

Regierungsbezirk: Köln
Kreis: Rhein-Sieg Kreis
Stadt/Gemeinde: Stadt Sankt Augustin,
Stadt Bonn
Gemarkungen: Beuel, Hangelar, Meindorf,
Menden, Niedermenden



FESTSTELLUNGSENTWURF **2. Deckblatt**

A 59
8-streifiger Ausbau
AD Sankt Augustin-West bis AD Bonn-Nordost
Bau-km: 23+440 bis 26+650

Wassertechnische Untersuchungen
Erläuterungen einschließlich Berechnungen

Bestehend aus 38 Blatt
(einschließlich dieser Titelseite)

Aufgestellt: 27.04.2022
Niederlassung Rheinland
Außenstelle Köln

gez. Kolks

Satzungsgemäß ausgelegt

in der Zeit vom: _____

bis einschließlich: _____

in der Stadt/Gemeinde: _____

Zeit und Ort der Auslegung des Planes sind rechtzeitig
vor Beginn der Auslegung ortsüblich bekannt gemacht
worden.

Stadt/Gemeinde: _____

(Dienstsiegel)

(Unterschrift)

18 Ergebnisse der wassertechnischen Untersuchung

18.1D2 Erläuterungen einschließlich Berechnungen (ersetzt Unt. 18.1D)

Seite: 1

Inhalt

00	Vorbemerkungen zum 2. Deckblatt.....	2
0	Vorbemerkungen zum 1. Deckblatt	3
1	Allgemeines	3
2	Bautechnische Maßnahmen in Wassergewinnungsgebieten	5
3	Bemessungsgrundlagen.....	9
4	Beschreibung der Entwässerungsabschnitte	9
i.	Abschnitt / vorhandenes Becken 0 / Einleitstelle E0.....	9
ii.	Abschnitt / geplantes Becken I / Einleitstelle E 1	10
iii.	Abschnitt / Einleitstelle E 3.....	13
5	Beschreibung der Einleitstellen	15
a.	Einleitstelle E 0 – Oberflächenentwässerung der A 9 und vorhandene Beckenanlage 0 in eine vorhandene Einleitstelle...15	
b.	Einleitstelle E 1 – Oberflächenentwässerung der A59 und geplante Beckenanlage I	15
c.	Einleitstelle E 2 – Oberflächenentwässerung eines Wirtschaftsweges in zwei geplante Mulden.....	16
d.	Einleitstelle E 3 – Oberflächenentwässerung der A59 sowie vorhandene Einleitung über einen Transportkanal und eine Beckenanlage in die Sieg	18
e.	Sonstiges; Wegfall einer Einleitstelle in die Sieg	18
6	Wasserrechtliche Regelung / Becken I	19
	Anlagen.....	20

	Anlage	Blatt/Seite
1	Hydraulische Berechnung Becken I	1 bis 11
2	Hydraulische Berechnung Becken II	1 bis 10
3	<i>Hydraulische Berechnung Mulden</i>	1 bis 2
4	KOSTRA Atlas DWD 2000, Modelregen a = 5 Modelregen a = 10 Niederschlagshöhen und –spenden	1 bis 3
5	Auszüge aus dem Regelungsverzeichnis (geänderter Bezug in Spalte 2 auf Lageplan 1D2 und 2D2 (Unt. 5D2))	1 bis 1
	Insgesamt	17

00 Vorbemerkungen zum 2. Deckblatt

Im laufenden Planfeststellungsverfahren für den 8-streifigen Ausbau der A 59 zwischen den beiden Autobahndreiecken Sankt Augustin-West (A 560) und Bonn-Nordost (A 565) sind im Rahmen des Anhörungsverfahrens für die 1. Deckblatt-Unterlagen Stellungnahmen von Trägern öffentlicher Belange bzw. Einwendungen von Privaten erhoben worden, die Planungsänderungen erforderlich machen (2. Deckblatt, Abkürzung: 2. DBL). Mittlerweile sind auch die Ergebnisse der großräumigen Verkehrsuntersuchung mit Prognosejahr 2030 im Rahmen der Planung für eine neue Rheinbrücke im Zuge der A 553 (sog. Rheinspange) bekannt geworden, welche eine Aktualisierung und Anpassung der Planung ebenfalls erforderlich machen.

Die, verschiedene Bereiche betreffenden, Änderungen der Verkehrsanlage wurden in den Vorbemerkungen zum Erläuterungsbericht (Unt. 1D2) näher beschrieben

Die im Rahmen des 2. Deckblattes geänderten Planfeststellungsunterlagen werden mit einem Index D2 versehen. Bei den wassertechnischen Unterlagen werden alle Unterlagen (bis auf die Unterlage 18.2 Blatt 1) durch die 2. Deckblatt-Unterlagen ersetzt.

Die im Rahmen des 1. Deckblattes vorgenommenen Änderungen und Ergänzungen wurden ursprünglich in blauer Kursivschrift eingetragen; sie erscheinen im 2. Deckblatt nur noch in schwarzer Kursivschrift.

Änderungen und Ergänzungen in den 2. Deckblatt-Unterlagen sind in aktuellen Texten in blauer Kursivschrift eingetragen. Der ggf. entfallende Text aus der 1. Deckblatt-Unterlage wird mit neuen Angaben korrigiert/ersetzt.

Im Zuge der Überarbeitung der Unterlagen wurde auch der Anschluss des auf der Westseite der A 59 (Ortsteil Sankt Augustin-Meindorf) gelegenen Wirtschaftsweges bei Bau-km 24+000 geändert. Der Anschluss erfolgt nunmehr ähnlich dem derzeit vorhandenen Anschluss. Aus diesem Grund entstehen zwei neue Mulden, welche in diese Unterlagen aufgenommen wurden.

Bisher war geplant, die Vorflutleitung DN 700 zur Sieg still zu legen, aber aus Gründen des Schutzes von Natur und Landschaft nicht zurückzubauen.

Aufgrund der Forderung der Siegfischereigenossenschaft und nach Rücksprache mit den zuständigen Behörden wird die Vorflutleitung DN 700 zur Sieg, wie auch die Ölabscheider und die Einleitstelle 5208 5010 in die Sieg, nun zurückgebaut.

0 Vorbemerkungen zum 1. Deckblatt

Im laufenden Planfeststellungsverfahren für den 8-streifigen Ausbau der A 59 zwischen den beiden Autobahndreiecken Sankt Augustin-West (A 560) und Bonn-Nordost (A 565) sind Stellungnahmen von Trägern öffentlicher Belange bzw. Einwendungen von Privaten erhoben worden, die Planungsänderungen erforderlich machen (1. Deckblatt, Abkürzung: DBL).

Diese Einwendungen betreffen verschiedene Bereiche der vorgelegten Planung für die A 59 und erfordern Änderungen der Verkehrsanlage, die in den Vorbemerkungen zum Erläuterungsbericht (Unt. 1D) näher beschrieben wurden.

Die im Rahmen des 1. Deckblattes geänderten Planfeststellungsunterlagen werden mit einem Index D versehen. Bei den wassertechnischen Unterlagen werden alle Unterlagen (bis auf die Unterlage 18.2 Blatt 1) durch die 1. Deckblatt-Unterlagen ersetzt. Die Unterlage 18.2 Blatt 2 entfällt ersatzlos, da die Beckenanlage II nicht mehr realisiert werden soll.

Änderungen und Ergänzungen sind in den Texten in blauer Kursivschrift eingetragen. Der ggf. entfallende Text aus der ursprünglichen Planfeststellungsunterlage wird mit neuen Angaben korrigiert/ersetzt.

Durch die zwischenzeitlich erfolgte Sanierung der Entwässerung der A 59 im Bereich des Autobahndreieckes Bonn-Nordost (km 25+336 – 27+000) und der A565 vom Autobahndreieck Bonn-Nordost bis zur Friederich-Eber-Brücke, westliche Uferseite des Rheins (km 0+000 – 3+150) und dem damit zusammenhängen Neubau einer Beckenanlage in der AS Bonn-Beuel wurde dieses ursprünglich geplante Becken bei Bau-km 26+300 entbehrlich.

Durch das Entfallen der Beckenanlage II wurde das Kanalnetz im betroffenen Entwässerungsbereich an die geänderte Abflusssituation hydraulisch und geometrisch angepasst. Ferner erfolgte in der WSZ II eine Anpassung des Rohleitungsmaterials auf die Forderung des Wahnbachtalsperrenverbandes hin.

Ebenso wurde die Kanalplanung dieses Entwässerungsabschnittes an die bereits erneuerte Transportleitung, die zur Beckenanlage im Bereich der AS Bonn-Beuel führt, angepasst. Im Bereich des AD Bonn-Nordost wurden ferner die geplanten Leitungen angepasst, sodass ein Konflikt mit der in gleicher Tiefe vorhandenen Gasleitung beseitigt wurde. Siehe auch Unterlage 5D, Blatt 3D und 4D; Unterlage 6, Blatt L3D, L4D, R3D, R4D und 11D.

Die Beckenanlage in der AS Bonn-Beuel an der A565 berücksichtigt bereits die zusätzlichen Ausbauflächen der hier vorliegenden Planung. Daher sind keine Anpassungen an dieser Beckenanlage erforderlich.

1 Allgemeines

Die vorhandene Entwässerung im Ausbaubereich der A 59 kann in vier Abschnitte eingeteilt werden.

1. Die A 59 Fahrtrichtung Bonn nördlich der Zufahrt zum vorhandenen Leichtflüssigkeitsabscheider im AD Sankt Augustin-West einschließlich der Rampen des Autobahndreiecks von und zur Fahrtrichtung Bonn, ferner die gesamte Siegbrücke. Vorflut ist die Beckenanlage im AD Sankt Augustin-West mit Leichtflüssigkeitsabscheider, Retentionsbodenfilter- und Versickerungsbecken.
2. Die A 59 nördlich des Wirtschaftsweges bei km 23+980 einschließlich der Rampe A 59 → A 560 FR Hennef des Autobahndreiecks Sankt Augustin-West und Teilflächen der A 560. Nicht enthalten sind die unter Punkt 1 erfassten Flächen. Die Vorflut ist derzeit ein Ölabscheider

nördlich des Wirtschaftsweges und westlich der A 59. Von dem Ölabscheider führt eine Transportleitung zur Sieg. Der Ölabscheider entspricht nicht den derzeitigen Regeln der Technik.

3. Die A 59 zwischen dem Wirtschaftsweg bei km 23+980 und dem Hochpunkt bei ca. km 25+360. Die Vorflut ist ein Ölabscheider südlich des Wirtschaftsweges und westlich der A 59, von welchem ebenfalls eine Transportleitung zur Sieg führt. Der Ölabscheider entspricht nicht den derzeitigen Regeln der Technik.
4. Die A 59 südlich des Hochpunktes bei ca. km 25+360 bis in das AD Bonn Nordost hinein einschließlich Flächen der Verbindungsrampen des Autobahndreieckes. Die Vorflut ist eine Transportleitung zur Pumpstation bei der Anschlussstelle Bonn-Beuel an der A 565.

Außerdem befinden sich zwischen der Bundesautobahn und den Bahngleisen noch Sickerbrunnen mit den dazugehörigen Teilfilterrohr Leitungen. Diese Entwässerungsanlage stammt noch aus der Bauphase der A 59 und wurde damals zur Planumsentwässerung angelegt.

Die geplante Entwässerung im Ausbaubereich der A 59 kann in drei Abschnitte eingeteilt werden.

1. Die A 59 nördlich des Wirtschaftsweges (km 23+980) einschließlich der Rampen des Autobahndreieckes Sankt Augustin-West, Teilflächen der A 560 und die Siegbrücke im Zuge der A 59. Vorflut ist die vorhandene Beckenanlage (Becken 0) westlich der A 59 im AD Sankt Augustin-West mit Leichtflüssigkeitsabscheider, Rückhalteraum, Retentionsbodenfilter- und Versickerungsbecken.
2. Die A 59 zwischen dem Wirtschaftsweg bei km 23+980 und den Hochpunkten bei ca. km 25+335 (FR Köln) bzw. ca. km 25+366 (FR Bonn). Vorflut wird eine neue Beckenanlage (Becken I) östlich der A 59 von ca. km 23+900 bis km 24+090.
3. Die A 59 südlich der Hochpunkte (km 25+335 FR Köln und km 25+366 FR Bonn) bis in das AD Bonn-Nordost hinein, einschließlich Flächen der Verbindungsrampen des Autobahndreieckes Bonn-Nordost. Vorflut bleibt die Sieg, wobei das Wasser zuerst über eine *2017 erneuerte Transportleitung zur neuen Beckenanlage* bei der AS Bonn-Beuel (A565) geleitet wird. Die Entwässerung des Ausbaubereiches südlich des Bauwerkes BW 5208 635 (Unterführung der Rampe A 59 / Rampe Richtung A 565) wird an die vorhandenen Leitungen angeschlossen und muss auf Grund der nur unwesentlich geänderten Wassermengen nicht neu dimensioniert werden.

