.200	153.150	50				15	67	82	100	10,0	300	98	1,39	0,838	0,21	1,54	32	1,2	
w		153.150	153.100	50				18	82	100	60	16,6	400	271	2,16	0,369	0,17	2,00	25	1,6	
		153.100						48													
w		153.100	153.050	50				57	148	205	111	9,0	500	359	1,83	0,570	0,27	1,89	26	2,1	
w		153.050	153.000	50				40	205	245	111	9,0	500	359	1,83	0,683	0,30	1,96	25	2,5	
w		153.000	152.950	50				40	245	286	111	9,0	600	582	2,06	0,491	0,30	2,05	24	2,9	
w		152.950	152.900	50				40	286	326	200	5,0	600	433	1,53	0,754	0,39	1,67	30	3,4	
w		152.900	152.850	50				37	326	364	200	5,0	600	433	1,53	0,840	0,42	1,71	29	3,9	
		152.850		Zufluss Überlauf Mulde re				39													
		152.850		Zufluss Überlauf Mulde li				39													
w		152.850	152.800	50				34	441	475	200	5,0	700	650	1,69	0,730	0,45	1,84	27	4,3	
w		152.800	152.750	50				34	475	508	200	5,0	700	650	1,69	0,781	0,47	1,86	27	4,8	
w		152.750	152.700	50				34	508	542	200	5,0	700	650	1,69	0,833	0,49	1,88	27	5,2	
w		152.700	152.650	50				34	542	576	200	5,0	700	650	1,69	0,885	0,52	1,90	26	5,7	
w		152.650	152.600	50				17	576	592	200	5,0	700	650	1,69	0,911	0,53	1,90	26	6,1	
w		152.600	152.550	50				17	592	609	167	6,0	700	713	1,85	0,854	0,50	2,07	24	6,5	
w		152.550	152.500	50				17	609	626	111	9,0	700	874	2,27	0,716	0,44	2,46	20	6,8	
w		152.400	152.450	44				17	0	17	500	2,0	300	44	0,62	0,379	0,13	0,58	76	1,3	
w		152.450	152.500	48				20	17	36	500	2,0	300	44	0,62	0,837	0,21	0,69	70	2,4	
mi		152.650	152.600	50				17	0	17	200	5,0	300	69	0,98	0,250	0,10	0,82	61	1,0	
mi		152.600	152.550	50				17	17	35	200	5,0	300	69	0,98	0,499	0,15	0,98	51	1,9	
mi		152.550	152.500	50				17	35	52	200	5,0	300	69	0,98	0,749	0,19	1,07	47	2,7	
mi		152.400	152.450	40				17	0	17	300	2,0	300	56	0,80	0,306	0,11	0,70	57	0,9	
mi		152.450	152.500	48				20	17	37	300	2,0	300	56	0,80	0,665	0,18	0,85	56	1,9	
mi - w		152.500	152.500	23				0	89	89	16	63,0	500	953	4,85	0,094	0,10	3,11	7	2,8	
	Zulauf Becken 3.1 bei $r_{15(0,2)}$							751													
		142.500		19					751	751	3	308,0	400	1.170	9,31	0,642	0,23	9,85	2	6,9	Steilleitung aus Guss in der Böschung
		142.500		40					751	751	156	6,4	800	1.047	2,08	0,718	0,50	2,26	18	7,2	Zulaufleitung Absetzbecken 3.1
		142.460	142.400	90					751	751	37	27,0	800	2.154	4,28	0,349	0,33	3,92	23	7,5	Ablauf
		142.460	142.400	80		r15(1,0)	100			421	67	15,0	600	752	2,66	0,560	0,32	2,73	29	8,0	Notumlauf

