

Neubau der Bundesautobahn A 20

Von Bau-km **14+200** bis Bau-km **16+100**

von NK 2125 026 – 0,900 km

nach NK 2125 026+1,000 km

Nächster Ort: **Bad Bramstedt, Lentförden**

Baulänge: **1,900 km**



**Landesbetrieb Straßenbau  
 und Verkehr Schleswig-Holstein**

## Planfeststellung

### Neubau A 20 Nord-West-Umfahrung Hamburg

#### Teil B Autobahnkreuz A20 / A7

### Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

<p><b><u>Aufgestellt:</u></b>          Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr          Schleswig-Holstein          - Niederlassung Itzehoe -</p> <p>gez. Kohlsaar</p> <p>Itzehoe, den 29.06.2009</p>	
<p><b><u>Bearbeitet:</u></b>          BRW Ingenieurpartnerschaft</p> <p>gez. Wasmund          Bad Segeberg, den 29.06.2009</p>	

## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Allgemeines .....</b>	<b>3</b>
1.1	Planungsraum, Querschnitt .....	3
1.2	berücksichtigte Richtlinien .....	4
<b>2</b>	<b>Linienentwässerung .....</b>	<b>5</b>
2.1	Planungsziele .....	5
2.2	dezentrale Niederschlagswasserbeseitigung .....	5
2.2	dezentrale Niederschlagswasserbeseitigung .....	16
2.3	Einzugsgebiete .....	17
<b>3</b>	<b>Regenwasserrückhalteeinrichtungen .....</b>	<b>18</b>
3.1	Bemessungsregen.....	18
3.2	Absetzbecken .....	18
3.3	Berechnung der maximalen Wasserstände in den Beckensystemen .....	19
3.4.	Konstruktive Gestaltung der Regenrückhalteeinrichtungen .....	19
3.4.1	Allgemeines.....	19
3.4.2	Absetzbecken.....	19
3.4.3	Regenrückhaltebecken.....	20
3.4.4	Regenrückhaltepolder .....	21
3.4.5	Drossel- und Ablaufschächte.....	22
3.4.6	Notüberläufe.....	23
<b>4</b>	<b>Berechnung des Streusalzeintrags in die Gewässer.....</b>	<b>24</b>
<b>5</b>	<b>Durchlässe und Gewässerverlegungen.....</b>	<b>25</b>
	<b>Anlage 1, Regenspenden nach Kostra- Atlas für den Kreis Segeberg .....</b>	<b>26</b>
	<b>Anlage 2, geplante Durchlässe .....</b>	<b>27</b>
	<b>Anlage 3, Daten zu den geplanten Rückhaltebecken .....</b>	<b>28</b>
	<b>Anlage 4, Daten zu den geplanten Einleitungsstellen .....</b>	<b>29</b>

# 1 Allgemeines

## 1.1 Planungsraum, Querschnitt

Im gesamten Planungsraum liegen aus entwässerungstechnischer Sicht sehr schwierige Geländebeziehungen vor. Durch die ebene Topographie bietet das Gelände kaum Möglichkeiten zur Längsentwässerung.

Im Planungsraum liegen kaum leistungsfähige Vorfluter vor. Lediglich die Dreckau und die Ohlau können als leistungsfähige Vorfluter angesehen werden. Diese Vorfluter stehen aber nur einem sehr begrenzten Streckenabschnitt zur Nutzung zur Verfügung. Die Dreckau mündet 300 m nördlich der Kreuzungsstelle mit der A20 bereits in die Ohlau ein. Diese weist in ihrem weiteren Verlauf bei der Querung von Ortschaften Hochwasserprobleme auf. Daher erfordert auch eine Einleitung in die Ohlau eine Beschränkung auf geringe Wassermengen.

Im östlich anschließenden Nachbarabschnitt ist die Schmalfelder Au zu finden.

Alle anderen Vorfluter dürfen nur mit verhältnismäßig kleinen Wassermengen beaufschlagt werden.

Der Untergrund ist, ausgenommen von lokalen Störungen, als sickertauglich anzusehen. Das Grundwasser steht i.d.R. 1,0 bis 2,0 m unter Gelände an.

Die künftige A 20 quert auf einer Länge von ca. 1,7 km erst bei Bau- km 9+150 bis Bau- km 10+850) ein Wasserschutzgebiet. Somit ist in diesem Abschnitt kein Wasserschutzgebiet betroffen.

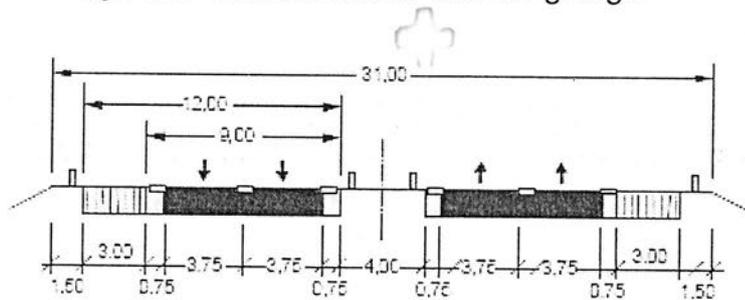
Anmerkung:

- Die naturschutzfachlich relevanten Betrachtungen der Ohlau werden an anderer Stelle aufgeführt.
- Den Berechnungen wurden die Regenspenden der Kostra- Daten des Kreises Segeberg zu Grunde gelegt.
- Die durch die Entwässerung der Autobahn betroffenen Vorfluter liegen in den Verbandsgebieten des GPV Ohlau und des GPV Schmalfelder Au

## 13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

- Den Betrachtungen wird folgender Querschnitt zu Grunde gelegt:

RQ 31



## 1.2 berücksichtigte Richtlinien

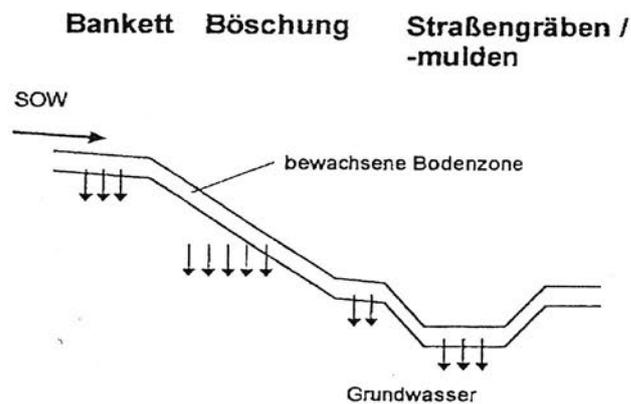
Für die wassertechnischen Berechnungen wurden folgende Richtlinien berücksichtigt:

- RAS – EW, Ausgabe 2005
- ATV-DVWK M 153
- ATV-DVWK A 117
- LANU Merkblatt M 2
- Der Minister für Natur, Umwelt und Landesentwicklung des Landes Schleswig-Holstein: Technische Bestimmungen zum Bau und Betrieb von Anlagen zur Regenwasserbehandlung bei Trennkanalisation, 1992.

## 2 Linienentwässerung

### 2.1 Planungsziele

Ziel der Straßenentwässerung ist, wo immer möglich, das Niederschlagswasser dezentral zu behandeln. Dies ist auch der in der RAS-EW definierte Grundsatz.



Quelle: RAS-EW 2005

Die dezentrale Niederschlagswasserbeseitigung ist in folgenden Fällen möglich:

- Dachprofil
- Sägezahnprofil, für die zum Damm geneigte Richtungsfahrbahn.

An den Stellen, an denen das nicht möglich ist, muss Niederschlagswasser aus der Fahrbahnbefestigung gesammelt werden und einer Retention zugeführt werden.