Die vorhandenen Ölabscheider im Bereich des Bauwerkes 5208 630 (Wirtschaftsweg-Unterführung / Zufahrt ZABA) und westlich der A 59 werden durch Neuordnung des Netzes und die beiden Beckenanlagen 0 und I nicht mehr benötigt. Die Ölabscheider werden außer Betrieb genommen, abgebrochen und entfallen somit künftig als Vorflut. *Die Vorflutleitung DN 700 zur Sieg sowie die Einleitstelle 5208 5010 in die Sieg entfallen und werden zurückgebaut.*

Die vorhandenen Sickerbrunnen zwischen der BAB und den Bahngleisen aus der Bauphase der A 59 werden verschlossen bzw. ausgebaut. Eine Versickerung von Oberflächenwasser soll hier nicht mehr stattfinden.

Die ursprünglich in älteren Planungen vorgesehene Beckenanlage im westlichen Teil des AD Sankt Augustin-West wurde in der Zwischenzeit bereits realisiert, da die Freifallentwässerung der nördlich gelegenen Siegbrücke nicht weiter hinzunehmen war. Die Beckenanlage ist geeignet, alle zukünftig anfallenden Wassermengen aus versiegelten Mehrflächen im Bereich des AD Sankt Augustin-West aufzunehmen, was auch für die hier vorliegende Planung gilt. Durch das Retentionsbodenfilterbecken mit anschließender Versickerung wird eine ausreichende Reinigungsleistung erzielt.

Der gesamte Ausbaubereich der A 59 liegt im Wassergewinnungsgebiet Meindorf. Die einzelnen Gebietsabgrenzungen sowie Genehmigungen und Verbote ergeben sich aus der Schutzgebietsverordnung vom 07.06.1985, veröffentlicht im Amtsblatt für den RB Köln Nr. 25 vom 24.06.1985, geändert mit Änderungsverordnung vom 4. Februar 1999 (Sonderbeilage zum Amtsblatt Nr. 9 für den Regierungsbezirk Köln vom 1. März 1999). Betroffen sind die Schutzzonen II, III A und III B.

Dies bedeutet im Einzelnen, dass das Niederschlagswasser gefasst, abgeleitet und behandelt werden muss, bevor es der Vorflut zugeführt werden kann.

Fahrbahnflächen entwässern nicht über die Böschungsschultern. Je nach Querneigungsrichtung der Fahrbahn werden Flachborde bzw. Betonschutzwände zum Fassen des Oberflächenwassers angeordnet. Das Niederschlagswasser wird durch Straßenabläufe seitliche Kastenrinnen aufgefangen, in Rohrleitungen gesammelt und den Beckenanlagen zugeführt.

Die Ausgestaltung der Fahrbahnrandbereiche und des Mittelstreifens ergibt sich gemäß RiStWag (siehe Kapitel 2 dieser Unterlage)

Aus dem Bau der A 59 sind die Baugrundverhältnisse bekannt. Unter schluffigen Deckschichten von 0,5 m bis 2,0 m Dicke stehen mächtige Sand- und Kiesschichten an. Neben einem eventuell erforderlichen Bodenaustausch sind keine weitergehenden besonderen Maßnahmen notwendig. Die Sand- und Kiesschichten können als sehr gut tragfähig angenommen werden.

Im Bereich der geplanten Beckenanlage I wurde im Mai 2005 eine Bodenuntersuchung zur Versickerung durchgeführt. Als Ergebnis lässt sich festhalten, dass die vorhandenen Oberboden und Auenlehmschichten im Bereich der Versickerungsfläche zu entfernen sind, da keine ausreichende Durchlässigkeit dieser beiden Schichten vorliegt.

Die darunterliegenden Sande und Kiese haben einen mittleren k_f -Wert von $1,1 \times 10^{-3}$ m/s und sind ausreichend durchlässig. Ferner ist der Baugrund ausreichend tragfähig, um das Betonbecken mit einer normalen Flächengründung auszuführen (zulässige Bodenpressung ≥ 200 KN/m²).

Zurzeit wird ein neues Bodengutachten für den gesamten Streckenabschnitt erstellt. Im Rahmen der Ausführungsplanung werden die dann aktuelleren Ergebnisse berücksichtigt.

2 Bautechnische Maßnahmen in Wassergewinnungsgebieten

Der gesamte Ausbaubereich der A 59 liegt im Wassergewinnungsgebiet Meindorf. Betroffen sind die Schutzzonen II, III A und III B. Die Bestimmungen der entsprechenden Schutzgebietsverordnung sowie der RiStWag (*Ausgabe 2016*) sind zu beachten

Somit wird das Niederschlagswasser nicht über die Böschungsschultern versickert, sondern gefasst, abgeleitet und in Beckenanlagen behandelt, bevor es der Vorflut zugeführt wird.

Die Ausgestaltung der Fahrbahnrandbereiche und des Mittelstreifens ergibt sich gemäß RiStWag (*Ausgabe 2016*).

Zur Festlegung der Entwässerungsmaßnahmen ist eine Überprüfung der Schutzwirkung der Grundwasserüberdeckung erforderlich. Diese wurde mit Hilfe von vorhandenen Bodenkennwerten und den Grundwassermessstellen entlang der A 59 gemäß Tabelle 2 RiStWag durchgeführt.

Als MHGW wurde das mittlere Winterhochwasser (Stand: 2005) angesetzt. Die über den gut durchlässigen Schichten teilweise vorhandenen Auenlehmschichten wurden als Schutzwirkung vernachlässigt, da deren Mächtigkeit zwischen 0,5 – 2,0 m örtlich sehr stark schwankt und sie für den damaligen Autobahnbau wahrscheinlich im Nahbereich meist entfernt worden sind.

18 Ergebnisse der wassertechnischen Untersuchung

18.1D2 Erläuterungen einschließlich Berechnungen (ersetzt Unt. 18.1D)

Seite: 6

Grundwasser- messstelle [Nummer]	MHW [m ü. NN]	Höhe FBR [m ü. NN]	Mächt- keit [m]	Durchlässig- keit k_f [m/s]	Schutz- wirkung [-]	WSG [-]
073741012	49,07	53,50	4,43	$1,0 \times 10^{-3}$	gering	III B
076780016	47,60	56,50	8,90	$1,0 \times 10^{-3}$	gering	III A
070189110	46,51	58,48	11,97	$1,0 \times 10^{-3}$	gering	III A
070416813	46,45	56,50	10,05	$1,0 \times 10^{-3}$	gering	II

Eine Überprüfung der MHW-Werte im Jahr 2013 ergab nur geringfügige Abweichungen der oben genannten Werte von bis zu 8 cm nach oben. Daher wurden die Unterlagen nicht aktualisiert.

Aus den Schutzwirkungen ergibt sich, dass im Bereich der Schutzzone III B Maßnahmen gemäß Stufe 2 und in der Zone III A Entwässerungsmaßnahmen entsprechend Stufe 3 erforderlich sind, da der DTV > 15.000 Kfz/24h ist. *Durch die bei diesem Projekt gewählten Randausbildungen wird immer die Stufe 3 erreicht.*

18 Ergebnisse der wassertechnischen Untersuchung

18.1D2 Erläuterungen einschließlich Berechnungen (ersetzt Unt. 18.1D)

Seite: 7

Als bauliche Entwässerungsmaßnahmen ergeben sich folgende Ausgestaltungen:

Gesamte Strecke:

Im Mittelstreifen wird aus Unterhaltungsgründen eine einseitige Betonschutzwand für jede Fahrtrichtung über die gesamte Ausbaulänge angeordnet. Somit wird der notwendige Schutz gemäß Bild 6 b RiStWag übertroffen, da die Ausbildung dem Bild 9 d RiStWag für Wasserschutzzonen II entspricht. Eine Abdichtung des Mittelstreifens ist daher entbehrlich.

Fahrtrichtung Bonn:

Stationen	WSZ	Erforderlich Ausgestaltung gemäß RiStWag [Nr. Bild]	geplante Ausgestaltung
23+440 – 23+980 und Rampe A 560 → A 59	III B	4 c	gemäß 4 c
23+980 – 24+287	III A	4 c	gemäß 4 c
24+287 – 24+954	III A	4 c	Betonschutzwand vor Lärmschutzwand
24+954 – 25+489	III A	5 b	Betonschutzwand vor Lärmschutzwand
25+489 – 26+370 und Rampe A 59 → A 565	II	8 b	Analog 9 d bzw. Kapitel 6.3.3 RiStWag
26+370 – 26+650	III A	4 a	gem. 4 a

Fahrtrichtung Köln:

Stationen	WSZ	Erforderlich Ausgestaltung gemäß RiStWag [Nr. Bild]	geplante Ausgestaltung
23+440 – 23+540	III B	4 a	gem. 4 a
23+540 – 23+620 und Rampe A 59 → A 560	III B	4 c	Betonschutzwand vor Lärmschutzwand
23+620 – 23+980	III B	4 a	Betonschutzwand vor Lärmschutzwand
23+980 – 24+455	III A	4 a	Betonschutzwand vor Lärmschutzwand
24+455 – 25+760	III A	4 a	Betonschutzwand vor Lärm- / Blendschutzwand
25+760 – 25+960	III A	4 a	gem. 4 a
25+960 – 26+070 und Rampe A 565 → A 59	III A	4 c	gem. 4 c
26+070 – 26+260	III A	4 a	gem. 4 a
26+260 – 26+520	III A	4 c	gem. 4 c

Im Bereich der Wasserschutzzonen sind die weiteren baulichen Maßnahmen sowie die allgemeinen Schutzmaßnahmen und die Baudurchführung gemäß RiStWag auszuführen (z.B. Rohrleitungen, Beckenanlagen etc.).

Das gesammelte Wasser wird über Anlagen zur Behandlung von Straßenoberflächenwasser gem. RiStWag entweder dem Grundwasser zugeführt (Bereich 1 und 2) oder über Transportleitungen dem Vorfluter „Sieg“ (Bereich 3). Die Ausgestaltung der Beckenanlage ist im Kapitel 4 dieser Unterlage bzw. im Kapitel 4.6 „Ingenieurbauwerke“ der Unterlage 1D2 nachzulesen.

3 Bemessungsgrundlagen

Die hydraulische Berechnung der Kanäle sowie der Beckenanlagen erfolgte auf Grundlage der KOSTRA-DWD-2000-Auswertung für den Ort Sankt Augustin (siehe hinzu Anlage 4). Zur Dimensionierung der Kanäle wurde entsprechend den Bedingungen der RAS-Ew 2005 das Zeitbeiwertverfahren verwendet.

Bei der Dimensionierung der geplanten Kanäle sowie der Beckenanlagen wurden nur Einzugsgebietsflächen angesetzt, die in einer ausreichenden kurzen Zeit dem Kanalnetz zugeführt werden. Flächen zwischen oder hinter Betonschutzwänden wurden nicht angesetzt, da diese nur über eine Versickerung zeitverzögert an das System abgegeben werden. Zu Sicherheit wurden aber die Grundflächen der Betonschutzwände mit in die Berechnung als versiegelte Flächen aufgenommen.

Die als Ergebnisse der hydraulischen Berechnung geplanten Entwässerungseinrichtungen können den Unterlagen 5D2 (Lagepläne) und 6 (Höhenpläne) sowie 18.2 (Detailpläne) entnommen werden.

4 Beschreibung der Entwässerungsabschnitte

i. Abschnitt / vorhandenes Becken 0 / Einleitstelle E0

Dieser Abschnitt der Entwässerung besteht neben den geplanten Haltungen zu großen Teilen aus bestehenden Haltungen (A 560, Siegbrücke, Rampen etc.). Da eine getrennte Betrachtung von einzelnen Teilsystemen nicht sinnvoll ist, wurde das gesamte System hydraulisch erfasst und nachgerechnet.