3. Hydraulischer Nachweis der Rohrleitungen

Kanal	Straße Gebiet	Kanalhaltung Schacht Nr. von	bis	Länge gerundet	Einzugs-fläche	Abfluss-beiwert	Abfluss-spende $r_{15(0,2)}$	Einzel-abfluss	Zufluss	Gesamt-abfluss	Gefälle		Rohr-durch-messer	kb = 1,50 mm Vollfüllung		Teilfüllung			Fließ-zeit	Σ Fließ-zeit	Bemerkung
-	-	-	-	L	A	ψ	178,4	Q	Q_z	Q	J	J	DN	Q_v	V_v	Qt / Qv	h_t	v_t	tf	Σ tf	-
Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	m	ha	-	l/(s*ha)	l/s	l/s	l/s	1:n	‰	mm	l/s	m/s	-	m	m/s	sek	min	-
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
	3.2 Entwässerungsgebiet 3.2						**Abflüsse gem. Ziffer 2.2**														
		153.360	155.530	2.170	**Deckelbauwerk**																
		Wirtschaftsweg																			
w		155.280	155.490	210				28	0	28	500	2,0	300	44	0,62	0,643	0,18	0,65	322	5,4	
w		155.490	155.490	12				0	28	28	200	5,0	300	69	0,98	0,405	0,13	0,93	13	5,6	
		GW-Entnahme																			
w		155.400	155.500	100				0	0	25	67	15,0	400	257	2,05	0,097	0,08	1,33	75	1,3	
w		155.500	155.550	50				0	25	25	100	10,0	400	210	1,67	0,119	0,09	1,14	44	2,0	
w		155.550	155.600	135				0	25	25	200	5,0	400	148	1,18	0,169	0,11	0,89	152	4,5	
o		155.530	155.550	20				11	0	11	385	2,60	300	50	0,70	0,225	0,10	0,57	34,86	0,6	
o		155.550	155.600	50				22	11	34	385	2,60	300	50	0,70	0,676	0,18	0,75	66,40	1,7	
o		155.600	155.610	10				4	34	38	385	2,60	300	50	0,70	0,766	0,20	0,77	12,97	1,9	
o		155.920	155.850	70				80	0	80	208	4,80	400	145	1,16	0,552	0,21	1,18	59	1,0	
o		155.850	155.800	50				57	80	138	167	6,00	400	162	1,29	0,847	0,28	1,44	35	0,6	
o		155.800	155.750	50				46	138	183	167	6,00	500	293	1,49	0,625	0,29	1,57	32	0,5	
o		155.750	155.700	50				103	183	286	167	6,00	600	475	1,68	0,603	0,34	1,75	29	0,5	
o		155.700	155.650	50				47	286	333	167	6,00	600	475	1,68	0,702	0,37	1,81	28	0,5	
o		155.650	155.610	40				40	333	374	160	6,25	600	484	1,71	0,772	0,40	1,88	21	0,8	
o	QD	155.610	155.610	45				0	412	412	200	5,00	800	925	1,84	0,445	0,37	*1,79*	25	2,3	
o		155.610	155.610	75				0	412	412	263	3,80	800	806	1,60	0,511	*0,41*	*1,61*	47	0,8	
w		155.530	155.600	60				30	0	30	100	10,00	300	98	1,39	0,308	0,11	1,23	49	0,8	
Rampe w1		71.100	71.280	167				73	0	73	250	4,00	400	133	1,05	0,553	0,21	1,08	155	3,4	
Rampe w2		155.530	155.680		vorh. KR anschließen			52	0	52	51	19,75	300	138	1,95	0,374	0,13	1,82			
					Zufluss Becken 3.2			**595**		**567**											
o		155.610	155.655	110	Ablauf Absetzbecken			0	567	567	250	4,00	800	827	1,64	0,686	*0,49*	*1,77*	62	1,0	Ablauf zum Corinthstollen
		155.610	155.610	75		r15(1,0)	100			328	278	3,60	600	367	1,30	0,892	*0,44*	*1,46*	51	0,9	Notumlauf

4. Bemessung Geschiebeschacht EA 3.1

Vorreinigung mittels Geschiebeschacht mit Dauerstau und Tauchwand
Leichtflüssigkeitsrückhalt durch feststehende Tauchwand.
Entwässerungsgebiet 3.1, Station 152+380 bis 153+475

Vorgaben

Rückhalt von Grobkorn (Mittelsand)	s	≥	0,2	mm
Sedimentationsgeschwindigkeit für gewählten Korndurchmesser	$W_{S\,(0,2)}$	=	0,025	m/s
Oberflächenbeschickung	q_A	≤	25	m³/(m².h)
Höhe Schlammsammelraum	$h_{Schl.}$	≥	0,3	m
Abstand UK Tauchwand - OK Sammelraum	$h_{fließ}$	≥	0,5	m
Rückhaltevolumen Leichtflüssigkeiten	V_{Leicht}	≥	5	m³
Eintauchtiefe Tauchwand	t_{TW}	≥	0,4	m
Höhe Lamelle Leichtflüssigkeiten	h_s	=	0,3	m
Dauerstauhöhe (Schlammsammlraum + Abstand TW + Eintauch TW)	h_D	≥	1,1	m
Sedimentanfall (pro ha A_{red})	S_{Anfall}	=	0,5	m³/(ha.a)

Gewählte Abmessungen L / B = 3 / 1

Durchflussbreite		B =	2,55	m
Länge vor der Tauchwand	L ca. 3 x B	L =	7,70	m
Fläche vor der Tauchwand	A = L * B	A =	19,64	m²
Abstand nach der Tauchwand		L =	2,00	m
Länge gesamt (ohne Berücktsichtigung Tauchwand)		$L_{ges.}$ =	9,70	m
Fläche gesamt		$A_{ges.}$ =	24,74	m²
Angeschlossene reduzierte Fläche A_{red}		A_{red} =	4,211	ha
Bemessung Regenspende		r_{krit} =	15	l/(s.ha)
Bemessungszufluss	$Q_{krit} = A_{red} \times r_{krit}$	Q_{krit} =	63,16	l/s

Nachweis

Erforderliche Oberfläche Q_{krit}	$A = Q_{krit} \times 3,6 / q_A$	A_{min} =	9,10	m²
Gewählte Oberfläche (vor der Tauchwand)		**$A_{vor\ TW}$ =**	**19,64**	**m²**
Oberflächenbeschickung (vor der Tauchwand)		q_A =	12	m³/(m².h)
Gewählte Oberfläche (gesamt)		**$A_{ges.}$ =**	**24,74**	**m²**
Oberflächenbeschickung (Gesamtfläche)		q_A =	9	m³/(m².h)
Abflussquerschnitt unter der Tauchwand	$A = B \times h_{fließ}$	A =	1,28	m²
Fließgeschwindigkeit unterhalb der Tauchwand	$v = Q_{krit} / A$	**v =**	**0,05**	**m/s**
Rückhaltevolumen Leichtflüssigkeiten	$V_{Leicht} = L \times B \times h_s > 5$ m³	**V_{Leicht} =**	**5,89**	**m³**
Dauerstauhöhe		h_b =	1,10	m
Stauvolumen gesamt Dauerstau	$V_{ges.} = L_{ges.}$ X B x h_D	$V_{ges.}$ =	27	m³
Schlammsammelraum gesamt	$V_{Schl.} = L_{ges.} \times B \times h_{Schl.}$	$V_{Schl.}$ =	7,42	m³
Entleerungsintervall nach 80 % Füllung	$T_E = V_{Schl.\ x\ 80\%} / (A_{red} \times S_{Anfall})$	T_E =	2,82	a (> 2,5 a)
Theoretische Sinkstrecke	$a_{S,theo} = W_S \times L / q_{A\,/\,3600}$	$a_{S,theo}$ =	75,4	m
Vorhandene Sinkstrecke	$a_{S,vorh} = h_b < a_{S,theo}$	$a_{S,vorh}$ =	1,10	m

5. Bemessung Retentionsbodenfilter EA 3.1

(gem. DWA A 117 (4/06, Korrektur 9/09) Einfaches Verfahren für $A_{E,k} \leq 200$ ha oder $t_f \leq 15$ min.)