Die zentrale Niederschlagswasserbeseitigung wird in folgenden Fällen vorgesehen:

- Wasserschutzgebiet
- Sägezahnprofil (Kaskadenprofil), für die zum Mittelstreifen geneigte Richtungsfahrbahn.
- Sonderfälle im Anschlussstellenbereichen und dem Autobahnkreuz

### 2.2 dezentrale Niederschlagswasserbeseitigung

Ziel der dezentralen Niederschlagswasserbeseitigung ist es, das Niederschlagswasser unmittelbar am Ort des Anfalls im erforderlichen Maß zu behandeln und dem natürlichen Wasserkreislauf ohne maßgebliche Einflüsse auf das umgebende System wieder zuzuführen.

13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

---

Durch die guten Untergrundvoraussetzungen ist es sinnvoll das Wasser über die Bankette, Böschungen und Mulden versickern zu lassen.

Für die Versickerungen über die Böschungen gibt die RAS-EW, Ausgabe 2005, im Abschnitt 1.3.2, Größe der Abflüsse aus Straßen, Lösungsansätze vor (siehe Anlage 1).

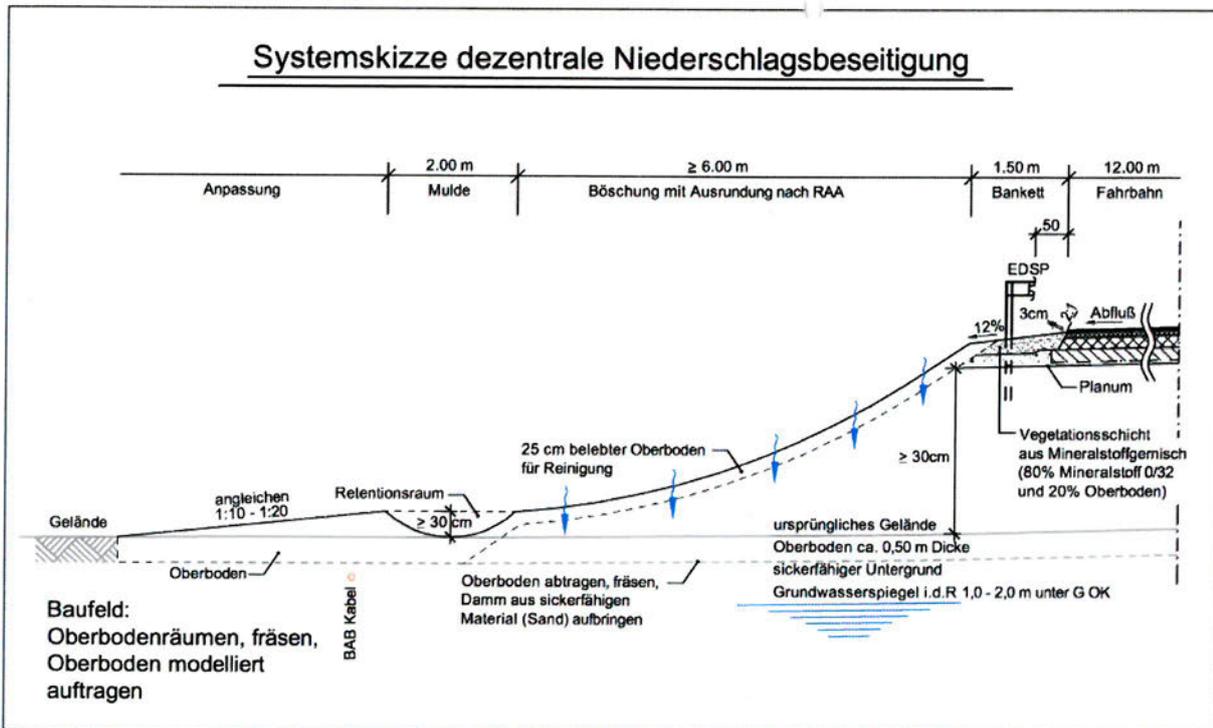
Im Abschnitt Versickerraten sind Versickerraten angegeben, die bei jeder Straßenplanung, unabhängig vom Untergrund, angesetzt werden können. Diese allgemeingültigen Werte liegen beim hier zu planenden Abschnitt aber erfahrungsgemäß weit auf der sicheren Seite, so dass für die wirtschaftliche technische Realisierung die Ergebnisse von Lechner, K. und Ludwig, K., 1987, Abflüsse von Straßen mit offenen Längsentwässerungen, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 509, Bundesministerium für Verkehr, wie von der RAS-EW empfohlen, zur Bearbeitung herangezogen werden.

Die Forschungsergebnisse an vorhandenen Autobahnen zeigen, dass Versickerraten bis zu 1.000 l/(s\*ha) erzielt wurden. Die Untersuchung berücksichtigte dabei unterschiedliche Bauweisen und unterschiedlich durchlässige Böden.

Bei diesem Projekt wird eine Versickerrate von 150 l/(s\*ha) angesetzt. Der Ansatz orientiert sich damit immer noch an den ungünstigsten tatsächlich gemessenen Versickerraten und weist damit eine hohe Reserve auf. Dies gilt insbesondere deshalb, da vorgesehen ist, den Damm mit vergleichsweise durchlässigem Material herzustellen.

13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

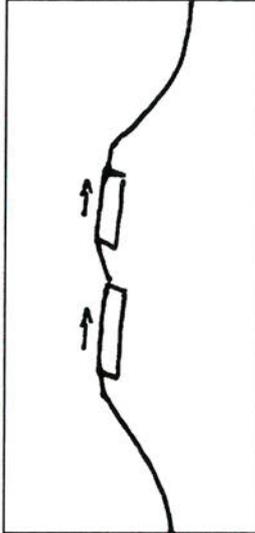
Die nachfolgende Systemskizze zeigt die Entwässerung über die Böschung.



Unter Beachtung der Regenreihen für den Kreis Segeberg ergeben sich folgende Werte.

13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

Berechnung Dachprofil:



**Abflussermittlung nach RAS-EW. Abschnitt 1.3.2**

**Sägezahnprofil**

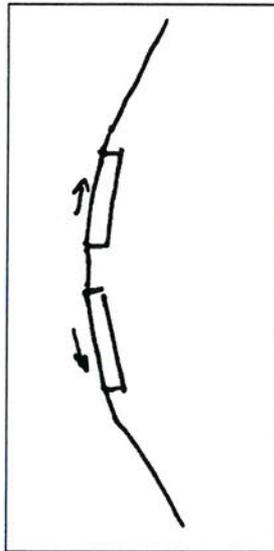
<b>Regenspende</b>	$r_{15,n=1}$	=	102,8	l/(s * ha)
	$r_{15,n=0,5}$	=	132,5	l/(s * ha)
	$r_{15,n=0,33}$	=	145,6	l/(s * ha)
	$r_{15,n=0,2}$	=	171,7	l/(s * ha)
	$r_{15,n=0,1}$	=	201,4	l/(s * ha)
<b>Spezifische Versickerate</b>	$q_s$	=	150,0	l/(s * ha)

Teilflächen	von Station	bis Station	Länge	Breite	Fläche	Spitzenabflussbeiwert	Spitzenabfluss aus Teilfläche	Teilfläche kann versickern	max. Versickerungsleistung der Teilfläche	Fläche darf Wasser aus Nachbarmächten versickeren	Versickerungsleistung der Teilfläche	Summe Abfluss
			m	[m]	[ha]	$\psi$	[l/s]		[l/s]		[l/s]	[l/s]