Bei der Dimensionierung der geplanten Kanäle wurden in der hier vorliegenden Planung bereits ausreichende fiktive Flächen für den 6 streifigen Ausbau der A 59 in Richtung AS Troisdorf angesetzt. Somit ist eine spätere hydraulische Überrechnung oder eine bauliche Anpassung nicht erforderlich.

Neben der Dimensionierungsberechnung wurde zur Abschätzung des Gefährdungspotentials noch eine instationäre Kanalnetzberechnung mit dem Programmsystem KANAL++ (Dyna oder Flut) durchgeführt. Ziel der Berechnung war die Prüfung, ob es durch Rückstauvorgänge aus der Beckenanlage zu Abflussbehinderungen und Fahrbahnüberflutungen kommen kann, die zu einer Verkehrsgefährdung (Aquaplaning) führen.

Zu diesem Zweck wurde durch das Programm ein Regenverlauf gem. Euler-Typ-II aus den KOSTRA-Daten für ein Ereignis $n = 0,2$ erzeugt und eine instationäre Simulation durchgeführt. Als Ergebnis lässt sich festhalten, dass es im Ausbaubereich für das gewählte Regenereignis zu keiner Überflutungsgefahr kommt.

Da aufgrund der Höhenverhältnisse (maximaler Wasserstand der Beckenanlage 0 beträgt 53,0 m ü. NN) ein Rückstau ins Kanalnetz nicht zu vermeiden ist, wurde eine Simulation unter Berücksichtigung der sich dann ergebenden Rückstauvorgänge durchgeführt.

Als Vorflut dient künftig für den gesamten 1. Abschnitt die vorhandene Beckenanlage 0 westlich der A 59 von ca. km 23+500 bis km 23+750. Die Anlage liegt in der Wasserschutzzone III B und besteht aus Absetzbecken, Leichtflüssigkeitsabscheider, Retentionsbodenfilterbecken und Sick-erbecken.

Der Standort der Beckenanlage liegt innerhalb des Autobahndreieckes Sankt Augustin-West. Die Beckenanlage musste wegen der nur begrenzt zur Verfügung stehenden Flächen aufgeteilt werden. Absetzbecken, Leichtflüssigkeitsabscheider und zusätzlicher Rückhalteraum befinden sich

südlich der Zufahrtsrampe von der A 59 zur A 560, Retentionsbodenfilter- und Sickerbecken nördlich. Die beiden Teilbereiche der Beckenanlage sind durch einen Durchlass (DN 1000) unter der Zufahrtsrampe miteinander verbunden. Die Beckenanlage wurde 2003 errichtet und in Betrieb genommen.

Die Beckenanlage ist bereits beim Bau darauf ausgelegt worden, die zusätzlichen Flächen der A 59 mit aufzunehmen.

ii. Abschnitt / geplantes Becken I / Einleitstelle E 1

Der Entwässerungsabschnitt 2 besteht vollständig aus geplanten Haltungen, da die bestehenden Haltungen nicht mehr weiter genutzt werden können.

Die Planung der Kanäle wurde dabei von folgenden Erschwernissen beeinflusst:

- Höhenlage der Beckenanlage I nicht variabel (siehe Erläuterungen zur Beckenanlage I, Unterlage 1D2, Kapitel 4.6.5)
- Abflusshindernis durch die Unterführung der L 16 bei Meindorf

Derzeit stellt die Unterführung der L 16 kein Abflusshindernis dar, die Streckenentwässerung der A 59 wurde im Mittelstreifen mittels zwei Leitungen unter den Kragarm des Überbaus angehängen. Dies ist bei der zukünftigen Planung aus folgenden Gründen nicht mehr möglich:

- Die angehängten Leitungen liegen zu hoch, um den westlichen Fahrbahnrand der A 59 mit aufnehmen zu können. Es käme zu einem häufigen Einstau der sehr flachen Anschlussleitungen bzw. zu einem Wasseraustritt an den Straßenabläufen, verbunden mit einer Fahrbahnüberflutung (an beiden Fahrbahnrändern Betonschutzwände)
- Die zukünftig regelgerechte Querneigung und die größere Fahrbahnbreite vergrößern den Höhenunterschied zwischen Mittelstreifen und Fahrbahnrand beträchtlich.
- Die Leitungen können wegen der Durchfahrts Höhe der L 16 nicht tiefer angehängen werden bzw. es droht ein Leitungsabriss. Die RI-Lei-Brü¹ schreibt daher auch eine Unterkante Rohr größer UK Überbau vor. Andererseits sind die Unterhaltungsabstände bei den notwendigerweise großen Leitungen zum Überbau nicht eingehalten, was die Bauwerksprüfung erschwert. Eine provisorische Abnahme der Leitung ist niemals möglich.
- Die Leitung kann aus gleichem Grund auch nicht an den äußeren Kragarm des westlichen Überbaus angehängen werden.
- Eine zusätzliche Leitungsbrücke neben der A 59 würde bei der erforderlichen Durchfahrts Höhe wieder zu hoch liegen, um die Fahrbahnentwässerung sicherzustellen bzw. die gesamte Unterführung müsste tiefer gelegt werden.

Planung des Dükers

An den Düker werden folgende Anforderungen gestellt:

- ausreichende Leistungsfähigkeit auch bei stärkeren Regenereignissen,
- annehmbare Abflussgeschwindigkeit / Schleppspannung zur Vermeidung von Ablagerungen,
- Begrenzung der Abflussgeschwindigkeit / Schleppspannung zur Vermeidung von Rohrabriss,

¹ Richtlinie für das Anbringen und Verlegen von Leitungen an Brücken (Ausgabe 1996)

- ausreichende Überflutungssicherheit der Unterführung der L 16,
- Tiefenlage unter der geplanten weißen Wanne der L 16,
- Lage oberhalb des MHGW (hier: Messstelle 076780016, 47,60 müNN),
- Verträglichkeit im Gesamtnetz der Entwässerung des Abschnittes 2.

Die Dükergestaltung sieht wie folgt aus:

- senkrechter Absturz im Schacht DÜ 3 von 54,75 müNN auf 48,85 müNN, Schacht mit Absperrschieber,
- 40 m Leitung DN 600 PE-HD mit Gefälle 2,5 ‰ Richtung Vorflut,
- Schacht DÜ 2 mit Pumpensumpf zur Dükerentleerung, Leitungssohlen 48,75 müNN,
- 40 m Leitung DN 600 PE-HD mit Steigung 12,0 ‰ bzw. 1 : 8,33,
- Schacht DÜ 1 als Übergabeschacht, Leitungssohlen 53,55 müNN, Schacht mit Absperrschieber.

Der Düker wurde mit diesen Vorgaben sowohl in die Zeitbeiwertberechnung als auch in die instationäre Berechnung übernommen und überprüft. Somit sind alle möglichen Einflüsse des Ober- und Unterwassers erfasst und es kann von einer korrekten Dükerberechnung ausgegangen werden. Besonders hier zeigt sich die instationäre Kanalnetzberechnung als sehr sinnvoll, da bei der instationären Berechnung auch die einzelnen Umlenkungsverluste, Druckverluste etc. berücksichtigt werden.

Es ergeben sich folgende Fließgeschwindigkeiten im Düker:

- Regenereignis Blockregen $n = 1$: 1,53 m/s (stationäre Berechnung)
- Regenereignis Euler-Typ-II $n = 0,1$: 2,35 m/s (instationäre Berechnung)

Somit liegen die Fließgeschwindigkeiten im für Düker gewünschten Bereich zwischen $v_{\min} \geq 1$ m/s und $v_{\max} \leq 4$ m/s. Ablagerungen oder Beschädigungen sind daher nicht zu befürchten.

Der Düker stellt sich beim gewählten Höhenunterschied von 1,17 m gemäß instationärer Berechnung auch bei einem 10-jährlichen Ereignis als ausreichend leistungsfähig dar. Zu beachten ist aber, dass die Schächte des Dükers außerhalb der Lärmschutzwände liegen müssen, sowie die NN-Höhen der Schächte DÜ 1 – DÜ 3 immer höher sein müssen, als die NN-Höhen der Straßenabläufe des westlichen FBR FR Bonn. Somit kann es an den Schächten zu keinem Wasseraustritt kommen. Die gewählten Höhen bieten einen ausreichenden Schutz.

Neben der Dimensionierungsberechnung mittels KANAL++ wurde zur Abschätzung des Gefährdungspotentials noch eine instationäre Kanalnetzberechnung ebenfalls mit dem Programmsystem KANAL++ durchgeführt. Ziel der Berechnung war die Prüfung, ob es durch Rückstauvorgänge zu Abflussbehinderungen und Überflutungen kommen kann, die zu einer Verkehrsgefährdung (Aquaplaning) oder zu einer Gefährdung der Unterführung L 16 bei einem Versagen des Dükers führen.

Zu diesem Zweck wurde durch das Programm ein Regenverlauf gem. Euler-Typ-II aus den KOSTRA-Daten für ein Ereignis $n = 0,1$ erzeugt und eine instationäre Simulation durchgeführt. Die Vergrößerung des Ereignisses im Vergleich zum Bereich 1 ergibt sich aus der Überprüfung des Dükers, der ein höheres Gefährdungspotential darstellt. In die Simulation wurde die Beckenanlage II realitätsnah als fiktive Haltungen bzw. Elemente (Staukanäle, Wehre und Pumpen für

die Versickerung) integriert, sodass die sich ergebenden Rückstau-vorgänge berücksichtigt wurden. Ein Rückstau ins Kanalnetz lässt sich aufgrund der Höhen-verhältnisse aber nicht vermeiden.

Da aufgrund der Höhenverhältnisse (maximaler Wasserstand der Beckenanlage I beträgt 53,0 m ü. NN) ein Rückstau ins Kanalnetz nicht zu vermeiden ist, wurde eine Simulation unter Berücksichtigung der sich dann ergebenden Rückstauvorgänge durchgeführt.

Als Ergebnis lässt sich festhalten, dass es lediglich zu einem Einstau, aber zu keinem Überstau des Entwässerungssystems kommt, sodass der Einstau bei einem 10-jährlichen Ereignis als unproblematisch angesehen wird.

Planung des Beckens

Lage, Form und Größe der Anlage werden durch folgende Bedingungen vorgegeben:

- die Grenze zwischen den Wasserschutzzonen III B und III A,
- die BAB-nahen FFH-, Natur- und Landschaftsschutzgebiete,
- gesetzlich festgesetztes Überschwemmungsgebiet Rhein,
- geringe Schutzwirkung der Grundwasserüberdeckung,
- die sehr knappen Höhenverhältnisse zwischen der von der BAB abgehenden Rohrsohle (52,49 müNN), der Filtersohle (52,30 müNN), dem höchsten Grundwasserstand (51,18 müNN), der Sickersohle (51,07 müNN) und dem MHGW (49,07 müNN),
- die in unmittelbarer Beckennähe liegenden Ferngas- und Wasserleitungen,
- die nahe Eisenbahntrasse,
- der Wirtschaftsweg zur Kläranlage (ZABA) einschließlich des Überführungsbauwerkes.

Das Retentionsbodenfilterbecken und das Versickerbecken werden als Erdbecken ausgebildet. Ihre Gesamtvolumina wurden mit einer 100 jährlichen Regenhäufigkeit bemessen. Ein Notüberlauf ist nicht herstellbar, aber wegen der Bemessungshäufigkeit auch nicht erforderlich. Das RFB wurde dabei auf ein 2-jährliches Ereignis bemessen, da auch bei einem sehr hohen Grundwasserstand über die Sohle des Versickerungsbeckens hinaus eine ausreichende Reinigungsleistung erfolgen soll. Die Becken wurden nach den RAS-Ew und dem Planungsleitfaden des Landesbetriebes geplant und dimensioniert.

Das Absetzbecken und der Leichtflüssigkeitsabscheider werden in Stahlbeton hergestellt. Die Ausführung richtet sich nach den RiStWag und dem Planungsleitfaden des Landesbetriebes, die Dimensionierung nach den RAS-Ew und der RiStWag. Die Anlage wird in einem Zwei-Kammer-System ausgeführt, um eine einfachere Unterhaltung zu ermöglichen und im Havariefall nach Möglichkeit nur eine Kammer mit größeren Mengen von Leichtflüssigkeiten beschicken zu können. Anschließend ist die Funktion des Beckens bis zu Reinigung weiterhin eingeschränkt möglich.

