Nachrichtlich

BAB A 20, Nord-West-Umfahrung Hamburg

Wassertechnische Berechnungen

Die vorliegende Unterlage „Wassertechnische Berechnungen“ stellt eine vollständig überarbeitete Deckblattfassung vom Dezember 2012 dar.

Deckblatt

Neubau der Bundesautobahn A 20

von Bau-km **10+449,335** bis Bau-km **14+440,408**

von NK nicht vorhanden nach NK 2222112 – 0,563 km

Nächster Ort: **Glückstadt**Baulänge: **3,991 km****Landesbetrieb Straßenbau
und Verkehr Schleswig-Holstein**

Planfeststellung

Neubau der A 20, Nord-West-Umfahrung Hamburg

Abschnitt:
**Landesgrenze Niedersachsen / Schleswig-Holstein
bis B 431**

Wassertechnische Berechnungen

<p>Aufgestellt:</p> <p>Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein - Niederlassung Itzehoe -</p> <p>gez. Kötter gez. Kohlsaat</p> <p>Itzehoe, den 31.03.2009</p>	<p>Nachrichtlich</p>
<p>Bearbeitet:</p> <p>OBERMEYER Planen + Beraten GmbH</p> <p>gez. Kohl</p> <p>Hamburg, den 27.02.2009</p>	

<u>Inhalt</u>	Seite
13.1.1 Entwässerungsabschnitt 4	
13.1.1.1 Einzugsgebiete der Kanalisation	2
13.1.1.2 Hydraulische Bemessung der Kanalisation	4
13.1.1.3 Bemessung des dem RRB vorgeschalteten Absetzbeckens	10
13.1.1.4 Bemessung des Regenrückhaltebeckens	12
13.1.1.5 Dimensionierung des Pumpwerks für den Hochwasserschutz	15
13.1.2 Entwässerungsabschnitt 5	
13.1.2.1 Bemessung der Mulden	17
13.1.2.2 Nachweis der Drosselung und Rückhaltung	21
13.1.2.3 Hydraulischer Nachweis der Drainageleitungen nach RAS-Ew	27
13.1.3 Trogbauwerk	
13.1.3.1 Hydraulische Berechnungen der Sammelleitungen	28
13.1.3.2 Bemessung des Pufferbeckens	41
13.1.4 Verzeichnis der verwendeten Abkürzungen	
13.1.4.1 Abkürzungen	43
13.1.4.2 Kurzzeichen	44

Neubau der A 20 - Nord-West-Umfahrung Hamburg

Abschnitt Landesgrenze Niedersachsen / Schleswig-Holstein bis B 431

Bau-km: 10+449,335 bis 14+440,408

Wassertechnische Berechnungen

Anlage 13.1.1

13.1.1.1: Einzugsgebiete der Kanalisation, Bau-km 12+687 bis 13+500

Haltung	Bau-km von	Bau-km bis	Länge	Fahrbahn ü. Ablauf $\Psi = 0,90$	Mittel- streifen $\Psi = 0$	Fahrbahn ü. D-Mulde $\Psi = 0,90$	Bankett $\Psi = -0,459$	Böschung $\Psi = -0,459$	Mulde $\Psi = -0,459$	Einzugs- gebiet A_E	Undurch- lässige Fläche A_U	Mittlerer Abfluss- beiwert
			m	m ²	m ²	m ²		m ²	m ²	m ²	m ²	-
HR24.1 ¹⁾	12.690	12.690	0,0	800	0					800	720	0,90
HR24.2	12.740	12.690	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.3	12.790	12.740	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.4	12.840	12.790	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.5	12.890	12.840	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.6	12.940	12.890	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.7	12.990	12.940	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.8	13.040	12.990	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.9	13.090	13.040	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.10	13.140	13.090	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.11	13.190	13.140	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.12	13.240	13.190	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.13	13.290	13.240	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.14	13.340	13.290	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.15	13.390	13.340	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.16	13.440	13.390	50,0	625	200					825	563	0,68
HR24.17	13.483	13.440	43,0	538	172					710	484	0,68
			793	10.713	3.172	0	0	0	0	13.885	9.641	0,69

¹⁾ An die Haltung HR24.1 wird die Entwässerung der östlichen FW-Aufstellfläche angeschlossen.