<b>linke Seite</b>												
	$a = 1; n = 1,00$											
Fahrbahn	1+000,000	2+000,000	1.000,00	0,00	0,000	0,90	102,8	Ja	0,0	Ja	0,0	0,0
Bankett				1,50	0,150		15,4	Ja	-22,5	Ja	-22,5	-7,1
Böschung				6,00	0,600		61,7	Ja	-90,0	Ja	-90,0	-28,3
Mulde				2,00	0,200		20,6	Ja	-30,0	Ja	-30,0	-9,4
					<b>0,950</b>		<b>97,7</b>				<b>-142,5</b>	<b>-44,8 Kein Abfluss</b>
							145,6					
				12,00	1,200	0,90	157,2	Nein	0,0	Nein	0,0	157,2
Mittelstreifen	1+000,000	2+000,000	1.000,00	4,00	0,400		58,2	Ja	-60,0	Nein	-58,2	0,0
					<b>1,600</b>		<b>215,4</b>				<b>-58,2</b>	<b>157,2 l/s Abfluss</b>

<b>Mittelstreifen</b>												
	$a = 3; n = 0,33$											
Fahrbahn	1+000,000	2+000,000	1.000,00	12,00	1,200	0,90	171,7	Nein	0,0	Nein	0,0	185,4
Bankett				1,50	0,150		25,8	Ja	-22,5	Ja	-22,5	3,3
Böschung rechts				6,00	0,600		103,0	Ja	-90,0	Ja	-90,0	13,0
Mulde				2,00	0,200		34,3	Ja	-30,0	Ja	-30,0	4,3
					<b>2,150</b>		<b>348,6</b>				<b>-142,5</b>	<b>206,1 l/s Abfluss</b>

13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung



**Abflussermittlung nach RAS-EW, Abschnitt 1.3.2**

Dachprofil

Regenspende

$$r_{15,n=1} = 102,8 \text{ l/s * ha}$$

$$r_{15,n=0,5} = 132,5 \text{ l/s * ha}$$

$$r_{15,n=0,33} = 145,6 \text{ l/s * ha}$$

$$r_{15,n=0,2} = 171,7 \text{ l/s * ha}$$

$$r_{15,n=0,1} = 201,4 \text{ l/s * ha}$$

Spezifische Versickerate  $q_s$

$$= 150,0 \text{ l/s * ha}$$

Teilflächen	von Station	bis Station	Länge	Breite	Fläche	Spitzenabflussbeiwert	Spitzenabfluss aus Teilfläche	Teilfläche kann versickern	max. Versickerungsleistung der Teilfläche	Fläche darf Wasser aus Nachbarmächten versickern	Versickerungsleistung der Teilfläche	Summe Abfluss
			m	[m]	[ha]	$\psi$	[l/s]		[l/s]		[l/s]	[l/s]

**linke Seite**  $a = 5; n = 0,20$

Fahrbahn	1+000,000	2+000,000	1.000,00	12,00	1,200	0,90	185,4	Nein	0,0	Nein	0,0	185,4
Bankett				1,50	0,150		25,8	Ja	-22,5	Ja	-22,5	3,3
Boschung				6,00	0,600		103,0	Ja	-90,0	Ja	-90,0	13,0
Mulde				2,00	0,200		34,3	Ja	-30,0	Ja	-30,0	4,3
					<b>2.150</b>		<b>348,6</b>				<b>-142,5</b>	<b>206,1 l/s Abfluss</b>

**Mittelstreifen**  $a = 3; n = 0,33$

Fahrbahn	1+000,000	2+000,000	1.000,00	0,00	0,000	0,90	0,0	Nein	0,0	Nein	0,0	0,0
Mittelstreifen				4,00	0,400		58,2	Ja	-60,0	Nein	-58,2	0,0
					<b>0.400</b>		<b>58,2</b>				<b>-58,2</b>	<b>0,0 Kein Abfluss</b>

**rechte Seite**  $a = 5; n = 0,20$

Fahrbahn	1+000,000	2+000,000	1.000,00	12,00	1,200	0,90	185,4	Nein	0,0	Nein	0,0	185,4
Bankett				1,50	0,150		25,8	Ja	-22,5	Ja	-22,5	3,3
Boschung rechts				6,00	0,600		103,0	Ja	-90,0	Ja	-90,0	13,0
Mulde				2,00	0,200		34,3	Ja	-30,0	Ja	-30,0	4,3
					<b>2.150</b>		<b>348,6</b>				<b>-142,5</b>	<b>206,1 l/s Abfluss</b>

13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

Die durchgeführten Berechnungen zeigen:

- dass der Regen aus den Flächen des Bankette, der Böschung und der Mulde vollständig versickert werden kann. Von dieser Fläche erfolgt kein Abfluss in andere Flächen,
- dass der Regen aus einer Richtungsfahrbahn, dem Bankett, der Böschung und der Mulde nicht vollständig versickert werden kann. Bei einem Regen  $r_{15,n=1}$  können in einem 1000 m langen Streckenabschnitt 66,2 l/s nicht versickert werden.
- dass das Wasser des Mittelstreifens ohne Fahrbahn, trotz des Ansatzes hoher Jährigkeiten, vollständig versickert werden kann.

**Folgerung:**

Zur Entwässerung einer Richtungsfahrbahn über die versickerungsfähigen Flächen sind weitere Maßnahmen erforderlich.

Damit das Wasser einer Versickerung zugeführt werden kann, wird die Mulde zur Zwischenspeicherung genutzt. Dazu wird die Mulde waagrecht angeordnet. Die dem Gelände zugewandte Seite der Mulde wird mit vorhandenem Oberboden modelliert. In noch zu definierenden Abständen werden Querschotte eingebaut. In fallendem Gelände wird die Mulde kaskadenförmig angeordnet.

Die Mulde wird das Wasser, welches ggf. bei extremen Regenereignissen anfallen kann, aufnehmen, zwischenspeichern und ebenfalls langsam versickern.

Das Speichervolumen einer 1.000 m langen und 2,0 m breiten Mulde beträgt:

Tiefe	Muldenfläche	Muldenvolumen
0,3 m	0,40 m <sup>2</sup>	400 m <sup>3</sup>
0,4 m	0,55 m <sup>2</sup>	550 m <sup>3</sup>

Es wird eine 0,4m tiefe Mulde erstellt. Der Berechnung wird aber nur eine 0,3 m tiefe Mulde zu Grunde gelegt. Damit ist sichergestellt, dass, sollten sich Ablagerungen ansammeln, diese keine negativen Auswirkungen auf die gewählte Lösung haben. Ein erhöhter Wartungsaufwand wird vermieden.

Nachfolgend wird nun ermittelt, welche Leistungsfähigkeit aus Versickerung über die Böschung in Kombination mit der Retention der Mulde aufweist.