RRB Entwässerungsgebiet 3.1, Station 152+400 bis 153+475

5.1 Bemessungsgrundlagen für Retentionsbodenfilter

Fahrbahnfläche gemäß Ziff. 2.2	**A_{Fb}**	**=**	**3,67**	**ha**
Einschnittsfläche gemäß Ziff. 2.2	**A_{Einsch}**	**=**	**1,73**	**ha**
Drosselabflussspende:	$q_{dr,k\ max}$	=	**0,05**	**l/(s.m²)**
Erforderliche Filterfläche	**A_F**	**=**	**100**	**m²/ha (A_u)**

5.2 Ermittlung der für die Berechnung maßgebenden undurchlässigen Fläche

(Mittlere Jahresabflussbeiwerte werden berücksichtigt)

A_u	=	A_{Fb}	x	Ψ	+	A_{einsch}	x	Ψ
A_u	=	3,67	x	0,70	+	1,73		0,10
A_u	**=**	**2,57**	**ha**		**+**	**0,17**	**ha**	
A_u	**=**	**2,74**	**ha**					

5.3 Ermittlung der Filterfläche

A_F ges.	=	A_F	x	A_u
A_F ges.	=	2,7	x	100,00
A_F ges.	**=**	**274**	**m²**	
A_F gew.	**=**	**300**	**m²**	

5.4 Bemessung Drossel, Drosselabfluss

Q_{dr}	=	$q_{dr,k\ max}$	x	$A_{F\ ges.}$		
Q_{dr}	=	0,05	x	300,00		
Q_{dr}	**=**	**15,00**	**l/s**			
$q_{dr,r,u}$	=	Q_{dr}	/	A_u		
$q_{dr,r,u}$	=	(15,00	/	3,67	)	
$q_{dr,r,u}$	**=**	**4,09**	**l/s.ha**			

5.5 Ermittlung des Volumens RBF

L_F	=	30	m
B_F	=	10	m
A_F	=	300	m²
h_{RR}	=	0,5	m²
n	=	2,0	-
V_F	**=**	**171**	**m³**

5.6 Entleerungszeit

T (h) = V / (Qab/1000) / 3.600

T (h) = 3,2 h 0,13 Tage

6. Bemessung Rückhaltebecken EA 3.1

(gem. DWA A 117 (4/06, Korrektur 9/09) Einfaches Verfahren für $A_{E,k} \leq 200$ ha oder $t_f \leq 15$ min.)

RRB Entwässerungsgebiet 3.1, Station 152+400 bis 153+475

Drosselung über Rohrdrossel für n = 0,033 und max Drosselspende 6 l/(s.ha)

6.1 Bemessungsgrundlagen für Rohrdrossel

Einzugsgebietsfläche:	A_E	=	**5,723**	**ha**		($A_E = A_{E,nb} + A_{E,b}$)
Befestigte Fläche:	A	=	**5,723**	**ha**		
Mittlerer Abflussbeiwert befestigte Fläche:	$\Psi_{m,b}$	=	**0,74**	**-**	rund	(Au / A)
Nicht befestigte Fläche:	$A_{E,nb}$	=	**0,0000**	**ha**		
Mittlerer Abflussbeiwert nicht bef. Fläche:	$\Psi_{m,nb}$	=		**-**		
Trockenwetterabfluss:	Q_{t24}	=	**0,0**	**l/s**		
Drosselabflussspende min.:	$q_{dr,k\ min}$	=	**0,0**	**l/(s.ha)**		
Drosselabflussspende max.:	$q_{dr,k\ max}$	=	**10,0**	**l/(s.ha)**		
Drosselabflussspende i. M.:	$q_{dr,k}$	=	**5,0**	**l/(s.ha)**		($q_{dr,k} = (q_{dr,k\ min} + q_{dr,k\ max}) / 2$)
Überschreitungshäufigkeit:	n	=	**0,033**	**1/a**		(30-jährliches Ereignis)

6.2 Ermittlung der für die Berechnung maßgebenden undurchlässigen Fläche

(einfaches Verfahren nach A 117)

A_u =	$A_{E,b}$	x	$\Psi_{m,b}$	+	$A_{E,nb}$	x	$\Psi_{m,nb}$	
A_u =	5,72	x	0,74	+	0,00		0,00	
A_u =	**4,21**	**ha**		**+**	**0,00**	**ha**		
A_u =	**4,21**	**ha**						

6.3 Ermittlung der Drosselabflussspenden

Bemessung RRB, mittlerer Drosselabfluss

Q_{dr} =	$q_{dr,k}$	x	A_E	
Q_{dr} =	5,0	x	5,72	
Q_{dr} =	**28,62**	**l/s**		

Bemessung Drossel, maximaler Drosselabfluss

Q_{dr} =	$q_{dr,k\ max}$	x	A_E	
Q_{dr} =	10,0	x	5,72	
Q_{dr} =	**57,23**	**l/s**		

$q_{dr,r,u}$ =	(Q_{dr} - Q_{t24})	\	A_u			
$q_{dr,r,u}$ =	(57,23	-	0,00	) /	4,21	
$q_{dr,r,u}$ =	**13,59**	**l/s.ha**				(2 l/(s.ha) ≤ $q_{dr,r,u}$ ≤ 40l/(s.ha) !)