Bei der Festlegung der Höhenlage des Versickerungsbeckens wurde der mittlere höchste Grundwasserstand (MHGW) zugrunde gelegt. Da es sich bei diesem Wasserstand gemäß Arbeitsblatt DWA A 138 um das arithmetische Mittel der Jahreshöchstwerte mehrerer Jahre handeln soll, wurde für die Beckenanlage I das durchschnittliche Winterhochwasser der Jahre 1978 – 2004 der Messstelle 073741012 mit einer Höhe von 49,07 müNN angesetzt.

Die Sohle des Versickerbeckens liegt 2,0 m oberhalb des MHGW. Dieser Abstand kann als ausreichend angesehen werden, weil dem eigentlichen Versickerbecken ein Retentionsbodenfilterbecken vorgeschaltet wird und somit bereits gereinigtes Oberflächenwasser der Versickerung bis

zu einem Ereignis $n = 0,5$ zugeführt wird. Darüber hinaus wird die Beckensohle des Versickerungsbeckens mit dem gleichen Aufbau versehen wie die des RFB und erhöht somit zusätzlich den Schutz.

Das Betonbecken und Teile des Bodenfilterbeckens liegen in der WSZ III A, die eigentliche Versickerungssohle der Versickerung aber in der Schutzzone III B. Daher wird davon ausgegangen, dass die Anlage nicht gegen die Schutzgebietsverordnung verstößt.

In der Regel wird der benötigte Stauraum eines Beckens durch Bodenaushub geschaffen. Bedingt jedoch durch die ungünstige Höhenlage der Transportleitungen der A 59 und der Lage des Grundwasserspiegels nahe der Geländeoberfläche, muss die Beckenanlage überwiegend über Gelände aufgeschüttet werden. Im Bereich der Versickerungssohle ist ein Aushub von ca. 40 cm erforderlich, ansonsten sind Aufschüttung für Dämme und Betriebswege von bis zu ca. 2,70 m erforderlich.

Damit die äußere Dammkonstruktion einem stärkeren Wasserdruck bei Vollenfüllung der Anlage widersteht, werden die äußeren Böschungen mit einer Neigung 1 : 3 ausgebildet. Die innen liegenden Böschungen werden zur Sicherheit mit einer Folienabdichtung bis zur Beckensohle hin abgedichtet, um eine Durchströmung des Damms zu verhindern.

Das Retentionsbodenfilterbecken wird vollständig mit einer Folienabdichtung zum Untergrund hin abgedichtet. Daher ist eine Höhe der Beckensohle dieses Beckens von 52,30 müNN erforderlich, damit abzüglich eines Filteraufbaus von 85 cm bis zur Folie immer noch ein ausreichender Sicherheitsabstand von ca. 27 cm zum höchsten Grundwasserstand von 51,18 müNN verbleibt.

Es besteht ferner die Möglichkeit, über eine abgeschiebte Umlaufleitung das Versickerungsbecken direkt vom Abscheider zu beschicken (z.B. während eines Austausches des Filters im Bodenfilterbecken).

Der höchste Wasserstand in der Beckenanlage ist nur bei gleichzeitigem Rückstau in den Transportleitungen von maximal 53,00 müNN (bei maximaler Überfallhöhe vom RFB zum Versickerungsbecken) zu erreichen.

Das Versickerungsbecken wird bis zu einem Ereignis von $n = 0,5$ durch die Filterleitungen vom Bodenfilterbecken beschickt. Darüber hinaus ist ein befestigter Überfall durch Absenkung des mittleren Betriebsweges für größere Ereignisse eingeplant.

Näheres ist den hydraulischen Berechnungen zu entnehmen (Anlage 1).

iii. Abschnitt / Einleitstelle E 3

Auf Basis der früheren Planungsgrundlagen dieses Abschnittes aus dem Jahre 1999 und eines hydrodynamischen Gutachtens zur Entwässerung der A 565 und Teilen der A 59 aus dem Jahre 2002 war in diesem Entwässerungsabschnitt ursprünglich eine Beckenanlage zur Reinigung und Drosselung der Abflussmenge geplant. Das Becken II, ausschließlich für die A 59, sollte innerhalb des AD Bonn-Nordost gebaut werden.

Durch die zwischenzeitlich erfolgte Sanierung der Entwässerung der A 59 im Bereich des Autobahndreiecks Bonn - Nordost (km 25+336 – 27+000) und der A 565 vom Autobahndreieck Bonn-Nordost bis zur Friederich Ebert Brücke, westliche Uferseite des Rheins (km 0+000 – 3+150) und dem damit zusammenhängen Neubau einer Beckenanlage in der AS Bonn-Beuel wurde dieses ursprünglich geplante Becken II entbehrlich.

Die Vorflut dieses Entwässerungsabschnittes ist die erneuerte Transportleitung, die zu einer Pumpstation und Beckenanlage im Bereich der AS Bonn-Beuel führt und das Oberflächenwasser gereinigt in die Sieg einleitet. Die Transportleitung hat einen Durchmesser von DN 800 im Ausbaubereich der A 59 und weitet sich entlang der A 565 auf DN 1200. Die Leitung fungiert auch

als Stauraumkanal. Der Übergabepunkt ist der bereits auf die Planung der A 59 ausgelegte Anschlusschacht RW 1.1.

Die Beckenanlage besteht aus einem Abscheider gemäß RiStWag und einem Retentionsbodenfilterbecken. Das Wasser wird aus dem vorgelagerten Stauraumkanal durch ein Pumpwerk in die Beckenanlage angehoben. Für die Beckenanlage in der AS Bonn-Beuel liegt eine aktuelle wasserrechtliche Genehmigung vor (Stadt Bonn: G60-1/2015 und E1/2015; AZ 56-3 SF; gültig bis 31.12.2035). Diese bezieht sich auch auf die an der A 59 durch den Ausbau hinzukommenden Flächen der A 59. Die Beckenanlage ist im Wasserbuch der Bezirksregierung Köln unter der Nummer 22456/001 am 22.01.2015 eingetragen worden.

Eine wasserrechtliche Genehmigung für das von den Planungsflächen der A 59 abfließende Niederschlagswasser im Entwässerungsabschnitt E 3 ist daher nicht erforderlich.

Bei der Dimensionierung der geplanten Kanäle wurden nur Einzugsgebietsflächen angesetzt, die in einer ausreichenden kurzen Zeit dem Kanalnetz zugeführt werden. Flächen zwischen oder hinter Betonschutzwänden wurden nicht angesetzt, da diese nur über eine Versickerung zeitverzögert an das System abgegeben werden. Zur Sicherheit wurden aber die Flächen der Betonschutzwände mit in die Berechnung als versiegelte Flächen aufgenommen. Neben den geplanten Kanälen sind auch noch Flächen aus den Rampen des AD Bonn-Nordost über bestehende Halungen in das Netz eingerechnet worden.

Im Bereich der Wasserschutzzonen werden die weiteren baulichen Maßnahmen sowie die allgemeinen Schutzmaßnahmen und die Baudurchführung gemäß RiStWag ausgeführt (z.B. an Rohrleitungen).

Die neu zu bauenden Kanäle werden in den Wasserschutzgebietszonen IIIA und randlich in der Zone II zu verlegt. Dieser Umstand macht in der WSZ II ein doppelwandiges, revidierbares Rohrsystem erforderlich. In Abstimmung mit dem Wahnbachtalsperrenverband (WTV) hinsichtlich der Entwässerungssanierung zur A 565 wird ein semidoppelwandiges Rohr aus Polypropylen gem. DIN 16961 bzw. EN 13476 vorgeschlagen, welches auch in der ATV.DVWK-M146 als Typ A beschrieben wird.

Voraussetzung ist eine gute Prüffähigkeit auf Dichtheit des Rohrsystems, einschließlich der Schachtbauwerke. Gemäß der ATV – DVWK – A 142 ist eine erste Wiederholung der Dichtheitsprüfung in der WSZ II nach 2 Jahren zu veranlassen. Weitere Prüfungen sind in der Regel alle 5 Jahre nach der ersten durchzuführen.

5 Beschreibung der Einleitstellen

a. Einleitstelle E 0 – Oberflächenentwässerung der A 9 und vorhandene Beckenanlage 0 in eine vorhandene Einleitstelle

Das Oberflächenwasser der A 59, sowie der Überleitung zur A 560 und der Verbindungsrampe von der A 560, von Bau-km 23+440 bis Bau-km 23+994,700 (Hochpunkt) wird über neu anzulegende Rohrleitungen gesammelt und auf dem Flurstück 1590, Flur 3, Gemarkung Niedermenden, über das vorhandene Versickerungsbecken / (Beckenanlage 0) mit vorgeschalteten Absetz-, Abscheide- und Bodenfilterbecken zur Versickerung gebracht.

Die Mitte der Versickerungsfläche befindet sich in Bau-km 23+646.

Die genehmigte Einleitungsmenge von $Q_{zu} = 611,1 \text{ l/s}$ der Beckenanlage 0 wird durch den Ausbau der A 59 nicht überschritten, da der Ausbau der A 59 bereits bei der Planung der Beckenanlage 0 berücksichtigt wurde.

Die vorhandene Genehmigung der Beckenanlage muss daher nicht erneuert werden.

Die vorhandene Lage des Beckens ist der Unterlage 5D2, Blatt 1D2 bzw. 2D2 zu entnehmen.

Regelungsverzeichnis (Unterlage 11)	Nr. 1.6
Zuflussmenge genehmigt:	$Q_{zu} = 611,1 \text{ l/s}$
Zuflussmenge geplant	$Q_{zu} = 515,6 \text{ l/s}$
Versickerungsleistung	$Q_{ab,VS} = 7,9 \text{ l/s}$
Gemarkung:	Niedermenden
Flur: 3	
Flurstück(e):	1590
Koordinaten (Gauß-Krüger-System)	Y = 25 81036,326 X = 56 28910,379

b. Einleitstelle E 1 – Oberflächenentwässerung der A59 und geplante Beckenanlage I

Das Oberflächenwasser der A 59 wird von Bau-km 23+994,7 bis Bau-km 25+366,8 (Hochpunkt) über neu anzulegende Rohrleitungen gesammelt und auf den Flurstücken 1095, 1097, Flur 3, Gemarkung Niedermenden über das geplante Versickerungsbecken (Beckenanlage I) mit vorgeschaltetem Absetz-/Abscheidebecken sowie Bodenfilterbecken zur Versickerung gebracht.

Wassermenge Becken I, $Q_{zu} = 419,4 \text{ l/s}$, $Q_{ab,VS} = 65,35 \text{ l/s}$

Die bauliche Gestaltung des Beckens ist der Unterlage 5D2, Blatt 1D2 bzw. 2D2 und der Unterlage 18.2, Blatt 1 zu entnehmen.

Für die geplante Einleitung E 1 wird unter Punkt 6 eine Einleiterlaubnis beantragt.

c. Einleitstelle E 2 – Oberflächenentwässerung eines Wirtschaftsweges in zwei geplante Mulden

Durch den Neu des Bauwerkes BW 5208 630, Unterführung Wirtschaftsweg bei km 23+980, und der dadurch bedingten Verlegung des asphaltierten Wirtschaftsweges westlich und östlich dieses Bauwerkes entstehen *vier* Mulden.

1. Mulde von Station 23+920 bis 23+980 östlich vom BW 5208 630 und

2. Mulde von Station 23+980 bis 24+050 westlich vom BW 5208 630

3. Mulde von Station 23+965 bis 23+981 westlich des Wirtschaftsweges westl. BW 5208 630 (nördliche Mulde)

4. Mulde von Station 23+979 bis 24+061 westlich des Wirtschaftsweges westl. BW 5208 630 (südliche Mulde)

Für diese Mulden wurde eine hydraulische Berechnung aufgestellt um die Versickerungsfähigkeit nachzuweisen. Die anstehenden Böden ermöglichen eine gute Versickerungsleistung in den Mulden der Rampen zur Unterführung.

Es wird in den Mulden im Abstand von ca. 10,0 m Erdschwellen/Querriegel zur Rückhaltung und konzentrischen Versickerung des Oberflächenwassers angelegt.

Die Mulden sind geeignet, in allen Betriebszuständen ein 2-jährliches Ereignis schadlos in den Untergrund abzuführen. Die Entwässerung der Rampen östlich und westlich der A 59 bei Bau-km 23+666 bis 23+980 bzw. 23+980 bis 24+047 erfolgt mittels Sickermulden und Erdschwellen/Querriegeln.