13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

Die Betrachtung wird, wie nachfolgende gezeigt, für alle Regenereignisse durchgeführt. Dabei ist das System ausreichend leistungsfähig, wenn das Speichervolumen der Mulde mindestens dem Abfluss aus der Fahrbahn und der Böschung unter Berücksichtigung der Versickerung entspricht.

$$\text{Erf. Speichervolumen Mulde} = \text{Regenmenge} - \text{Versickerung}$$

Mit den folgenden Ausgangsdaten

**Fahrbahn**

Fahrbahnbreite		12,0 m	
Betrachtete Streckenlänge		1000 m	
Befestigte			
Fahrbahnfläche	12 m •	1000 m =	12000 m <sup>2</sup>
	Abflussbeiwert 0,9		10800 m <sup>2</sup> undurchlässige Fläche
		<b>A<sub>u</sub> =</b>	<b>1,080 ha</b>

**Versickerung über Bankett, Mulden und Böschungen**

Bankett	1,5 m •	1000 m =	1500 m <sup>2</sup>
Böschung	6 m •	1000 m =	6000 m <sup>2</sup>
Mulde	2 m •	1000 m =	2000 m <sup>2</sup>
			9500 m <sup>2</sup> =
			<b>0,95 ha</b>

**Gesamte Fläche**

$$\text{A}_u = 2,030 \text{ ha}$$

**Versickerungsleistung der durchlässigen Flächen (Bankett, Böschung, Mulden/ Gräben)**

Versickerrate 150 l / (s.ha)

**Versickerungsleistung:**

$$0,95 \text{ ha} \cdot 150 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)} = 142,5 \text{ l/s}$$

13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

und den nachfolgenden Formeln

$$\text{erf. } V = V_{\text{Regen, ges}} - V_{\text{Versickerung}}$$

$$V_{\text{Regen, ges}} = A_U \cdot RN \cdot D \cdot 60 / 1000 \text{ [m}^3\text{]}$$

mit  $A_U = 2,03 \text{ ha}$   
 $RN \text{ in l/(s}\cdot\text{ha)}$   
 $D \text{ in min}$

$$V_{\text{Versickerung}} = \text{Versickerungsleistung} \cdot D \cdot 60 / 1000 \text{ [m}^3\text{]}$$

mit Versickerungsleistung = 142,5 l/s  
 $D \text{ in min}$

ergibt sich folgende Tabelle:

Jährigkeit		0,5	1	2	5	10	20	50	100	
[h]	D [min]									
1	5	56,0	88,7	121,6	164,9	197,7	230,4	273,8	306,6	
	10	34,1	79,2	124,2	183,7	228,7	273,8	333,4	378,4	
	15	5,3	59,6	113,8	185,4	239,7	294,0	365,6	419,9	
	20	-26,8	35,1	97,0	178,8	240,7	302,6	384,4	446,3	
	30	-96,1	-21,5	53,0	151,7	226,2	300,7	399,0	473,6	
	45	-206,1	-116,7	-26,8	91,5	181,4	271,3	389,7	479,6	
	60	-320,8	-218,5	-116,2	19,0	121,3	223,6	358,8	461,2	
	1,5	90	-550,3	-441,7	-333,2	-190,7	-82,2	25,2	168,8	277,4
	2	120	-784,8	-672,3	-559,7	-410,7	-298,1	-185,6	-38,0	74,6
	3	180	-1.265,0	-1.144,4	-1.026,0	-868,1	-749,7	-631,3	-473,5	-355,1
	4	240	-1.750,9	-1.628,1	-1.502,4	-1.338,7	-1.216,0	-1.093,2	-929,5	-806,7
	6	360	-2.736,0	-2.604,4	-2.472,9	-2.301,9	-2.170,3	-2.038,8	-1.867,8	-1.736,3
	9	540	-4.228,9	-4.090,8	-3.952,7	-3.768,5	-3.630,4	-3.492,3	-3.308,1	-3.170,0
	12	720	-5.735,1	-5.586,0	-5.445,7	-5.252,7	-5.112,4	-4.963,3	-4.779,2	-4.630,1
	18	1080	-8.773,6	-8.615,7	-8.457,9	-8.247,4	-8.089,6	-7.931,7	-7.721,2	-7.563,4
	24	1440	-11.820,9	-11.645,5	-11.470,1	-11.242,1	-11.066,7	-10.891,3	-10.663,3	-10.487,9
	48	2880	-23.992,6	-23.817,2	-23.641,8	-23.396,3	-23.185,8	-23.010,4	-22.764,8	-22.589,5
	72	4320	-36.199,4	-36.041,5	-35.831,0	-35.567,9	-35.357,5	-35.147,0	-34.883,9	-34.726,1
		<b>Angaben in m<sup>3</sup></b>								
		- negative Werte: Versickerungsleistung größer als Regenmenge - Werte < 400 m <sup>3</sup> => Muldenvolumen ausreichend								

13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

---

**Folgerung:**

Die Tabelle zeigt, dass die Lösung aus Versickerung mit Retentionsmulde (B = 2,00m, Tiefe = 0,30 m) nahezu alle Regenereignisse beherrscht. Lediglich stärkste Regenereignisse können nicht ganz abgedeckt werden. Allerdings ist zu beachten, dass 100jährige Regenereignisse auch heute schon zu gravierenden Folgen, z.B. auf den landwirtschaftlichen Flächen, führen. Durch die Retention ist eine Verschlechterung durch die Autobahn, gegenüber der heutigen Situation, ausgeschlossen.

**Weitere Informationen**

Der Retentionsraum der Mulde ist größer als der, der durch das Merkblatt ATV A 117, Bemessung von Regenrückhalteräumen, 2001 in Verbindung mit der RAS-EW, 2005 erforderlich wird. Das Beckenvolumen ist i. d. R für ein 5 jährliches Regenereignis ( $n = 0,2$ ) zu ermitteln. Aus Erfahrung bei anderen Straßenbaumaßnahmen ist bekannt, dass das zur Beckenbemessung maßgebliche Regenereignis von Becken an Autobahnen zwischen einem 30 min. und einem 120 min. Regenereignis liegt.

Hier bestehen seitens der gewählten Lösung noch erhebliche Reserven.

**Frost**

Schmelzwasser ist für das gewählte System unproblematisch, da der Schnee, im Gegensatz zu den anschließenden Ackerflächen, geräumt wird. Durch den Einsatz von Auftauhilfen (Salz) wird der Abfluss zeitversetzt zum Schmelzereignis der umgebenden Flächen erfolgen. Sollte viel Schnee gefallen sein, wird er durch den Schneepflug auf Haufen verfrachtet. Durch Sonneneinstrahlung entsteht hier in gleicher Zeit eine geringere Wassermenge durch das Abschmelzen, so dass auch in diesem Fall ein zeitlicher Versatz erfolgt.

Sollte eine Frostperiode eine Versickerung über die Böschung verhindern, kann das Wasser in der Mulde zwischengespeichert werden. Die Regenereignisse des Winters sind bei weitem nicht so stark wie die Starkregenereignisse (z.B. Gewitter) während der anderen Jahreszeiten.

Um dennoch eine Versickerung zu ermöglichen wird an geeigneten Stellen eine senkrechte Tülle, ca. 20 cm über der Muldensohle angebracht, die eine Verbindung zwischen dem Wasser der Mulde und dem ungefrorenen Untergrund herstellt.

Um alle Szenarien abzudecken wurde auch eine weitere Betrachtung durchgeführt. Diese Betrachtung verzichtet auf den Ansatz der Versicherung. Ziel ist es, zu klären, welche Folgen ein Regenereignis auf gefrorenem Boden hat. Für diesen Fall liegen keine

13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

Regenreihen vor, so dass wieder auf die Starkregenereignisse gem. KOSTRA- Atlas zurückgegriffen wird. Dabei muss bedacht werden, dass diese Regenereignisse nicht während der Frostperioden auftreten. Damit weist die nachfolgende Tabelle für das gewählte System sehr hohe Reserven auf.