6.4 Ermittlung des Abminderungsfaktors f_A

gew. f_A =	**1,0**

6.5 Festlegung des Zuschlagsfaktors f_Z

f_Z =	**1,0**

6.6 Bestimmung der statistischen Niederschlagshöhen und Regenspenden

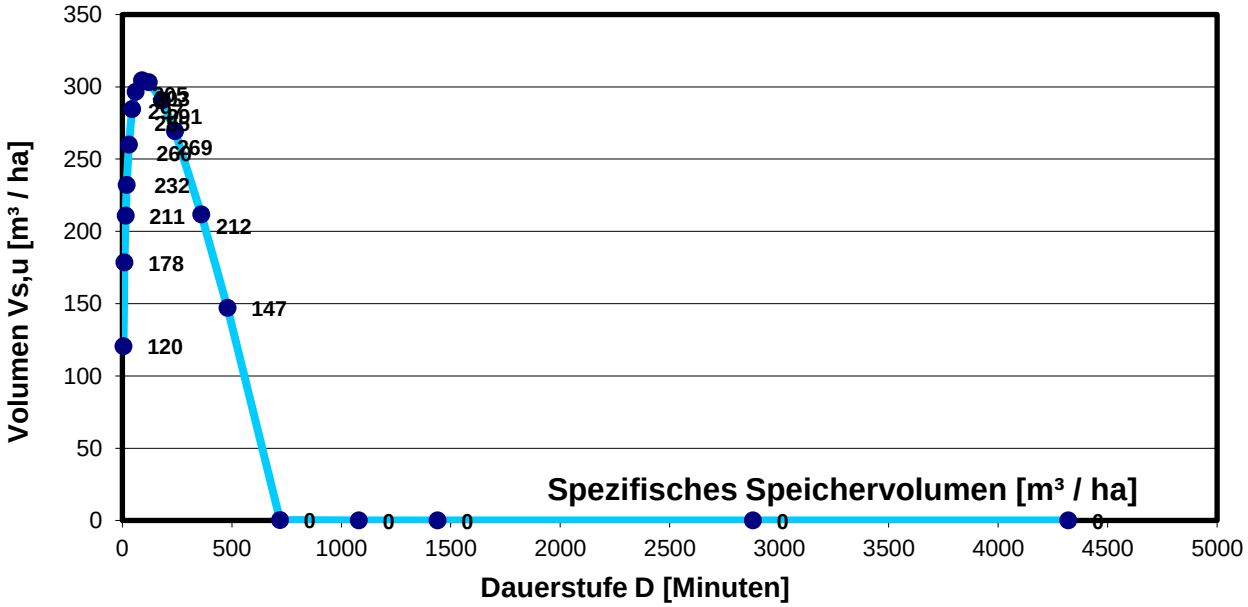
Ermittlung nach KOSTRA-Katalog 2000

Dauerstufe	Niederschlagshöhe für n = 0,033	Zugehörige Regenspende
D	HN	$r_{D,n}$
[min]	[mm]	[l/s.ha]
5	12,5	415,0
10	18,7	311,0
15	22,3	248,0
20	24,9	207,0
30	28,5	158,0
45	32,1	119,0
60	34,7	96,0
90	37,8	70,0
120	40,1	55,7
180	43,7	40,5
240	46,5	32,3
360	50,6	23,4
480	53,8	18,7
720	58,7	13,6
1080	63,3	9,8
1440	67,9	7,9
2880	79,6	4,6
4320	91,3	3,5

6.7 Ermittlung des spezifischen Speichervolumens

$V_{s,u}$ = $(r_{D,n} - q_{dr,r,u}) * D * f_Z * f_A * 0,06$

Dauer- stufe	Drossel- abfluss- spende	Differenz	spezifisches Speicher- volumen
D	$q_{dr,n,u}$	r - $q_{dr,r,u}$	Vs,u
[min]	[l/s.ha]	[l/s.ha]	[m^3/ha]
5	13,6	401,4	120
10	13,6	297,41	178
15	13,6	234,41	211
20	13,6	193,41	232
30	13,6	144,41	260
45	13,6	105,41	285
60	13,6	82,41	297
90	13,6	56,41	305
120	13,6	42,11	303
180	13,6	26,91	291
240	13,6	18,71	269
360	13,6	9,81	212
480	13,6	5,11	147
720	13,6	0,01	0
1080	13,6	-3,79	
1440	13,6	-5,69	
2880	13,6	-8,99	
4320	13,6	-10,09	



Größtwert bei **D** = **90** **min**

Vs,u =	**305**	**m^3/ha**

6.8 Bestimmung des erforderlichen Rückhaltevolumens

V = Vs,u * A_u

V = **1.283** **m^3**

rd. V =	**1.300**	**m^3**

6.9 Bestimmung der erforderlichen Entleerungszeit

T (h) = V / (Qab/1000) / 3.600

T (h) = 1283 / (29 / 1000) / 3.600

T (h) = **12,5** **entspricht:** **0,52 Tage**

7. Bemessung Geschiebeschacht EA 3.2

Vorreinigung mittels Geschiebeschacht mit Dauerstau und Tauchwand
Leichtflüssigkeitsrückhalt durch feststehende Tauchwand.