Versickerleistung Q_s der Mulde Ost beträgt für $Q_{15;n=1}$ $Q_{ab,VS} = 2,6$ l/s

Versickerleistung Q_s der Mulde West beträgt für $Q_{15;n=1}$ $Q_{ab,VS} = 2,8$ l/s

Versickerleistung Q_s der nördlichen Mulde beträgt für $Q_{15;n=1}$ $Q_{ab,VS} = 1,3$ l/s

Versickerleistung Q_s der südlichen Mulde beträgt für $Q_{15;n=1}$ $Q_{ab,VS} = 1,7$ l/s

Details können den hydraulischen Berechnungen entnommen werden (Anlage 3).

18 Ergebnisse der wassertechnischen Untersuchung

18.1D2 Erläuterungen einschließlich Berechnungen (ersetzt Unt. 18.1D)

Seite: 17

Die bauliche Gestaltung der Sickermulden ist der Unterlage 5D2, Blatt 1D2 bzw. 2D2 zu entnehmen.

Regelungsverzeichnis (Unterlage 11D2)	Nr. 1.9D2
Bau-km:	23+666 bis 23+980, 23+980 bis 24+047, 23+965 bis 23+981 und 23+979 bis 24+061
Einleitungsmenge Mulde Ost:	$Q_{ab,VS} = 2,6 \text{ l/s}$
Einleitungsmenge Mulde West:	$Q_{ab,VS} = 2,8 \text{ l/s}$
<i>Einleitungsmenge nördliche Mulde:</i>	<i>$Q_{ab,VS} = 1,3 \text{ l/s}$</i>
<i>Einleitungsmenge südliche Mulde:</i>	<i>$Q_{ab,VS} = 1,7 \text{ l/s}$</i>
Gemarkung:	Niedermenden
Flur:	3
Mulde West:	
Flurstück(e):	1141
Koordinaten (Gauß-Krüger-System)	Y = 25 81 148 X = 56 28 472
Mulde Ost:	
Flurstück(e):	1522
Koordinaten (Gauß-Krüger-System)	Y = 25 81 228 X = 56 28 519

d. Einleitstelle E 3 – Oberflächenentwässerung der A59 sowie vorhandene Einleitung über einen Transportkanal und eine Beckenanlage in die Sieg

Durch die unter Punkt 4.1.3 dargestellten baulichen Maßnahmen erhöht sich die genehmigte Einleitmenge, $Q_{AB} = 800 \text{ l/s}$ (bei Überstau des Retentionsbodenfilters) an der Einleitstelle [Nr. 5208 5480] nicht.

Regelungsverzeichnis (Unterlage 11D)	Nr. 4.1D
Zuflussmenge genehmigt:	$Q_{ZU} = 800,0 \text{ l/s}$ (gedrosselt durch Pumpwerk)
Einleitungsmenge in Transportkanal geplant	$Q_{AB} = 540,16 \text{ l/s}$
Einleitstelle	5208 5480
Gewässer	Sieg
Flussgebietsnummer	272.991
Stationierung Einleitungsstelle	km 2 + 359
Rhein – Stat. bei Siegmündung	km 659 + 330
Gemarkung:	Beuel
Flur:	81
Flurstück(e):	271
Koordinaten (UTM)	R = 32366494 H = 5625215

e. Sonstiges; Wegfall einer Einleitstelle in die Sieg

Wegfall einer Einleitstelle 5208 5010

Auf der Westseite der A 59, nördlich und südlich des Bauwerks 5208 630 (Unterführung der Zufahrt zur Kläranlage / Wirtschaftsweg), befinden sich ca. bei km 23+950 und km 24+000 zwei Ölabscheider mit Nutzinhalt von je ca. 65 m^3 (Bauwerk 5208 870 und 5208 871).

Da das Straßenoberflächenwasser der neu herzustellenden Beckenanlage I bzw. der vorhandenen Beckenanlage 0 zugeführt wird, werden die vorhandenen Ölabscheider nicht mehr benötigt und außer Betrieb genommen und abgebrochen. *Die zur Sieg führenden Leitungen werden ebenfalls zurückgebaut.*

Koordinaten (Gauß-Krüger-System) der Einleitstelle sind:

Y 25 80798.048

X 56 28680.586

Da das Straßenoberflächenwasser der neu herzustellenden Beckenanlage I zugeführt wird, kann die Einleitstelle in die Sieg entfallen.

6 Wasserrechtliche Regelung / Becken I

Aufgrund der Gesetzeslage des WHG 2021 und der §§ 22-24 des Wassergesetzes für das Land Nordrhein-Westfalen (LWG), in der Fassung vom 15.11.2016, ist der Bundesstraßenverwaltung zum Zwecke der Straßenentwässerung in dem hier festzustellenden Abschnitt der A 59 die Erlaubnis zu erteilen, die folgenden Einleitungsstelle in den Untergrund auf unbefristete Zeit zu benutzen:

Einleitungsstelle E 1 – Beckenanlage I

Das Oberflächenwasser der A 59 wird von Bau-km 23+994,7 bis Bau-km 25+366,8 über neu anzulegende Rohrleitungen gesammelt und auf den unten genannten Flurstücken über das geplante Versickerungsbecken (Beckenanlage I) mit vorgeschaltetem Absetz-/Abscheidebecken sowie Bodenfilterbecken zur Versickerung gebracht.

Regelungsverzeichnis (<i>Unterlage 11</i>)	Nr. 2.1 (siehe Anlage 5, <i>U5D2 - Blatt 1D2 bzw. 2D2</i>)
Mitte Versickerungsfläche bei Bau-km:	23+938
Zuflussmenge geplant	Becken I, $Q_{zu} = 419,4 \text{ l/s}$
Versickerungsleistung	$Q_{ab,VS} = 65,35 \text{ l/s}$
Einleitungsstelle	
Gemarkung:	Niedermenden
Flur: 3	
Flurstück(e):	1095, 1097
Koordinaten (Gauß-Krüger-System)	Y 25 81259,531 X 56 28556,259
Künftiger Eigentümer und Unterhaltungspflichtiger: Bundesrepublik Deutschland (Bundesstraßenverwaltung)	

18 Ergebnisse der wassertechnischen Untersuchung

18.1D2 Erläuterungen einschließlich Berechnungen (ersetzt Unt. 18.1D)

Seite: 20

Anlagen

	Blatt/Seite
Anlage	
1 Hydraulische Berechnung Becken I	1 bis 11
2 Hydraulische Berechnung Becken II	1 bis 10
3 <i>Hydraulische Berechnung Mulden</i>	1 bis 2
4 KOSTRA Atlas DWD 2000, Modelregen a = 5 Modelregen a = 10 Niederschlagshöhen und –spenden	1 bis 3
5 Auszüge aus dem Regelungsverzeichnis <i>(geänderter Bezug in Spalte 2 auf Lageplan 1D2 und 2D2 (Unt. 5D2))</i>	1 bis 1
Insgesamt	17

Anlage 1: Hydraulische Berechnung Becken I

Beckenanlage I von Stat. 23+900 bis 24+080 (östlich vom BW 5208 630)

bestehend aus:

Absetzbecken (integriert)
Leichtflüssigkeitsabscheider (LFA)
Retentionsbodenfilterbecken (RFB)
Versickerungsbecken (VSB)

Die Versickerungsanlage liegt in der Wasserschutzzone III B

Einzugsgebietsdaten:

Fläche des kanalisierten Einzugsgebietes gem. KANAL++: $A_{E,k} = 6,124$ ha
Befestigte Fläche gem. KANAL++ $A_{E,b} = 5,582$ ha
Nicht befestigte Fläche gem. KANAL++ $A_{E,nb} = 0,542$ ha
Undurchlässige Fläche $A_U = A_{E,b} \cdot 0,90 + A_{E,nb} \cdot 0,50$
 $A_U = 5,295$ ha

Mittlerer Abflussbeiwert befestigte Flächen $\psi = 0,9$

Mittlerer Abflussbeiwert der nicht befestigten Flächen $\psi = 0,5$

Anmerkung:

Für alle hydraulischen Berechnungen außerhalb der Becken gilt nach RAS-Ew 2005

Mittlerer Versickerrate der nicht befestigten Flächen $q_s = 100$ l/(s*ha)

Rechnerische Fließzeit gem. KANAL++ $t_f = 21,1$ min

Zuflusswassermengen (Q) für Bemessung des LFA:

Regenereignis: $n = 1$

Regenspende: gemäß KOSTRA-DWD-2000

Zuflusswassermenge gem. hydraulischer Berechnung: **419,4 l/s**

Sonstige Parameter für Beckenbemessung

Zuschlagsfaktor entsprechend DWA-Arbeitsblatt A 117: 1,2 (wegen fehlender Notüberlaufmöglichkeit)

K_f - Wert Filterbecken: $1 \cdot 10^{-4}$ m/s

K_f - Wert Versickerbecken: $1 \cdot 10^{-4}$ m/s (Filter) bzw. nach Bodenuntersuchung Büro Mayat (Mai 2005)

Bemessungshäufigkeit Filterbecken: $n = 0,5$ (2-jährliches Ereignis)

Bemessungshäufigkeit Versickerungsbecken: $n = 0,01$ (100-jährliches Ereignis)

Flächengrößen der Beckensohlen

Beckensohle Filterbecken: 1713 m²
Beckensohle Versickerbecken: 1307 m²

Bemessung des Leichtflüssigkeitsabscheiders

nach RiStWag 2002 Bemessung für $Q_{n=1}$

Sinkgeschwindigkeit	$v_s =$	0,0025 m/s
Oberflächenbeschickung:	$q_a =$	9,00 m/h
Mindestoberfläche	$O_{\text{erf min}} =$	40,00 m ²
horizontale Fließgeschwindigkeit (unter Tauschwand)	$v_h <$	0,05 m/s
vertikale Fließgeschwindigkeit (hinter Tauschwand)	$v_h <$	0,05 m/s
Mindestgröße Ölauffangraum	$=$	30,00 m ³

Aufteilung der Zuflussmenge auf zwei Beckenkammern: $Q_{\text{Bem}} = Q_{n=1} / 2 = 419,4 / 2 = \mathbf{209,7 \text{ l/s}}$

Erforderliche Oberfläche des Abscheideraumes (O_{erf}) pro Kammer:

$$O_{\text{erf}} = Q_{\text{Bem}} / (v_s \cdot 1000)$$

$$O_{\text{erf}} = 209,7 / (0,0025 \cdot 1000) = 83,9 \text{ m}^2$$

gewählt: **b = 4,5 m** **L Trennwand bis Tauchwand = 20,0 m**

$$A_{\text{vorh}} = 4,5 \cdot 20,0 = \mathbf{90,0 \text{ m}^2} > 83,9 \text{ m}^2$$

$$h_{\text{für min Ölauffangraum}} = 15 \text{ m}^3 / 90 \text{ m}^2 = 0,167 \text{ m (bei Nutzung von zwei Kammern)}$$

$$h_{\text{für min Ölauffangraum}} = 30 \text{ m}^3 / 90 \text{ m}^2 = 0,333 \text{ m (bei Nutzung von einer Kammern)}$$

Erforderliche Durchflussfläche und Höhe unter Tauchwand (A_{erf} , h_{erf}) pro Kammer:

$$A_{\text{erf}} = Q_{\text{Bem}} / (v_h \cdot 1000)$$

$$A_{\text{erf}} = 209,7 / (0,05 \cdot 1000) = 4,19 \text{ m}^2$$

$$h_{\text{erf}} = 4,19 / 4,5 = 0,93 \text{ m}$$

Dauerstauhöhe am Ende des Beckens: 2,0 m gemäß RAS-Ew 2005 (Kap. 1.4.7 und 7.3)

Beckenablaufhöhe: 52,40 müNN

Tauchwandunterkante: 51,93 müNN

Beckensohle in Tauchwandhöhe: 50,36 müNN

$$h_{\text{vorh}} = \mathbf{1,57 \text{ m}} > h_{\text{erf}} = \mathbf{0,93 \text{ m}}$$

Erforderliche Durchflussfläche hinter der Tauchwand (A_{erf}) pro Kammer:

$$A_{\text{erf}} = Q_{\text{Bem}} / (v_v \cdot 1000)$$

$$A_{\text{erf}} = 209,7 / (0,05 \cdot 1000) = 4,19 \text{ m}^2$$

$$b_{\text{erf}} = 4,19 / 4,5 = 0,93 \text{ m}$$

gewählt: **b = 2,0 m**

$$b_{\text{vorh}} = 2,0 \text{ m} > b_{\text{erf}} = 0,93 \text{ m}$$

Vorgeschaltetes Tosbecken / Sandfang bzw. Absetzbecken für gröbere Korngrößen

Zuschlag Tosbecken 20 % der Oberfläche
(entsprechend Planungsleitfaden Entwässerung Landesbetrieb Straßenbau NRW)

$$O_{\text{erf}} = 90 \cdot 0,2 = 18,0 \text{ m}^2$$

gewählt: **b = 4,5 m** **L bis Trennwand = 6,0 m**

$$A_{\text{vorh}} = 4,5 \cdot 6,0 = \mathbf{27,0 \text{ m}^2} > 18,0 \text{ m}^2$$

$$\text{vorhandene Sinkgeschwindigkeit} \quad v_s = Q_{\text{Bem}} / O_{\text{vorh}} = 0,209 \cdot 3600 / 36 = \mathbf{20,9 \text{ m/h}}$$

Entsprechend Kapitel 3.2, Seite 13.128, Schneider Bautabellen für Ingenieure, 16. Auflage wird bei dieser Oberfläche ein Abscheidegrad von 90 % für Sandkorndurchmesser $\geq 0,2 \text{ mm}$ erreicht. Die restlichen absetzbaren Stoffe werden gemäß RiStWag-Anforderung im nachgeschalteten Leichtflüssigkeitsabscheider abgesetzt.