Es gilt:

$$\text{erf. } V = V_{\text{Regen, ges}} - V_{\text{Versickerung}}$$

$$V_{\text{Regen, ges}} = A_u \cdot RN \cdot D \cdot 60 / 1000 \text{ [m}^3\text{]} \quad (\text{Werte wie vor})$$

$$V_{\text{Versickerung}} = 0$$

daraus folgt:

Jährigkeit		0,5	1	2	5	10	20	50	100	
D	min									
5	min	5	98,7	131,5	164,3	207,6	240,4	273,2	316,6	349,3
10	min	10	119,6	164,7	209,7	269,2	314,2	359,3	418,9	463,9
15	min	15	133,6	187,8	242,1	313,7	368,0	422,2	493,8	548,1
20	min	20	144,2	206,1	268,0	349,8	411,7	473,6	555,4	617,3
30	min	30	160,4	235,0	309,5	408,2	482,7	557,2	655,5	730,1
45	min	45	178,7	268,0	357,9	476,3	566,2	656,1	774,5	864,4
60	min	60	192,2	294,5	396,8	532,0	634,3	736,6	871,8	974,2
90	min	90	219,2	327,8	436,3	578,8	687,3	794,7	938,3	1046,9
2	h	120	241,2	353,7	466,3	615,3	727,9	840,4	988,0	1100,6
3	h	180	274,1	394,6	513,0	670,9	789,3	907,7	1065,5	1183,9
4	h	240	301,1	423,9	549,6	713,3	836,0	958,8	1122,5	1245,3
6	h	360	342,0	473,6	605,1	776,1	907,7	1039,2	1210,2	1341,7
9	h	540	388,1	526,2	664,3	848,5	986,6	1124,7	1308,9	1447,0
12	h	720	420,9	570,0	710,3	903,3	1043,6	1192,7	1376,8	1525,9
18	h	1080	460,4	618,3	776,1	986,6	1144,4	1302,3	1512,8	1670,6
24	h	1440	491,1	666,5	841,9	1069,9	1245,3	1420,7	1648,7	1824,1
48	h	2880	631,4	806,8	982,2	1227,7	1438,2	1613,6	1859,2	2034,5
72	h	4320	736,6	894,5	1105,0	1368,1	1578,5	1789,0	2052,1	2209,9

Angaben in m³

- bis 400 m³ (grün) => Muldenvolumen ausreichend (bei Muldentiefe 0,3 m)
- bis 550 m³ (gelb) => Muldenvolumen ausreichend (bei Muldentiefe 0,4 m)
- > 550 m³ (orange) => Muldenvolumen nicht ausreichend

13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

---

**Folgerung**

Mit der obigen Tabelle wird nachgewiesen, dass selbst starke Regenereignisse auf gefrorenem Boden ausreichend sicher behandelt werden können. Unter Berücksichtigung, dass die Starkregenereignisse nicht während bzw. in direktem Anschluss an Frostperioden erfolgen, werden die Forderungen der oben zitierten ATV 117 erfüllt.

Insgesamt ist das gewählte Lösung so leistungsfähig, dass alle an das Entwässerungssystem gestellten Anforderungen in vollem Umfang erfüllt werden.

**Weitere Hinweise**

**Grundwasser**

Das Grundwasser wurde in einer Tiefe von 1,0 m bis 2,0 m angetroffen.

Damit die Mulde die ihr zugedachte Aufgabe erfüllen kann, wurde die Muldensohle auf Geländeniveau gelegt. Damit ist sichergestellt, dass ein temporärer Anstieg des Grundwassers nicht die Mulde zustaut und damit der Retentionsraum nicht mehr zur Verfügung steht.

**Oberboden**

Der Oberboden in einer Stärke von 20 cm übernimmt dabei 2 Aufgaben:

1. der Oberboden kann große Wassermengen zwischenspeichern und zeitlich verzögert zur Versickerung an den Unterbau / Untergrund abgeben und
2. die belebte Oberbodenschicht sorgt für eine Reinigung des Wassers.

Auf den an die Straßen anschließenden Flächen wird vor Baubeginn, zur Herstellung des Baufeldes, der Oberboden abgetragen und seitlich gelagert. Nach Fertigstellung der Maßnahme werden die anschließenden Flächen (Wald, Wiesen, landwirtschaftliche Flächen), höhenmäßig an die neue Mulde angeglichen. Dazu wird der seitlich gelagerte Oberboden verwendet. Die Anhebung der Mulde über Geländeniveau ist somit ohne zusätzlichen Grunderwerb und ohne Beeinträchtigung der anschließenden Flächen durchführbar.

13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung**Sonstiges**

Damit die Versickerung in den Untergrund dauerhaft gesichert ist, muss die Schicht unter dem abgetragenen Oberboden aufgefräst werden. Mögliche Sperrschichten (dünne Schluffschichten) werden dadurch aufgebrochen. Außerdem werden die Verdichtungen aus dem Pflügen der Äcker zurückgenommen.

Die Bankette sind mit Schotterrassen herzustellen um einerseits die Versickerung sicher zu stellen. Andererseits kann so die notwendige Tragfähigkeit sichergestellt werden.

Der Oberbodenauftrag von 20 cm darf nicht unterschritten werden. Bei höheren Böschungen empfiehlt die RAS-EW eine Böschungsneigung von 1:2 um ein Abrutschen nach dem Bau zu verhindern. Um den Grunderwerb zu verringern wird weiterhin an der Standardböschung von 1:1,5 festgehalten. Um das Abrutschen zu verhindern sind besondere Maßnahmen (z.B. Sicherungen mit Pflöcken) vorgesehen.

**2.2 dezentrale Niederschlagswasserbeseitigung**

Neben der dezentralen Beseitigung des Oberflächenwassers ist auch die zentrale Beseitigung des Niederschlagswassers erforderlich. Die Anwendungsfälle sind oben bereits aufgeführt.

Hier ist das Sammeln des Wassers erforderlich. Hierzu wird das Wasser an Borden gesammelt und über Mulden, Gräben und Leitungen der Vorfluter zugeführt. Vor der Einleitung wird ein Rückhaltebecken angeordnet. Dies wird nach

ATV A 117 / RAS – EW 2005 ausgebildet. Das Becken besteht aus einem Absetzbecken mit Tauchwand und einem Retentionsraum.

Die geringe Leistungsfähigkeit der meisten Vorfluter ist problematisch, da der Auslauf aus dem Becken sehr stark gedrosselt werden muss. Hieraus ergeben sich große Speichervolumen.

Lediglich die Dreckau und die Ohlau können größere Wassermengen aufnehmen.

Im Bereich des Autobahnkreuzes ist, wenn möglich, ein Abschlag zur Schmalfelder Au vorgesehen.

13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

---

Problematisch ist weiterhin das kaum vorhandene Gefälle. Zwischen der Längenenwässerung der Autobahn und dem Vorfluter muss das Becken so angeordnet werden, dass kein Rückstau in das Planum der Autobahn entsteht. Darüber hinaus darf der Wasserspiegel des Vorfluters nicht zu einem befüllen des Beckens mit Wasser aus dem Vorfluter führen.

Daraus resultieren geringe Stapelhöhen die wiederum zu einem großen Flächenbedarf zur Schaffung des Retentionsraumes führen.

### **2.3 Einzugsgebiete**

Die Gebiete und deren Behandlung sind der Anlage 5 Blatt 1 zu entnehmen.

### 3 Regenwasserrückhalteeinrichtungen

#### 3.1 Bemessungsregen

Die Ermittlung des Bemessungszulaufes erfolgt auf Grundlage der in der RAS-EW und den ATV-A 117 vorgegebenen Verfahrens. Die Regenreihen wurden von der Wasserbehörde des Kreises Segeberg vorgegeben. Die Bemessung der Regenrückhalteeinrichtungen erfolgt auf Grundlage eines 2-jährigen Ereignisses. Die Bemessung der Drosselabflüsse wurde auf  $0,6 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$  festgelegt (= landwirtschaftliche Abflussspende).