Absetzbecken ohne RRB, Entwässerungsgebiet 3.2, Station 153+475 bis 155+920

Vorgaben

Rückhalt von Grobkorn (Mittelsand)		s	≥	0,2	mm
Sedimentationsgeschwindigkeit für gewählten Korndurchmesser		$W_{S\,(0,2)}$	=	0,025	m/s
Oberflächenbeschickung		q_A	≤	25	m³/(m².h)
Höhe Schlammsammelraum		$h_{Schl.}$	≥	0,30	m
Abstand UK Tauchwand - OK Sammelraum		$h_{fließ}$	≥	0,5	m
Rückhaltevolumen Leichtflüssigkeiten		V_{Leicht}	≥	5	m³
Eintauchtiefe Tauchwand		t_{TW}	≥	0,4	m
Höhe Lamelle Leichtflüssigkeiten		h_s	=	0,3	m
Dauerstauhöhe (Schlammsammlraum + Abstand TW + Eintauch TW)		h_D	≥	1,1	m
Sedimentanfall (pro ha A_{red})		S_{Anfall}	=	0,5	m³/(ha.a)

Gewählte Abmessungen L / B = 3 / 1

Durchflussbreite		B	=	2,35	m
Länge vor der Tauchwand	L ca. 3 x B	L	=	7,10	m
Fläche vor der Tauchwand	A = L * B	A	=	16,69	m²
Abstand nach der Tauchwand		L	=	2,00	m
Länge gesamt (ohne Berücksichtigung Tauchwand)		$L_{ges.}$	=	9,10	m
Fläche gesamt		$A_{ges.}$	=	21,39	m²
Angeschlossene reduzierte Fläche A_{red}		A_{red}	=	3,277	ha
Bemessung Regenspende		r_{krit}	=	15	l/(s.ha)
Bemessungszufluss	$Q_{krit} = A_{red} \times r_{krit}$	Q_{krit}	=	49,16	l/s

Nachweis

Erforderliche Oberfläche Q_{krit}	$A = Q_{krit} \times 3,6 / q_A$	A_{min}	=	7,08	m²
Gewählte Oberfläche (vor der Tauchwand)		**$A_{vor\,TW}$**	**=**	**16,69**	**m²**
Oberflächenbeschickung (vor der Tauchwand)		q_A	=	11	m³/(m².h)
Gewählte Oberfläche (gesamt)		**$A_{ges.}$**	**=**	**21,39**	**m²**
Oberflächenbeschickung (Gesamtfläche)		q_A	=	8	m³/(m².h)
Abflussquerschnitt unter der Tauchwand	$A = B \times h_{fließ}$	A	=	1,18	m²
Fließgeschwindigkeit unterhalb der Tauchwand	$v = Q_{krit} / A$	**v**	**=**	**0,042**	**m/s**
Rückhaltevolumen Leichtflüssigkeiten	$V_{Leicht} = L \times B \times h_s > 5$ m³	**V_{Leicht}**	**=**	**5,01**	**m³**
Dauerstauhöhe		h_b	=	1,10	m
Stauvolumen gesamt Dauerstau	$V_{ges.} = L_{ges.} \times B \times h_D$	$V_{ges.}$	=	24	m³
Schlammsammelraum gesamt	$V_{Schl.} = L_{ges.} \times B \times h_{Schl.}$	$V_{Schl.}$	=	6,42	m³
Entleerungsintervall nach 80 % Füllung	$T_E = V_{Schl.\,x\,80\%} / (A_{red} \times S_{Anfall})$	T_E	=	3,13	a (> 2,5 a)
Theoretische Sinkstrecke	$a_{S,theo} = W_S \times L / q_{A\,/\,3600}$	$a_{S,theo}$	=	77,2	m
Vorhandene Sinkstrecke	$a_{S,vorh} = h_b < a_{S,theo}$	$a_{S,vorh}$	=	1,10	m

8. Bemessung Speicherbecken mit Hebeanlage EA 3.2

8.1 Bemessungszufluss

Angeschlossene Fläche	Ared	=	3,28	ha	gem RKB
Bessungsregenspende	rkrit	=	15	l/(s.ha)	gem. DWA M 178
Bemessungszufluss	$Q_{r,krit}$	=	49	l/s	
Bemessungszufluss gewählt	$Q_{r,krit\ gewählt}$	=	50	l/s	

8.2 Bemessung der Überfallschwelle

Der Zulauf von $Q_{r,krit}$ zum Zwischenspeicher wird über eine Überfallschwelle geregelt.
Das restliche Regenwasser $Q_{ü}$ wird über einen Regenkanal DN 800 zum Corinthstollen abgeleitet.
Nach der Poleni-Formel gilt:

$$Q_{ü} = c \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot L_{ü} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_{ü}^{1,5}$$

Zufluss Zwischenspeicher	$Q_{r,krit}$ ($Q_{ü}$)	=	50	l/s	
Koeffizient zur Wehrform	μ	=	0,50	-	(scharfkantiges, waagerechtes Wehr)
Koeffizient zur Überfallart	c	=	1,00	-	(vollkommender Überfall)
Länge der Schwelle	$L_{ü}$	=	1,00	m	
Höhe Werkante Überlaufschwelle	w	=	11,30	mNN	Ablaufhöhe in den Zwischenspeicher

Aus der Poleni-Formel ergibt sich für einen Zufluss von $Q_{r,krit}$:

eine Überfallhöhe von hü =	0,10	m	
Wasserspiegel im Absetzbecken	11,40	mNN	
Ablaufhöhe aus dem Absetzbecken	11,40	mNN	Ablaufhöhe zum Corinthstollen