Bestimmung des Schlammammelraums gem. RiStWag

Neigung der Beckensohle: 2 % Richtung Beckenzulauf

Schlammammelraum bei 2,0 m Dauerstau im Becken:

$$V_{\text{SchlammSr.}} = (50,4 - 49,96) \cdot 4,5 \cdot 22,4 / 2 = \mathbf{22,1 \text{ m}^3 \text{ pro Kammer}}$$

Schlammammelraum bei 1,397 m Dauerstau im Becken $v_{\text{krit}} = 0,05 \text{ m/s}$ unter Tauchwand:

$$V_{\text{SchlammSr.}} = ((51,003 - 50,4) + (51,003 - 49,96)) / 2 \cdot 4,5 \cdot 22,4 = \mathbf{82,95 \text{ m}^3 \text{ pro Kammer}}$$

Die Schlammammelräume sind jeweils deutlich größer als in der RiStWag gefordert, ergeben sich aber automatisch aus den sonstigen Forderungen und damit verbundenen Konstruktionsmerkmalen.

Prüfung sonstiger RiStWag-Vorgaben:

$$h_g = 0,30 \text{ m bei } 15 \text{ m}^3 \text{ Ölauffangraum in einer Kammer} > 0,1 \text{ m gem. RiStWag}$$

$$h_g = 0,13 \text{ m bei } 30 \text{ m}^3 \text{ Ölauffangraum in einer Kammer} > 0,1 \text{ m gem. RiStWag}$$

Unterkante Abflusstauchwand: 51,93 müNN

Ablaufhöhe: 52,40 müNN

$$\text{Höhendifferenz: } h_{\text{ist}} = 0,47 \text{ m} > h_{\text{soll}} = 0,30 \text{ m}$$

Bemessung des Filterbeckens

nach DWA-Arbeitsblättern A117 und A 138 sowie RAS-Ew 2005

Aufbau der Filterschicht (h = 85 cm):

Schilfbepflanzung (*Phragmites communis*) auf Sohle

5 cm Carbonatbrechstein

50 cm Filterkörper Substrat aus: Lavasand 0/4 50%

Carbonat 10%

Bims 2/5 20%

Basalt 0,5/1 20%

14 cm Dränkies

16 cm Dränrohr DN 160

Abdichtungsfolie PE-HD

10 cm Sandbett zum Schutz der Folie oder Schutzvlies

Größe des Filterbeckens ohne Böschungen **1713 m²** (Böschungen werden wegen der geringen Aufstauhöhe für die Filterleistung nicht angesetzt)

Versickerrate für die Bemessung $q_{Fi} = k_f / 2 = 1 \cdot 10^{-4} / 2 = 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$

Abfluß aus Filterbecken ($Q_{ab,Fi}$) :

$$Q_{ab,Fi} = A \cdot q_{Fi} \cdot 1000$$

$$Q_{ab,Fi} = 1713 \cdot 5 \cdot 10^{-5} \cdot 1000 = \mathbf{85,65 \text{ l / s}}$$

Notwendiges Beckenvolumen bei n = 0,5

V = 822 m³ entsprechend nachfolgender Berechnung nach ATV A 138 (siehe Seite 6)

Überprüfung vorhandenes Beckenvolumen

Maximal zulässige gewählte Einstauhöhe für n = 0,5: **52,80 müNN**

Rückhaltevolumen des Leichtflüssigkeitsabscheiders kann mit eingerechnet werden.

$$\text{Rückhaltevolumen } V_{LFA} = (54 + 180 + 18 + 18) \cdot (52,80 - 52,40) = 108,0 \text{ m}^3$$

Oberfläche des Wasserspiegels des RFB bei 52,80 müNN: 1879 m²

$$\text{Rückhaltevolumen } V_{RFB} = (1879 + 1703) / 2 \cdot (52,80 - 52,30) = 895,5 \text{ m}^3$$

$$\text{Gesamtrückhaltevolumen } V_{LFA+RFB} = 108,0 + 895,5 = \mathbf{1003,5 \text{ m}^3} > V_{erf} = 826 \text{ m}^3$$

Ergebnis / Notüberlauf

Das Retentionsbodenfilterbecken ist für ein Ereignis n = 0,5 zusammen mit dem Leichtflüssigkeitsabscheider ausreichend bemessen. Größere Ereignisse werden über einen befestigten Überfall dem Versickerungsbecken zugeführt.

Der **Notüberlauf** soll einen Abfluss von angenommenen $Q_{(15,n=0,01)} = A_U \cdot r_{15,n=0,01} = 1589 \text{ l/s}$ bei einem maximalen **Aufstau von 20 cm** in das Versickerungsbecken abführen. Gemäß beigefügter Berechnung ist eine Überfallbreite von 10,0 m ausreichend.

Die **Beckenumfahrung** erhält somit eine Höhe von **53,50 müNN**, da eine Freibordhöhe von 50 cm erforderlich ist ($52,80 + 0,2 + 0,5$)

Bestimmung der Saugleitungsabstände und der Sammelleitung

Saugleitungen:

Gewählte Saugerleitungen: Teilfilterrohr DN 160

$$k_b = 2,0 \text{ mm}$$

$$I_s = 2,0 \text{ ‰}$$

$$Q_v = 7,8 \text{ l/s}$$

$$v_v = 0,39 \text{ m/s}$$

Wirksame Versickerungsfläche	$A_{s,w}$	=	1713 m ²
Maßgebliche Versickerungsrate	Q_s	=	0,0856 m ³ /s
Durchfluss bei Saugervollfüllung	Q_v	=	0,0078 m ³ /s
Maximale Saugerlänge	L_{max}	=	18,0m

$$a = \frac{A_{s,w}}{L_{max}} \div \frac{Q_s}{Q_v} = \frac{A_{s,w} \cdot Q_v}{L_{max} \cdot Q_s} = \frac{1713 \cdot 0,0078}{18,0 \cdot 0,0856} = 8,67 \text{ m}$$

gewählt: 8,0 m (wegen teilweise etwas längeren Saugerleitungen)

Sammelleitung:

Maximaler Abfluss über den Bodenfilter: 85,65 l/s

Gewählte Sammelleitung: **DN 500 PE-HD, SN 8 (NW 495 mm)**

$$k_b = 1,5 \text{ mm}$$

$$I_s = 2,5 \text{ ‰}$$

$$Q_v = 188,8 \text{ l/s}$$

$$v_v = 0,96 \text{ m/s}$$

**Beckenversickerung (Filterbecken) $n=0,5$
nach ATV A 138 (2005)**

mittlere Versickerfläche	A_S	1713,00	m^2
Durchlässigkeitsbeiwert	k_f	1,00E-04	m/s
Angeschlossene Fläche	A_U	52951	m^2
Zuschlagfaktor	f_z	1,20	

Versickerrate Q_s 85,65 l/s

Drosselabflussspende $q_{dr,u}$ 16,175 $l/(s \cdot ha)$
(Q_s / A_U)

Fließzeit

Maßgebende Fließzeit t_f 21,1 min

Abminderungsfaktor f_A

Überschreitungshäufigkeit n 0,5 1/a
(2-jähriges
Regenereignis)

f_A 0,9294

f_1 0,8981

$$V = (Q_{zu} - Q_s) \cdot D \cdot 60 \cdot f_z \cdot f_A$$

$$V = (A_U \cdot 10^{-3} \cdot r_{D(n)} - Q_s) \cdot D \cdot 60 \cdot f_z \cdot f_A$$

Berechnung des erforderlichen Speichervolumens

D [h]	D [min]	$r_{D(0,5)}$ [$l/(s \cdot ha)$]	IR [m]
	5	209,8	341,43
	10	160,3	508,29
	15	132,5	615,37
	20	113,6	687,18
	30	89,1	771,56
	45	67,8	819,30
	60	55,0	821,55
	90	40,1	759,38
2	120	32,0	669,71
3	180	23,3	452,28
4	240	18,7	213,69

Bemessung des Versickerbeckens

nach DWA-Arbeitsblättern A117 und A 138 sowie RAS-Ew 2005

Aufbau der Filterschicht (h = 50 cm):

Rasenansaat mittels Gräsermatten
50 cm Filterkörper Substrat aus: Lavasand 0/4 50%
Carbonat 10%
Bims 2/5 20%
Basalt 0,5/1 20%
ggf. Bodenaustausch bis auf Niederterasse mit Kiessand 0/8

Größe des Versickerbeckens ohne Böschungen: **1307 m²** (Böschungen werden wegen der aus Sicherheitsgründen notwendigen Dammbabdichtung für die Versickerung nicht angesetzt)

Im Mai 2005 wurde ein Versickerungsgutachten durch das Büro Mayat durchgeführt. Für die Versickerungsfläche der Beckenanlage 1 lassen sich die Bohrprofile 6 und 9 heranziehen. Der mittlere K_f -Wert liegt bei diesen Bohrpunkten bei $5,8 \cdot 10^{-4}$ m/s in der Niederterasse. Somit wird der K_f -Wert der neu einzubauenden Beckensohle von $1 \cdot 10^{-4}$ m/s relevant. Die Auenlehmschicht ist zwischen neuer Beckensohle und Höhe der Niederterasse zu entfernen. Die notwendige Aushubtiefe beträgt dabei zwischen 0,50 und 1,00 m.

Versickerrate für die Bemessung $q_{VS} = k_f / 2 = 1 \cdot 10^{-4} / 2 = 5 \cdot 10^{-5}$ m/s

Abfluß aus dem Sickerbecken ($Q_{ab,VS}$):

$$Q_{ab,VS} = A \cdot q_{Fi} \cdot 1000$$

$$Q_{ab,VS} = 1307 \cdot 5 \cdot 10^{-5} \cdot 1000 = \mathbf{65,35 \text{ l / s}}$$

Notwendiges Beckenvolumen bei n = 0,01 (wegen fehlender Vorflutmöglichkeit)

$$\mathbf{V = 2615 \text{ m}^3} \text{ entsprechend nachfolgender Berechnung nach ATV A 138 (siehe Seite 10)}$$

Überprüfung vorhandenes Beckenvolumen

Rückhaltevolumen des Leichtflüssigkeitsabscheiders und Bodenfilterbeckens kann mit eingerechnet werden.

$$\text{Gesamtrückhaltevolumen: } V_{LFA+RFB} = 1003,5 \text{ m}^3$$

Maximal zulässige gewählte Einstauhöhe für n = 0,01: **52,80 müNN** (entsprechend RFB)

Oberfläche des Wasserspiegels des VSB bei 52,80 müNN: 1865 m²

$$\text{Rückhaltevolumen } \mathbf{V_{VSB} = (1865 + 1307) / 2 \cdot (52,80 - 51,07) = 2743,7 \text{ m}^3}$$

$$\text{Gesamtrückhaltevolumen } \mathbf{V_{LFA+RFB-VSB} = 108,0 + 895,5 + 2743,7 = 3747,2 \text{ m}^3 > V_{\text{erf}} = 2615 \text{ m}^3}$$

Sollte das Retentionsbodenfilterbecken außer Betrieb genommen werden müssen (z.B. Anwachsphase oder Unterhaltungsarbeiten), so ist kein Aufstau im Abscheider und Bodenfilterbecken möglich. In diesem Fall ist auch das alleinige Rückhaltevolumen des Versickerungsbeckens ausreichend bemessen.