Da die zuständige Untere Wasserbehörde des Kreises Segeberg aus Gründen der technischen Realisierbarkeit der Drosselorgane einem Mindestabfluss von 2-3 l/s je Regenrückhaltebecken zugestimmt hat, ergeben sich für die Berechnung der Einleitungsmengen bei kleinen Becken etwas höhere flächenbezogene Abflusswerte als die oben genannte landwirtschaftliche Abflussspende. Maßgebliche Auswirkungen auf das Vorflutsystem sind hierdurch aufgrund der geringen Einzugsgebietsgrößen dieser Rückhaltebecken jedoch nicht vorhanden.

#### 3.2 Absetzbecken

Von der Wasserbehörde des Kreises Segeberg wurde die Einhaltung der Richtlinien für den Bau und Betrieb von Regenwasserreinigungsanlagen bei Trennkanalisation gefordert. Die Anforderungen dieser Richtlinien sind folgende:

- ⇒ Maximale Oberflächenbeschickung:
- ⇒ Maximal Fließgeschwindigkeit unter der Tauchwand:
- ⇒ Ölspeichervolumen:  $30 \text{ m}^3$
- ⇒ Sandstapelvolumen :  $1 \text{ m}^3 / (\text{ha} \cdot \text{a})$
- ⇒ Die maßgebenden Bemessungsgrößen ergeben sich danach für die größeren Becken durch die Fließgeschwindigkeit unter der Tauchwand und die Oberflächenbeschickung, bei den kleineren Becken durch die Mindestanforderungen an den Ölspeicherraum und das Sandstapelvolumen. Für die Form der Becken wurde das Längen- / Breitenverhältnis von 3:1 zugrunde gelegt.

### 3.3 Berechnung der maximalen Wasserstärke in den Beckensystemen

Um die tatsächlichen Höchststände in den Becken berechnen zu können, wurde eine Abflussganglinie generiert. Mittels dieser Abflusssimulation konnten die Drosselöffnungen und die Notüberläufe bemessen werden. Als Berechnungsformel wurde hierbei, wie auch in der RAS-EW vorgesehen, der sog. Ausfluss aus kleiner Öffnung für die Drosseln und für die Notüberläufe ein Überfallwehr mit freiem Abfluss zugrunde gelegt. Die jeweils verwendeten Eingabewerte sind auf dem beigefügtem Berechnungsblatt ersichtlich.

### 3.4. Konstruktive Gestaltung der Regenrückhalteeinrichtungen

#### 3.4.1 Allgemeines

Aufgrund der aus Kosteneinsparungsgründen und des geringeren Flächenverbrauchs niedrig gewählten Gradienten, den im Baugrundgutachten genannten möglichen hohen Grundwasserständen sowie den Wasserständen in den Vorflutern ergibt sich nur ein geringer Höhenspielraum für die Gestaltung der Regenrückhalteeinrichtungen. Hierdurch sind nur geringe Aufstauhöhen in den einzelnen Becken zu erzielen. In Zusammenarbeit mit der Landschaftsplanung wurde daher ein Regenrückhaltesystem entwickelt, das ermöglicht, den verhältnismäßig großen Flächenbedarf zumindest teilweise als Ausgleich für die Eingriffe durch den Bau der A 20 zu nutzen.

Dieses System besteht aus drei Becken. Einem Absetzbecken, das als technisches Becken ausgeführt wird, wurde nur nach Baugrund- und wassertechnischen Bemessungsgrundsätzen geplant. Die Regenwasserrückhaltung wird bei diesem Projekt im Regelfall auf zwei weitere Becken verteilt, hierbei dient ein kleineres erstes Becken der Aufnahme von Abflussspitzen und ein zweites Becken, der sog. Rückhaltepolder, der langzeitigen Speicherung des Niederschlagswassers.

Lediglich bei sehr kleinen Einzugsgebieten wird auf den Polder verzichtet und die Regenrückhaltefunktion vollständig auf das Regenrückhaltebecken übertragen.

#### 3.4.2 Absetzbecken

Die Absetzbecken sind als Durchlaufbecken geplant, d.h. die Zuflusswassermenge entspricht in etwa der Abflusswassermenge. Die mittlere Wassertiefe in dem Becken beträgt 2 m. Die Böschungen werden mit einer Neigung von 1:2 hergestellt. Aufgrund des hohen  $k_f$  - Wertes des Baugrundes von  $> 1 \cdot 10^{-4}$  m/s müssen die Absetzbecken mit Dichtungen versehen werden. Das Baugrundgutachten sieht eine doppelte Dichtung aus Bentonitbahnen mit Lehmauflage vor. Als Leichtstoffrückhaltung ist eine schwimmende Tauchwand vorgesehen, die aus strömungstechnischen Gründen vor dem hinteren Drittel des Absetzbeckens angeordnet wird.

### 13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

---

Zu- und Abläufe erfolgen über Betonmuffenrohre mit entsprechendem Böschungsschnitt, die Aus- und Einlasskopfstücke erhalten eine Bettung in Magerbeton, sowie eine Umpflasterung, die Ausspülungen an den Rohrrändern und an den Böschungen verhindert. Das Absetzbecken ist mit einer 4,5 m breiten Umfahrung versehen, die 3% quergeneigt zum Becken ist und einen wassergebundenen Wegeaufbau erhält. Die Zufahrtsrampen von der A 20 zu der Umfahrung werden mit einem maximalen Längsgefälle von 6% ausgeführt bei einer Querneigung von gleichfalls 3%. Auch diese werden wassergebunden ausgeführt, erhalten jedoch auf den ersten 20 m von der Autobahn aus gesehen, eine bituminöse Oberfläche. Die Absetzbecken werden vollständig in die Umzäunung eingeschlossen.

Die Absetzbecken erhalten eine Ringdrainage, die so angeordnet ist, dass eventueller auftretender Überdruck aus dem Grundwasser abgefangen werden kann. Die Ringdrainage wird in den Ablauf der Absetzbecken angeschlossen.

#### 3.4.3 Regenrückhaltebecken

Die Bemessung der Regenrückhaltebecken ist klein gewählt. Erstens um den Flächenverbrauch dieser Becken gering zu halten und zweitens damit nach einer vollständigen Flutung der Becken ein Anspringen des Notüberlaufes erreicht wird. Hierdurch fluten die überschüssigen Wassermengen das dritte Becken, den Rückhaltepolder.

Die Ausführung der Rückhaltebecken soll als naturnahes Nassbecken erfolgen. Die Böschungen sollen mit einer Neigung von höchstens 1:3 hergestellt werden. Aufwuchs von Schilf und Stauden kann hingenommen werden.

Die Becken können mit Flachwasserbermen versehen werden, die ca. 30 cm unter dem Ruhewasserspiegel der Teiche liegen. In den Tiefwasserzonen dieser Becken wird eine maximale Wassertiefe von 1,5 m angestrebt. Eine Abdichtung dieser Becken ist nicht vorgesehen. In trockenen Jahreszeiten kann daher der Wasserspiegel der Becken sichtbar fallen. Dieses ist bedenkenlos hinzunehmen, da dieser Abfall des Wasserspiegels das Vorhalten des Auffangvolumens nur erhöht. Die Becken erhalten keine Umfahrung, werden jedoch in die Einzäunung mit eingeschlossen.