8.3 Wahl der Pumpenleistung

Gewählte Förderleistung	$Q_p = Q_{RBF}$	=	50	l/s	

Förderung über Doppelpumpwerk, Tauchpumpen

8.4 Bemessung Volumen Zwischenspeicher

Fließzeit	T	ca.	300	s	(s. Anlage 3)
		ca.	5	min	(s. Anlage 3)
erf. V bei $Q_{r,krit}$ und Fließzeit T	V = Q * T	=	15	m³	(ohne Abfluss Q_p)
	$V = (Q_{r,krit} - Q_p) * T$	=	0	m³	(mit Abfluss Q_p)
Gewähltes Stauvolumen	$V_{Speicher}$	=	16	m³	(zur Aufnahme Qkrit währen der ges. Fließzeit)
Beckenbreite	B	=	2	m	
Beckenlänge	L	=	4	m	
Einstautiefe	t	=	2	m	
Volumen	V	=	16	m³	

8.5 Entleerungszeit im Bemessungsfall

Entleerungszeit (V/Q)	$T = V / Q_p$	=	320	s
		=	5	min
		=	0,1	h

9. Bemessung Retentionsbodenfilter EA 3.2

(gem. DWA A 117 (4/06, Korrektur 9/09) Einfaches Verfahren für $A_{E,k} \leq 200$ ha oder $t_f \leq 15$ min.)

RRB Entwässerungsgebiet 3.1, Station 152+400 bis 153+475

9.1 Bemessungsgrundlagen für Retentionsbodenfilter

Fahrbahnfläche gemäß Ziff. 2.2	**A_{Fb}**	**=**	**2,70**	**ha**
Einschnittsfläche gemäß Ziff. 2.2	**A_{Einsch}**	**=**	**1,52**	**ha**
Drosselabflussspende:	$q_{dr,k\ max}$	=	**0,05**	**l/(s.m²)**
Erforderliche Filterfläche	**A_F**	**=**	**100**	**m²/ha (A_u)**

9.2 Ermittlung der für die Berechnung maßgebenden undurchlässigen Fläche

(Mittlere Jahresabflussbeiwerte werden berücksichtigt)

A_u	=	A_{Fb}	x	Ψ	+	A_{einsch}	x	Ψ
A_u	=	2,70	x	0,70	+	1,52		0,10
A_u	**=**	**1,89**	**ha**		**+**	**0,15**	**ha**	
A_u	**=**	**2,04**	**ha**					

9.3 Ermittlung der Filterfläche

A_F ges.	=	A_F	x	A_u
A_F ges.	=	2,0	x	100,00
A_F ges.	=	**204**	**m²**	

9.4 Bemessung Drossel, Drosselabfluss

Q_{dr}	=	$q_{dr,k\ max}$	x	$A_{F\ ges.}$
Q_{dr}	=	0,05	x	204,11
Q_{dr}	**=**	**10,21**	**l/s**	

$q_{dr,r,u}$	=	Q_{dr}	/	A_u	
$q_{dr,r,u}$	=	(10,21	/	2,70	)
$q_{dr,r,u}$	**=**	**3,78**	**l/s.ha**		

9.5 Ermittlung des Volumens RBF

L_F	=	17	m
B_F	=	12	m
A_F	=	204	m²
h_{RR}	=	0,5	m²
n	=	2,0	-
V_F	=	**118**	**m³**

9.6 Entleerungszeit

T (h) = V / (Qab/1000) / 3.600

T (h) = 3,2 h 0,13 Tage

10. Nachweis der Leistungsfähigkeit der Entwässerungsrinnen

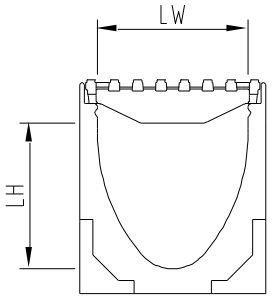
Hydraulische Leistungsberechnung für ACO DRAIN® Entwässerungsrinnen

Ein Service der ACO Tiefbau Anwendungstechnik

Objekt	: BAB A7, Hamburg / 3.BA
Objekt-Nr.	: 2010 004 629
Datum	: 24.03.2010

Ausgangsdaten

Position		: 1
Rinnensystem		: ACO DRAIN RD 200 V
Typ		: 0.0
Gefälleart		: Wasserspiegelgefälle
Ablauf		: EK-DN/OD200
hydraulische Stranglänge	[m]	: 50.00
Einzugsfläche	[m²]	: 1042.5
Bemessungsregen	[l/[s*ha]]	: 170
Abflußbeiwert		: 0.95
Viskosität	[cm²/s]	: 0.01
Rauhigkeitsbeiwert [Manning-Strickler]		: 95



KOSTRA-DWD

Dauer (D)	[min]	: 15
Häufigkeit (T)	[a]	: 5

		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
LW	[mm]	200									
LH Anfang	[mm]	200									
LH Ende	[mm]	200									
Länge	[m]	50.00									
Geländegefälle	[%]	0.50									

Ergebnisdaten

Abflussmenge	[l/s]	: 16.84	
Fließgeschwindigkeit	[m/s]	: 1.46	
min. Freibord	[mm]	: 65.92, X = 43.60 m	(zwischen max. Wasserstand und UK-Abdeckrost)
hydr. Auslastung der Rinne	[%]	: 55.95	