Überprüfung Einstauhöhe Versickerbecken bei $n = 0,2$

Notwendiges Rückhaltevolumen:

$V = 1293 \text{ m}^3$ entsprechend nachfolgender Berechnung nach ATV A 138 (Seite 9)

Rückhaltevolumen des Leichtflüssigkeitsabscheiders und Bodenfilterbeckens kann mit eingerechnet werden.

Gesamtrückhaltevolumen $V_{\text{LFA+RFB}} = 1003,5 \text{ m}^3$

Notwendiges Rückhaltevolumen im Sickerbecken: **$V = 290,0 \text{ m}^3$**

Iterative Bestimmung:

Oberfläche des Wasserspiegels des VSB bei 51,30 müNN: 1370 m^2

Rückhaltevolumen **$V_{\text{VSB}} = (1377 + 1307) / 2 \cdot (51,30 - 51,07) = 308,6 \text{ m}^3 > V_{\text{erf}} = 290,0 \text{ m}^3$**

Einstauhöhe für $n = 0,2$: **$0,23 \text{ m}$**

Wird das **Retentionsbodenfilterbecken außer Betrieb** genommen, so ergibt sich bei einem Regenereignis $n = 0,2$ ein **Wasserstand von 90 cm** (51,97 müNN) im Versickerungsbecken

Entleerungszeiten des Versickerbeckens:

Da das RFB eine höhere Filterleistung als das Versickerungsbecken hat, ist für die Entleerungszeit der Gesamtanlage die Sickerleistung im Sickerbecken maßgeblich.

$n = 0,5$, $V = 821 \text{ m}^3$: Entleerungszeit $t = 3,49 \text{ h}$

$n = 0,2$, $V = 1293 \text{ m}^3$: Entleerungszeit $t = 5,49 \text{ h}$

$n = 0,01$, $V = 2615 \text{ m}^3$: Entleerungszeit $t = 11,12 \text{ h}$

Die Entleerungszeiten liegen somit immer deutlich unter den gemäß DWA-Arbeitsblatt A 138 geforderten 24 Stunden.

Berechnung des Notüberlaufes:

Berechnung der erforderlichen Breite = b

Bemessungswassermenge $Q_{\text{ab}} = 1589 \text{ l/s} = 1,589 \text{ m}^3/\text{s}$

Überfallbeiwert $\mu = 0,65$

Überfallhöhe $h = 0,20 \text{ m}$

$$b = \frac{Q_{\text{ab}}}{2/3 * \mu * \sqrt{2 * 9,81 * h}}^{3/2} = \frac{1,589}{2/3 * 0,65 * \sqrt{2 * 9,81 * 0,20}}^{3/2} = 9,25 \text{ m}$$

Beckenversickerung (Versickerbecken) $n=0,2$ nach ATV A 138 (2005)

mittlere Versickerfläche	A_S	1307,00	m ²
Durchlässigkeitsbeiwert	k_f	1,00E-04	m/s
Angeschlossene Fläche	A_U	52951	m ²
Zuschlagfaktor	f_z	1,20	

Versickerrate Q_s 65,35 l/s

Drosselabflussspende $q_{dr,u}$ 12,342 l/(s*ha)
(Q_s / A_U)

Fließzeit

Maßgebende Fließzeit t_f 21,1 min

Abminderungsfaktor f_A

Überschreitungshäufigkeit n 0,2 1/a
(5-jähriges
Regenereignis)

f_A 0,9620

f_1 0,9253

$$V = (Q_{zu} - Q_s) * D * 60 * f_z * f_A$$

$$V = (A_U * 10^{-3} * r_{D(n)} - Q_s) * D * 60 * f_z * f_A$$

Berechnung des erforderlichen Speichervolumens

D [h]	D [min]	$r_{D(0,5)}$ [l/(s*ha)]	IR [m]
	5	290,7	510,43
	10	211,5	730,40
	15	171,7	876,65
	20	146,1	981,09
	30	114,0	1118,47
	45	86,8	1228,81
	60	70,7	1284,15
	90	51,5	1292,49
2	120	41,1	1265,63
3	180	30,0	1165,69
4	240	23,9	1017,35
6	360	17,4	667,85
9	540	12,7	70,98

**Beckenversickerung (Versickerbecken) $n=0,01$
nach ATV A 138 (2005)**

mittlere Versickerfläche	A_S	1307,00 m ²
Durchlässigkeitsbeiwert	k_f	1,00E-04 m/s
Angeschlossene Fläche	A_U	52951 m ²
Zuschlagfaktor	f_z	1,20

Versickerrate Q_s 65,35 l/s

Drosselabflussspende $q_{dr,u}$ 12,342 l/(s*ha)
(Q_s / A_U)

Fließzeit

Maßgebende Fließzeit t_f 21,1 min

Abminderungsfaktor f_A

Überschreitungshäufigkeit n 0,01 1/a
(100-jähriges Regenereignis)

f_A 0,9707

f_1 0,9253

$$V = (Q_{zu} - Q_s) * D * 60 * f_z * f_A$$

$$V = (A_U * 10^{-3} * r_{D(n)} - Q_s) * D * 60 * f_z * f_A$$

Berechnung des erforderlichen Speichervolumens

D [h]	D [min]	$r_{D(0,5)}$ [l/(s*ha)]	IR [m]
	5	555,1	1004,27
	10	379,1	1357,23
	15	300,0	1596,77
	20	252,2	1775,24
	30	195,2	2030,06
	45	149,1	2277,40
	60	122,2	2439,26
	90	88,9	2549,81
2	120	70,9	2600,42
3	180	51,6	2615,04
4	240	41,1	2554,17
6	360	29,9	2339,16
9	540	21,8	1890,10
12	720	17,4	1347,78
18	1080	12,7	143,24

Gesamtergebnis

Die Anlage ist geeignet, in allen Betriebszuständen ein 100-jährliches Ereignis schadlos in den Untergrund abzuführen. Ein Notüberlauf für das Versickerungsbecken ist daher entbehrlich.

Eine Umlaufleitung für den Leichtflüssigkeitsabscheider ist ebenfalls nicht notwendig, da die beiden Beckenkammern auch wechselseitig betrieben werden können.

Anlage 3: Hydraulische Berechnung Mulden

Mulden von Stat. 23+920 bis 24+047 (östlich und westlich vom BW 5208 630)

bestehend aus:

1. Mulde von Station 23+920 bis 23+980 östlich vom BW 5208 630
2. Mulde von Station 23+980 bis 24+047 westlich vom BW 5208 630
3. *Mulde von Station 23+965 bis 23+981 westlich des Wirtschaftsweges westl. BW 5208 630 (nördliche Mulde)*
und
4. *Mulde von Station 23+979 bis 24+061 westlich des Wirtschaftsweges westl. BW 5208 630 (südliche Mulde)*

Die Mulde Ost liegt in der Wasserschutzzone III B, die Mulde West in der WSZ IIIA.
Die Mulden westlich des Wirtschaftsweges liegen ebenfalls in der WSZ IIIA

Die Hydraulische Bemessung wurde nach DWA-A 138 durchgeführt. Die Berechnung befindet sich im Anhang.1

In beiden Mulden versickert nur Wasser von unbefestigten Böschungsflächen und vom schwach belasteten Wirtschaftsweg/Zufahrt zur ZABA. Die Reinigung findet über die belebte Oberbodenzone statt.

Gestaltung der Mulden

Die beiden Mulden auf der Ost- und der Westseite des Bauwerkes 5208 630 werden mit einer Breite von 1,50 m und einer Tiefe von 0,30 m angelegt. Die Länge der Mulden beträgt auf der Ostseite ca. 70 m und auf der Westseite ca. 75 m.

Die beiden Mulden westlich des Wirtschaftsweges an BW 5208 630 werden mit einer Breite von 1,50 m und einer Tiefe von 0,20 m angelegt- Die Länge der Mulden beträgt für die nördliche Mulde ca. 54 m und für die südliche Mulde ca. 67 m.

Es werden in den Mulden Erdschwellen/Querriegel im Abstand von ca. 10,0 m zur Rückhaltung und konzentrischen Versickerung des Oberflächenwassers angelegt. Die Erdschwellen/Querriegel wurden bei der Berechnung zur Vereinfachung nicht mitgerechnet. Da aber ein ausreichend großes Volumen-Reserven bei *allen* Mulden vorliegt, ist der Verlust von Muldenvolumen durch die Erdschwellen/Querriegel unbedeutsam.

Die Mulden sind geeignet, ein 5-jährliches Ereignis schadlos in den Untergrund abzuführen.

1 Arbeitsblatt DWA-A 138: Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser. DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Apr. 2005

1. Mulde von Station 23+920 bis 23+980 östlich vom BW 5208 630

Versickerleistung Q_s der Mulde Ost beträgt für $Q_{15;n=1}$ $Q_{ab,VS} = 2,6 \text{ l/s}$
 Muldenzufluß mit $n = 0,2$ $Q_{zu} = 10,4 \text{ l/s}$

2. Mulde von Station 23+980 bis 24+047 westlich vom BW 5208 630

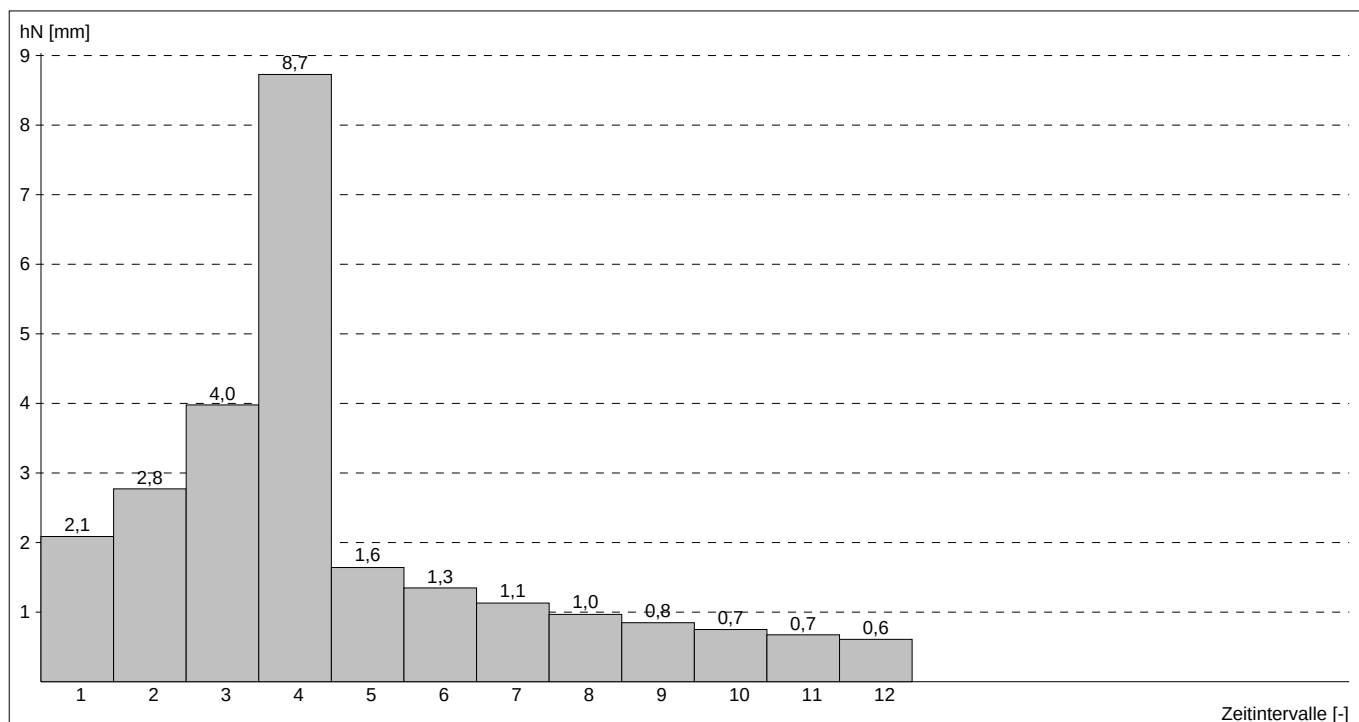
Versickerleistung Q_s der Mulde West beträgt für $Q_{15;n=1}$ $Q_{ab,VS} = 2,8 \text{ l/s}$
 Muldenzufluß $Q_{zu} = 11,4 \text{ l/s}$