### 3.4.4 Regenrückhaltepolder

Als drittes Glied in der Kette wurden die Regenrückhaltepolder geplant. Sie sind als Trockenbecken konzipiert und erhalten zwischen Zu- und Ablauf einen Flutgraben, der das Wasser des Drosselablaufes aus dem Rückhaltebecken und dem Notüberlauf gleichmäßig der gesamten Fläche zuführt. Der Graben hat im ungefüllten Zustand einen Wasserspiegel der ca. 20 cm unter der übrigen Beckensohle liegt und einen Dauerwasserstand von 40 cm aufweist.

Die Sohlbreite liegt zwischen 0,5 und 1 m. Die Böschungsneigung beträgt 1:2.

Der Graben endet am Drossel- und Ablaufschacht, in dem die zulaufende Wassermenge auf den von der Wasserbehörde des Kreises Segeberg geforderten Wert der landwirtschaftlichen Abflussspende von 2 - 3 l/s reduziert und in den Vorfluter abgegeben wird.

Die Höhe der Beckensohle wird je nach hydraulischen Verhältnissen in etwa auf Höhe des maximal anzunehmenden Grundwasserstands oder darüber gelegt. Das heißt, sie liegt in der Regel knapp unter dem Gelände. Hierdurch sind auch nur geringe Bodenabtragsmaßnahmen erforderlich.

Das Trockenbecken erhält eine niedrige, dem Gelände angepasste, Verwallung mit einer Kronenhöhe, die mindestens 0,6 m über der Sohle des Trockenbeckens liegt. Diese Verwallung wird auch teilweise als Zuwegung genutzt, um zu Kontroll- und Reinigungszwecken zum Ablaufschacht zu gelangen. Sie bekommt eine Kronenbreite von mindestens 1 m und einer Böschungsneigung von 1:2. In die Verwallungen wird ein Notüberlauf eingelassen, der die bauliche Anlage auch bei extremsten Niederschlagsereignissen schützt und eine gezielte Wasserabgabe in die Vorflut gewährleistet.

Das Trockenbecken ist mit Ausnahme der gelegentlichen Kontrolle des Ablaufschachtes nicht zu unterhalten und steht für landschaftsplanerische Zwecke zur Verfügung. Bewuchs jeglicher Art ist unbedenklich, da die Becken ausreichend dimensioniert sind und mindestens eine zusätzliche Aufstauhöhe von 10 cm zur Kompensation des Bewuchses zur Verfügung steht. Die Becken konnten in der Regel so angeordnet werden, dass sog. Restflächen, sowie bestehende Flurstücksgrenzen optimal ausgenutzt wurden. Sie stellen kein Gefährdungspotential dar und werden daher aus landschaftsplanerischen Gründen nicht mit einer Einzäunung versehen.

---

### 13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

---

#### 3.4.5 Drossel- und Ablaufschächte

Zur planmäßigen Steuerung der gesamten Rückhalte<sup>er</sup>richtung, werden in den Ablauf, sowohl der Regenrückhaltebecken als auch der Regenrückhaltepolder, Drossel- und Ablaufschächte eingebaut. Durch sie werden die gewünschten Ablaufmengen erreicht und es können Wasserproben des abfließenden Regenwassers entnommen werden. Eine Erreichbarkeit zu Fuß wird durch Zuwegungen erreicht, die an der Böschung der Becken, bzw. auf den Dämmen der Rückhaltepolder geführt werden.

Der Zulauf zu den Drosselschächten geschieht bei den Regenrückhaltebecken in der Regel durch eine Betonrohrleitung DN 300, die auf der Einlaufseite mit einem Rechen mit Stababstand von 2,0 cm oder einem Tauchrohr vor Eindringen von Treibgut geschützt wird.

Bei den Regenrückhaltepoldern, die im Ablauf einen maximalen Einleitungswert von 2 - 3 l/s erhalten sollen und gleichzeitig nahezu unterhaltungsfrei gestaltet werden sollen, geschieht der Zulauf über eine in der Sohle der Ablaufgräben verlegte Drainage. Diese Drainage wird in einem geeigneten Grobsandkiesmaterial verlegt, so dass eine optimale Zuströmung erfolgen kann. Bei der erforderlichen Anströmfläche der Drainage wird ein hoher Sicherheitsfaktor zugrunde gelegt, um ein „Dichtsetzen“ der Grabensohle durch organische Stoffe, wie z.B. Falllaub u.ä. zu kompensieren.

Um möglichst schnell den vollen Bemessungsabfluss zu erreichen, wurden die Zulaufgräben schmal gehalten. Dieses führt bei der Füllung des Beckens dazu, dass, dadurch dass sich der Graben sehr schnell füllt, ein hydraulischer Überdruck von ca. 20 cm bis zur eigentlichen Deckensohle des Rückhaltepolders aufgebaut wird, der den Zufluss in der gewünschten Menge ermöglicht. Diese Gräben fallen nach Ende des Regenereignisses sehr langsam wieder leer.

Die eigentliche Drosselung erfolgt im Ablaufschacht durch eine Kreisdrossel, die mit 40, bzw. 50 mm Durchmesser anfällig gegenüber Verschmutzungen ist. Aus diesem Grund wird auf der Zulaufseite der Drossel ein siebartiger Schmutzfangkorb angebracht, der eine Mindestoberfläche in eingetauchtem Zustand von ca. 0,5 m<sup>2</sup> hat und eine sehr enge Maschenweite besitzt. Die große Fläche dieses Siebes bewirkt eine geringe Durchströmgeschwindigkeit.

Die Kreisdrossel ist in einer abgedichteten, senkrechten Wand aus Eichenbohlen eingelassen, die mittig im Schacht angeordnet wird.

Alle Drosselschächte werden als Betonschächte DN 1500 ausgeführt, erhalten eine Abdeckplatte und eine Abdeckung mit Laubfangkorb. Eine Kontrolle der Drosseleinrichtungen und Reinigung evtl. Verschmutzung sollte in regelmäßigen Abständen (z.B. einmal jährlich) erfolgen.

13.0 Erläuterungsbericht zur wassertechnischen Untersuchung

---

### 3.4.6 Notüberläufe

Die Notüberläufe, die zum einen zwischen Regenrückhaltebecken und Regenrückhaltepolder, andererseits zwischen Regenrückhaltepolder und der Vorflut angeordnet sind, werden wie folgt ausgeführt:

Sie sind als offenes Gerinne mit einer Überlaufbreite zwischen 2 und 3 m konzipiert, die eigentliche Überlaufkante wird hierbei durch eine ca. 0,5 m hohe, in die Sohle eingelassene, Eichenbohlenwand fixiert. Diese wird beidseitig mit Geröll der Körnung 50 – 200 mm angeschüttet und gesichert. Die Geröllschüttung wird bis in die Sohle des nachfolgenden Grabens herunter geführt.

Die Böschungsneigungen des Überlaufgerinnes sollen nicht größer als 1:2 sein. Im Bereich der Bohlwand wird diese noch ca. 0,5 – 2 m in die Böschung verlängert.

In den Fällen, bei denen eine offene Führung des Notüberlaufes nicht möglich ist, wird der Notüberlauf über den Ablauf des Drossel- oder Ablaufschachtes geführt und mittels Rohrleitung dem nachfolgendem Becken oder Vorfluter zugeführt.

#### **4 Berechnung des Streusalzeintrags in die Gewässer**

Bei diesem Berechnungspunkt wurden die groben Ansätze aus dem wassertechnischen Fachbeitrag auf die einzelnen Einleitungssituationen übertragen. Die Berechnungsansätze sind hierbei die gleichen. Sie finden die Berechnungen in der Anlage zu diesem Bericht.

Unter Berücksichtigung der Vorbelastung der Salzgehalte der Vorfluter werden die Grenzwerte mit großen Reserven eingehalten. Begründet ist dies insbesondere durch die geringen Einleitmengen der Entwässerungseinrichtungen in die Vorfluter, die eine hohe Verdünnung im Vorfluter zur Folge haben.