Bemerkungen

ACO Tiefbau Vertrieb GmbH
Postfach 320
24755 Rendsburg

Am Ahlmannkai
24782 Büdelsdorf

http://www.aco-tiefbau.de
Tel. 04331-354 500
Fax 04331-354 358

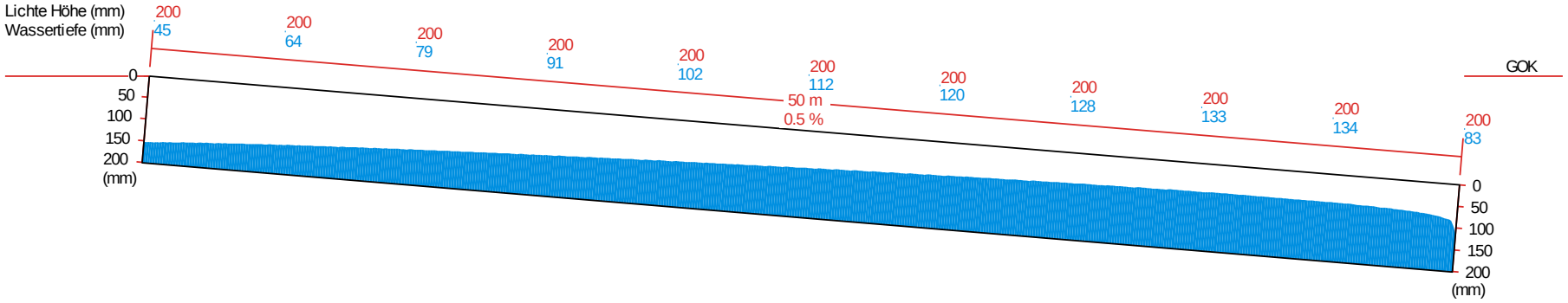
Copyright © ACO Tiefbau Vertrieb GmbH

Hydraulische Leistungsberechnung für ACO DRAIN® Entwässerungsrinnen

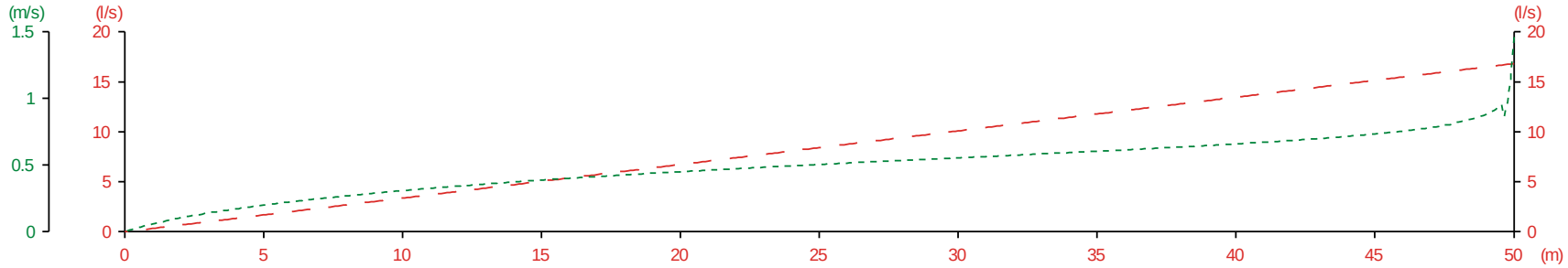
(Basierend auf der Differentialgleichung für stationär ungleichförmige Strömungen und deren Anpassung an Rinnen)

Objekt: BAB A7, Hamburg / 3.BA
Planungsbüro: IPW Ingenieurplanung
Position: 1

Spiegellinienverlauf der Flüssigkeit



Fließgeschwindigkeit und Abflussmenge



Ausgangsdaten

Rinnensystem	: ACO DRAIN RD 200 V
Typ	: 0.0
Gefälleart	: Wasserspiegelgefälle
Ablauf	: EK-DN/OD200

Ergebnis

Abflussmenge (l/s)	: 16.84
geringster Freibord (mm)	: 65.92, X = 43.60 m
Auslastung der Rinne (%)	: 55.95

Fließgeschwindigkeit (m/s)
Abflussmenge (l/s)

Maßstab der Höhe 1:
Maßstab der Längen 1:

ACHTUNG: Die in dem Diagramm angegebenen Daten und Ergebnisse setzen eine funktionsfähige Kanalisation voraus!

Diese Zeichnung darf weder kopiert noch an Dritte, insbesondere zum Zweck anderweitiger Nutzung, mitgeteilt werden und bleibt, wie auch das Urheberrecht, das Eigentum von ACO.

Bearbeiter: Dipl.- Bauing. O. Rojahn Datum: 24.03.2010

ACO Tiefbau Vertrieb GmbH
Postfach 320
24755 Rendsburg
Am Ahlmannkai
24782 Büdelsdorf
Tel. 04331-354 500
Fax 04331-354 358

Copyright © ACO Tiefbau Vertrieb GmbH

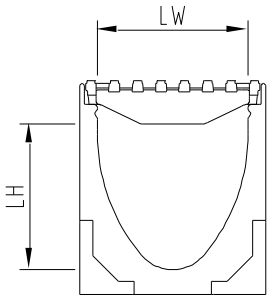
Hydraulische Leistungsberechnung für ACO DRAIN® Entwässerungsrinnen

Ein Service der ACO Tiefbau Anwendungstechnik

Objekt	: BAB A7, Hamburg / 3.BA
Objekt-Nr.	: 2010 004 629
Datum	: 24.03.2010

Ausgangsdaten

Position		: 2
Rinnensystem		: ACO DRAIN RD 200 V
Typ		: 0.0
Gefälleart		: Wasserspiegelgefälle
Ablauf		: EK-DN/OD200
hydraulische Stranglänge	[m]	: 50.00
Einzugsfläche	[m²]	: 1230
Bemessungsregen	[l/[s*ha]]	: 170
Abflußbeiwert		: 0.95
Viskosität	[cm²/s]	: 0.01
Rauhigkeitsbeiwert [Manning-Strickler]		: 95