3. Mulde von Station 23+965 bis 23+981 westlich des Wirtschaftsweges westl. BW 5208 630 (nördliche Mulde)

Versickerleistung Q_s der nördlichen Mulde beträgt für $Q_{15;n=1}$ $Q_{ab,VS} = 1,3 \text{ l/s}$
 Muldenzufluß mit $n = 0,2$ $Q_{zu} = 6,5 \text{ l/s}$

4. Mulde von Station 23+979 bis 24+061 westlich des Wirtschaftsweges westl. BW 5208 630 (südliche Mulde)

Versickerleistung Q_s der südlichen Mulde beträgt für $Q_{15;n=1}$ $Q_{ab,VS} = 1,7 \text{ l/s}$
 Muldenzufluß mit $n = 0,2$ $Q_{zu} = 4,4 \text{ l/s}$



Modellregen für das Rasterfeld Spalte:11 Zeile:58

Jahresabschnitt : Januar - Dezember
 Regendauer : 60,00 min
 Intervalldauer : 5,00 min
 Wiederkehrzeit : 5,00 a
 Gesamtregenhöhe : 25,46 mm

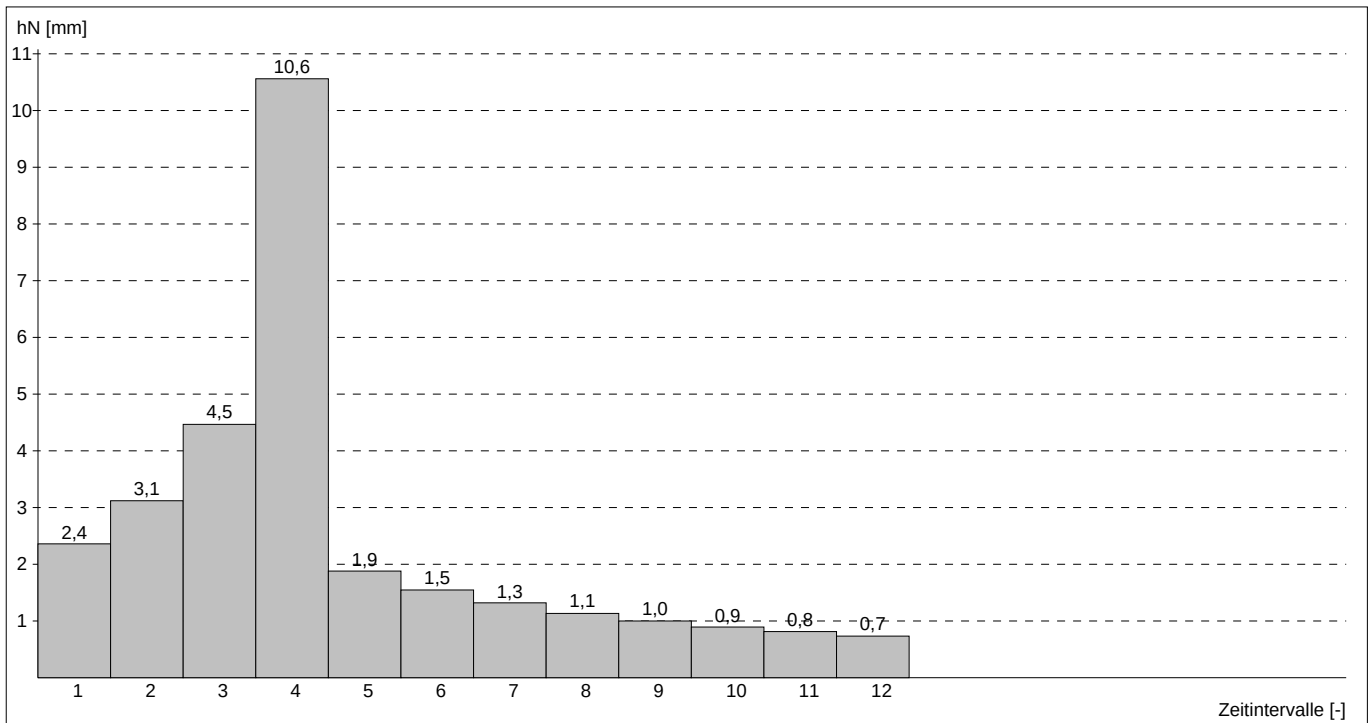
Für die Berechnung wurden folgende Grundwerte (hN in [mm]) verwendet:

T/D	15,0 min	60,0 min	12,0 h
1 a	9,25	15,50	27,00
100 a	27,00	44,00	75,00

Berechnung "Kurze Dauerstufen" (D<=60 min): u hyperbolisch, w doppelt logarithmisch

Werte der Zeitintervalle:

	von	bis	hN		von	bis	hN
iNR	[min]	[min]	[mm]	iNR	[min]	[min]	[mm]
1	0,0	5,0	2,08	7	30,0	35,0	1,13
2	5,0	10,0	2,76	8	35,0	40,0	0,97
3	10,0	15,0	3,97	9	40,0	45,0	0,84
4	15,0	20,0	8,72	10	45,0	50,0	0,75
5	20,0	25,0	1,64	11	50,0	55,0	0,67
6	25,0	30,0	1,34	12	55,0	60,0	0,60



Modellregen für das Rasterfeld Spalte:11 Zeile:58

Jahresabschnitt : Januar - Dezember
Regendauer : 60,00 min
Intervalldauer : 5,00 min
Wiederkehrzeit : 10,00 a
Gesamtregenhöhe : 29,75 mm

Für die Berechnung wurden folgende Grundwerte (hN in [mm]) verwendet:

T/D	15,0 min	60,0 min	12,0 h
1 a	9,25	15,50	27,00
100 a	27,00	44,00	75,00

Berechnung "Kurze Dauerstufen" (D<=60 min): u hyperbolisch, w doppelt logarithmisch

Werte der Zeitintervalle:

	von	bis	hN		von	bis	hN
iNR	[min]	[min]	[mm]	iNR	[min]	[min]	[mm]
1	0,0	5,0	2,35	7	30,0	35,0	1,31
2	5,0	10,0	3,11	8	35,0	40,0	1,13
3	10,0	15,0	4,46	9	40,0	45,0	1,00
4	15,0	20,0	10,56	10	45,0	50,0	0,89
5	20,0	25,0	1,87	11	50,0	55,0	0,80
6	25,0	30,0	1,55	12	55,0	60,0	0,73



Niederschlagshöhen und -spenden für A59 AD Sankt Augustin-West nach AD Bonn-Beuel

Zeitspanne : Januar - Dezember

Rasterfeld : Spalte: 11 Zeile: 58

T	0,5		1,0		2,0		5,0		10,0		20,0		50,0		100,0	
D	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN
5,0 min	2,6	87,4	4,5	148,6	6,3	209,8	8,7	290,7	10,6	351,9	12,4	413,0	14,8	493,9	16,7	555,1
10,0 min	5,0	82,7	7,3	121,5	9,6	160,3	12,7	211,5	15,0	250,3	17,3	289,1	20,4	340,3	22,7	379,1
15,0 min	6,6	73,1	9,3	102,8	11,9	132,5	15,5	171,7	18,1	201,4	20,8	231,1	24,3	270,3	27,0	300,0
20,0 min	7,7	64,5	10,7	89,1	13,6	113,6	17,5	146,1	20,5	170,7	23,4	195,2	27,3	227,7	30,3	252,2
30,0 min	9,3	51,5	12,7	70,3	16,0	89,1	20,5	114,0	23,9	132,8	27,3	151,6	31,8	176,4	35,1	195,2
45,0 min	10,5	39,0	14,4	53,4	18,3	67,8	23,4	86,8	27,3	101,2	31,2	115,6	36,4	134,7	40,3	149,1
60,0 min	11,2	31,1	15,5	43,1	19,8	55,0	25,5	70,7	29,8	82,6	34,0	94,6	39,7	110,3	44,0	122,2
90,0 min	12,3	22,8	17,0	31,4	21,6	40,1	27,8	51,5	32,5	60,2	37,2	68,8	43,3	80,2	48,0	88,9
2,0 h	13,1	18,2	18,1	25,1	23,1	32,0	29,6	41,1	34,6	48,0	39,5	54,9	46,1	64,0	51,1	70,9
3,0 h	14,4	13,3	19,8	18,3	25,2	23,3	32,4	30,0	37,8	35,0	43,2	40,0	50,3	46,6	55,7	51,6
4,0 h	15,4	10,7	21,1	14,7	26,9	18,7	34,4	23,9	40,2	27,9	45,9	31,9	53,5	37,2	59,2	41,1
6,0 h	16,9	7,8	23,1	10,7	29,4	13,6	37,6	17,4	43,9	20,3	50,1	23,2	58,4	27,0	64,6	29,9
9,0 h	18,5	5,7	25,3	7,8	32,1	9,9	41,1	12,7	47,9	14,8	54,7	16,9	63,7	19,7	70,5	21,8
12,0 h	19,8	4,6	27,0	6,3	34,2	7,9	43,8	10,1	51,0	11,8	58,2	13,5	67,8	15,7	75,0	17,4
18,0 h	21,8	3,4	29,8	4,6	37,7	5,8	48,2	7,4	56,1	8,7	64,1	9,9	74,6	11,5	82,5	12,7
24,0 h	23,8	2,8	32,5	3,8	41,2	4,8	52,6	6,1	61,3	7,1	69,9	8,1	81,3	9,4	90,0	10,4
48,0 h	28,1	1,6	37,5	2,2	46,9	2,7	59,3	3,4	68,8	4,0	78,2	4,5	90,6	5,2	100,0	5,8
72,0 h	35,2	1,4	45,0	1,7	54,8	2,1	67,7	2,6	77,5	3,0	87,3	3,4	100,2	3,9	110,0	4,2

T - Wiederkehrzeit (in [a]): mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet

D - Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen (in [min, h])

h - Niederschlagshöhe (in [mm])

rN - Niederschlagsspende (in [l/(s*ha)])

Für die Berechnung wurden folgende Grundwerte (hN in [mm]) verwendet:

T/D	15,0 min	60,0 min	12,0 h	24,0 h	48,0 h	72,0 h
1 a	9,25	15,50	27,00	32,50	37,50	45,00
100 a	27,00	44,00	75,00	90,00	100,00	110,00

Berechnung "Kurze Dauerstufen" (D<=60 min): u hyperbolisch, w doppelt logarithmisch

Wenn die angegebenen Werte für Planungszwecke herangezogen werden, sollte für rN(D;T) bzw. hN(D;T) in Abhängigkeit von der Wiederkehrzeit (Jährlichkeit)

bei 0,5 a <= T <= 5 a ein Toleranzbetrag $\pm 10 \%$,

bei 5 a < T <= 50 a ein Toleranzbetrag $\pm 15 \%$,

bei 50 a < T <= 100 a ein Toleranzbetrag $\pm 20 \%$,

Berücksichtigung finden.

Regelungsverzeichnis für das Straßenbauvorhaben A 59, 8-streifiger Ausbau AD Sankt Augustin-West – AD Bonn-Nordost						Unterlage:
						Datum:
Lfd. Nr.	Lageplan-Nr.	Bau-km (Strecke oder Achsenschnittpunkt)	Bezeichnung	a) bisheriger b) künftiger Eigentümer (E) oder Unterhaltungs- pflichtiger (U)	Vorgesehene Regelung	
1	2	3	4	5	6	
2.1	1 2	23+994,7 bis 25+366,8	Beckenanlage I Einleitstelle 1 Oberflächenentwässerung der A59 und geplante Beckenanlage I	a) b) Bundesrepublik Deutschland (Bundesstraßenverwaltung)	Koordinaten (Gauß-Krüger-System) der Einleitstelle sind: Y 25 81259,531 X 56 28556,259 Das Oberflächenwasser der A59 wird von Bau-km 23+994,7 bis Bau- km 25+366,8 (Hochpunkt) über neu anzulegende Rohrleitungen gesammelt und auf den Flurstücken 1095, 1097, Flur 3, Gemarkung Niedermenden über das geplante Versickerungsbecken (Beckenanlage I) mit vorgeschaltetem Absetz-/Abscheidebecken sowie Bodenfilterbecken zur Versickerung gebracht. Wassermenge Becken I, $Q_{zu} = 419,4 \text{ l/s}$, $Q_{ab,vs} = 65,35 \text{ l/s}$ Die Kosten trägt die Bundesrepublik Deutschland (Bundesstraßenverwaltung). Die Unterhaltung obliegt der Bundesrepublik Deutschland (Bundesstraßenverwaltung).	