## 5 Durchlässe und Gewässerverlegungen

Die Berechnungen wurden nach den Formeln von Prandtl- Colebrook vorgenommen. Als Rohrmaterial werden kreisförmige Betonrohre mit einer betrieblichen Rauigkeit von 1,0 m/s angenommen. Als Bemessungswassermenge wurde ein 1-jähriges Winterhochwasser (HQ) gewählt, dass den Einfluss der Einzugsgebietsgröße auf die Abflussstände berücksichtigt Die Ergebnisse sind im Anhang zu diesem Kapitel tabellarisch dargestellt.

Bemessungsabflussspenden für Durchlässe und Gewässerverlegungen

Einzugsgebietsgröße	Abflussspende (MQ)	Abflussspende (HQ)	Abflussspende (HHQ)
km <sup>2</sup>	l/(s•km <sup>2</sup> )	l/(s•km <sup>2</sup> )	l/(s•km <sup>2</sup> )
<= 0,99	11,0	140,0	520,0
1,0 - 1,99	11,0	130,0	440,0
2,0 - 4,99	11,0	115,0	340,0
5,0 - 9,99	11,0	100,0	270,0
10,0 - 29,99	11,0	83,0	200,0
>= 30,0	11,0	65,0	125,0

Da bei fast allen Durchlässen offene Gewässer durch Rohrleitungen ersetzt werden mussten, deren Leistungsfähigkeit trotz der geringeren Rauigkeit deutlich geringer ist, mussten die Rohrdurchmesser so dimensioniert werden, dass ein vertretbarer Aufstau oberhalb des Durchlasses nicht überschritten wird. Als im Hochwasserfall möglicher Aufstau wurde eine Wasserspiegelerhöhung von ca. 10 cm als vertretbar angesehen. Die Berechnungen zu den einzelnen Durchlässen sind im Anhang enthalten.

Aufgestellt: Bad Segeberg, 29.06.2009



(Dipl.-Ing. F. Wasmund)

## Anlage 1, Regenspenden nach Kostra-Atlas für den Kreis Segeberg

Jährigkeit			0,5	1	2	5	10	20	50	100
D	min		RN							
5	min	5	162,1	215,9	269,8	340,9	394,8	448,6	519,8	573,6
10	min	10	98,2	135,2	172,2	221,0	258,0	295,0	343,9	380,9
15	min	15	73,1	102,8	132,5	171,7	201,4	231,1	270,3	300,0
20	min	20	59,2	84,6	110,0	143,6	169,0	194,4	228,0	253,4
30	min	30	43,9	64,3	84,7	111,7	132,1	152,5	179,4	199,8
45	min	45	32,6	48,9	65,3	86,9	103,3	119,7	141,3	157,7
60	min	60	26,3	40,3	54,3	72,8	86,8	100,8	119,3	133,3
90	min	90	20,0	29,9	39,8	52,8	62,7	72,5	85,6	95,5
2	h	120	16,5	24,2	31,9	42,1	49,8	57,5	67,6	75,3
3	h	180	12,5	18,0	23,4	30,6	36,0	41,4	48,6	54,0
4	h	240	10,3	14,5	18,8	24,4	28,6	32,8	38,4	42,6
6	h	360	7,8	10,8	13,8	17,7	20,7	23,7	27,6	30,6
9	h	540	5,9	8,0	10,1	12,9	15,0	17,1	19,9	22,0
12	h	720	4,8	6,5	8,1	10,3	11,9	13,6	15,7	17,4
18	h	1080	3,5	4,7	5,9	7,5	8,7	9,9	11,5	12,7
24	h	1440	2,8	3,8	4,8	6,1	7,1	8,1	9,4	10,4
48	h	2880	1,8	2,3	2,8	3,5	4,1	4,6	5,3	5,8

13.0 Wassertechnischer Erläuterungsbericht

**Anlage 2, geplante Durchlässe**

Grunddaten der geplanten Durchlässe :

Station	Bauwerk	DN	Gewässer	Hochwasser- abfluss HQ	Sohlhöhe Einlauf	Sohlhöhe Auslauf	Länge	Längs- gefälle	Kreuzungs- winkel	Hochwert	Rechtswert
km				l/s	mNN	mNN	m	‰	gon		
A 20 / 15+942,50	Durchlass	800	Graben 203	93,00	13,25	13,13	58,70	2,04	100	5973412,18	3562898,85
A7 / 117+928,67	Durchlass	1000	Gewässer N	223,80	13,50	13,35	71,30	2,00	100	5972534,53	3562302,55

Berechnungen zu den geplanten Durchlässen

Gewässer	Sohle oben	Sohle unten	Länge	Hochwasser- abfluss HQ	Gefälle	DN	Rauhig- keit	mind. Gefälle	Stauhöhe vor dem Einlauf	Fließ- geschwindig- keit	k/d
	mNN	mNN	m	l/s	‰	mm	mm	‰	m	m/s	
Graben 203	13,05	12,93	58,7	93,00	2,04	800	1,00	0,56	-0,09	0,47	0,0013
Gewässer N	13,50	13,35	71,3	223,80	2,10	1000	1,00	0,05	-0,12	0,19	0,0013

13.0 Wassertechnischer Erläuterungsbericht

**Anlage 3, Daten zu den geplanten Rückhaltebecken**

Bezeichnung	Station	Vorfluter	A <sub>E</sub> ha	A <sub>U</sub> ha	Max. Q <sub>zu</sub> l/s	Max. Q <sub>ab</sub> l/s	Zul. Q <sub>ab</sub> l/s	V <sub>vorh</sub> m³	V <sub>erf.</sub> m³
RRB A7 - 01	A 20 14+900	Einleitung ins Leitungssystem der Autobahnentwässerung	1,32	0,96	98,92	1,3	2,0*	721	250
RRB A7 - 02	A7 116+900	Gew. Nr. 109 des GPV Schmalfelder Au	5,42	3,69	370,50	4,1*	3,0*	2016	1271
RRB 3 / West	A7 117+980	Gew. N des GPV Ohlau	1,97	1,13	117,27	1,1	2,0*	563	377
RRB 08	A 20 14+350	Gew. N <sub>alt</sub> des GPV Ohlau	0,76	0,68	60,49	2,1*	2,0*	346	159
RRB 09	A 20 15+910	Gew. Nr. 203 des GPV Schmalfelder Au	3,37	2,75	177,83	2,1	3,0*	3875	880

\*Abgestimmt mit der Wasserbehörde des Kreises Segeberg

13.0 Wassertechnischer Erläuterungsbericht

**Anlage 4, Daten zu den geplanten Einleitungsstellen**

Vorfluter	Gemarkung	Flur	Flur- stück	Einleit- menge l/s	Rechtswert	Hochwert	Einleit- stelle- Nr.	RRB-Nr.	Betr. Km / Bau-Km
Gew. Nr. 109 des GPV Schmalfelder Au	Lentförden	7	219	4,1	3561961,95	5973685,79	RRB A7-02	A 7 - 02	116+900
Gew. N des GPV Ohlau	Lentförden	7	21/3	1,1	3562101,45	5972530,96	RRB 03/West	3 / West	117+980
Gew. N <sub>alt</sub> des GPV Ohlau	Lentförden	7	16/8	2,1	3561437,23	5972579,04	RRB 08	08	14+350
Gew. Nr. 203 des GPV Schmalfelder Au	Schmalfeld	16	32	2,1	3562811,51	5973614,05	RRB 09	09	15+910