KOSTRA-DWD

Dauer (D)	[min]	: 15
Häufigkeit (T)	[a]	: 5

		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
LW	[mm]	200									
LH Anfang	[mm]	200									
LH Ende	[mm]	200									
Länge	[m]	50.00									
Geländegefälle	[%]	0.43									

Ergebnisdaten

Abflussmenge	[l/s]	: 19.86	
Fließgeschwindigkeit	[m/s]	: 1.53	
min. Freibord	[mm]	: 45.02, X = 41.10 m	(zwischen max. Wasserstand und UK-Abdeckrost)
hydr. Auslastung der Rinne	[%]	: 69.24	

Bemerkungen

ACO Tiefbau Vertrieb GmbH
Postfach 320
24755 Rendsburg

Am Ahlmannkai
24782 Büdelsdorf

http://www.aco-tiefbau.de
Tel. 04331-354 500
Fax 04331-354 358

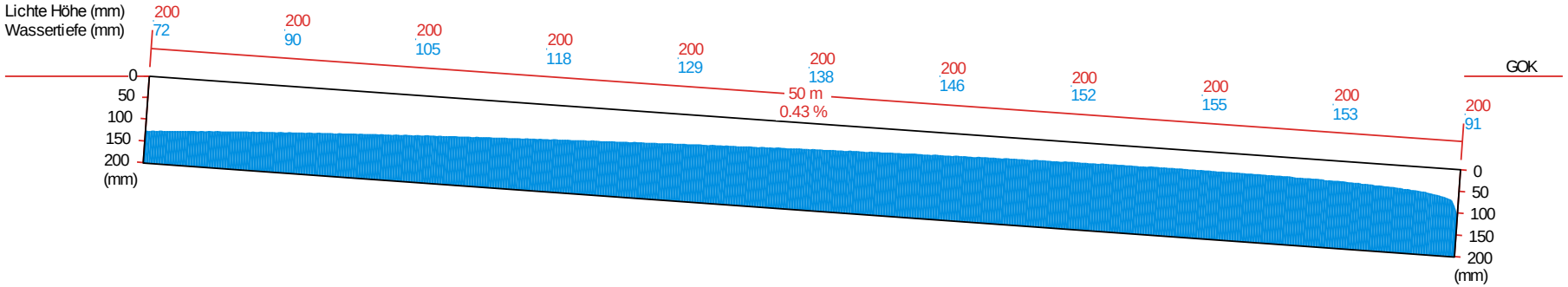
Copyright © ACO Tiefbau Vertrieb GmbH

Hydraulische Leistungsberechnung für ACO DRAIN® Entwässerungsrinnen

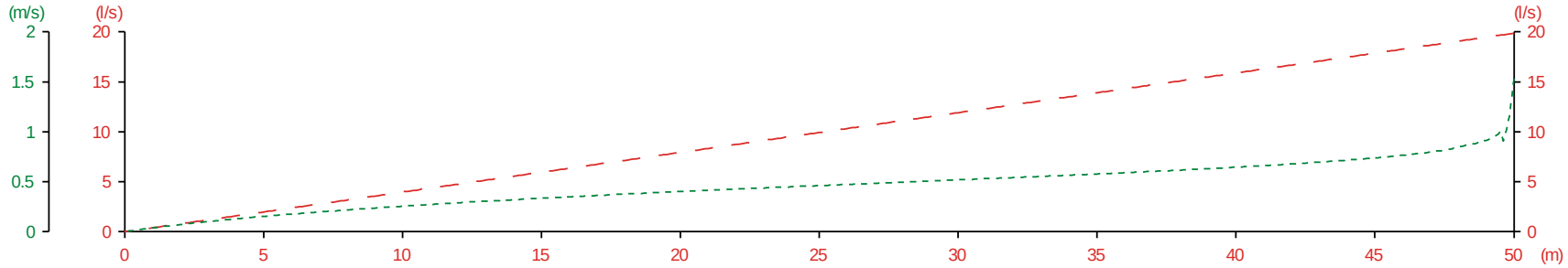
(Basierend auf der Differentialgleichung für stationär ungleichförmige Strömungen und deren Anpassung an Rinnen)

Objekt: BAB A7, Hamburg / 3.BA
Planungsbüro: IPW Ingenieurplanung
Position: 2

Spiegellinienverlauf der Flüssigkeit



Fließgeschwindigkeit und Abflussmenge



Ausgangsdaten

Rinnensystem	: ACO DRAIN RD 200 V
Typ	: 0.0
Gefälleart	: Wasserspiegelgefälle
Ablauf	: EK-DN/OD200

Ergebnis

Abflussmenge (l/s)	: 19.86
geringster Freibord (mm)	: 45.02, X = 41.10 m
Auslastung der Rinne (%)	: 69.24

Fließgeschwindigkeit (m/s)
Abflussmenge (l/s)

Maßstab der Höhe 1:
Maßstab der Längen 1:

ACHTUNG: Die in dem Diagramm angegebenen Daten und Ergebnisse setzen eine funktionsfähige Kanalisation voraus!

Diese Zeichnung darf weder kopiert noch an Dritte, insbesondere zum Zweck anderweitiger Nutzung, mitgeteilt werden und bleibt, wie auch das Urheberrecht, das Eigentum von ACO.

Bearbeiter: Dipl.- Bauing. O. Rojahn Datum: 24.03.2010

ACO Tiefbau Vertrieb GmbH
Postfach 320
24755 Rendsburg
Am Ahlmannkai
24782 Büdelsdorf
Tel. 04331-354 500
Fax 04331-354 358

Copyright © ACO Tiefbau Vertrieb GmbH