Neubau der A 20 - Nord-West-Umfahrung Hamburg

Abschnitt Landesgrenze Niedersachsen / Schleswig-Holstein bis B 431

Bau-km: 10+449,335 bis 14+440,408

Wassertechnische Berechnungen

Anlage 13.1.1

Haltung	Bau-km von	Bau-km bis	Länge m	Fahrbahn ü. Ablauf $\Psi = 0,90$ m ²	Mittel- streifen $\Psi = 0$ m ²	Fahrbahn ü. D-Mulde $\Psi = 0,90$ m ²	Bankett $\Psi = -0,459$	Böschung $\Psi = -0,459$ m ²	Mulde $\Psi = -0,459$ m ²	Einzugs- gebiet A _E m ²	Undurch- lässige Fläche A _U m ²	Mittlerer Abfluss- beiwert -
HR34.1	12.690	12.690	0,0	800			0		0	800	720	0,90
HR34.2	12.740	12.690	50,0	625						625	563	0,90
HR34.3	12.790	12.740	50,0	625						625	563	0,90
HR34.4	12.840	12.790	50,0	625						625	563	0,90
HR34.5	12.890	12.840	50,0	625						625	563	0,90
HR34.6	12.940	12.890	50,0	625						625	563	0,90
HR34.7	12.990	12.940	50,0	625						625	563	0,90
HR34.8	13.040	12.990	50,0	625						625	563	0,90
HR34.9	13.090	13.040	50,0	625						625	563	0,90
HR34.10	13.140	13.090	50,0	625						625	563	0,90
HR34.11	13.190	13.140	50,0	625						625	563	0,90
HR34.12	13.240	13.190	50,0	625						625	563	0,90
HR34.13	13.290	13.240	50,0	625						625	563	0,90
HR34.14	13.340	13.290	50,0	625						625	563	0,90
HR34.15	13.390	13.340	50,0	625						625	563	0,90
HR34.16	13.440	13.390	50,0	625						625	563	0,90
HR34.17	13.472	13.440	32,0	400						400	360	0,90
			782	10.575	0	0	0	0	0	10.575	9.518	0,90
Zwischensumme:										24.460	19.159	
Zuzüglich nördliches Trogbauwerk:												
Strecke	12.290	12.687	397,0	10.124						10.124	9.111	0,90
Portalbögen				250						250	225	0,90
Betriebsgebäude				220						220	198	0,90
				10.594	0	0	0	0	0	10.594	9.534	0,90
Gesamt:										35.053	28.693	

Neubau der A 20 - Nord-West-Umfahrung Hamburg

Abschnitt Landesgrenze Niedersachsen / Schleswig-Holstein bis B 431

Bau-km: 10+449,335 bis 14+440,408

Wassertechnische Berechnungen

Anlage 13.1.1

13.1.1.2 Hydraulische Bemessung der Kanalisation nach dem Zeitbeiwertverfahren

Haltung	von Schacht	bis Schacht	DN mm	I %	kb mm	Erläuterung	r l/(sxha)	A _E ha	Ψ -	Q _B l/s	v _V m/s	Q _V l/s	Auslastung %
Zulaufkanal zum RRB EA 4													
HRZ4.1	RZ4.1	RZ4.2	600	0,54	1,5	von HR34.1 von Pumpwerk nördl. Trog:				237,67 20,00			
						Gesamtfluss:				257,67	1,59	448,2	57,49
Kanal R34													
HR34.1	R34.1	RZ4.1	500	0,86	1,5	Abfluss: von HR34.2 von HR24.1	102,8	0,080	0,9	7,40 91,89 138,38			
						Gesamtfluss aus EA4:				237,67	1,79	350,6	67,79
HR34.2	R34.2	R34.1	400	0,50	1,5	Abfluss: von HR34.3	102,8	0,063	0,9	5,83 86,06			
						Gesamt:				91,89	1,18	148,4	61,92
HR34.3	R34.3	R34.2	400	0,90	1,5	Abfluss: von HR34.4	102,8	0,063	0,9	5,83 80,23			
						Gesamt:				86,06	1,59	199,5	43,14
HR34.4	R34.4	R34.3	400	0,60	1,5	Abfluss: von HR34.5	102,8	0,063	0,9	5,83 74,40			
						Gesamt:				80,23	1,29	162,7	49,31
HR34.5	R34.5	R34.4	400	1,00	1,5	Abfluss: von HR34.6	102,8	0,063	0,9	5,83 68,57			
						Gesamt:				74,40	1,67	210,3	35,38

Neubau der A 20 - Nord-West-Umfahrung Hamburg

Abschnitt Landesgrenze Niedersachsen / Schleswig-Holstein bis B 431

Bau-km: 10+449,335 bis 14+440,408

Wassertechnische Berechnungen

Anlage 13.1.1**13.1.1.2 Hydraulische Bemessung der Kanalisation nach dem Zeitbeiwertverfahren**

Haltung	von Schacht	bis Schacht	DN mm	I %	kb mm	Erläuterung	r l/(sxha)	A _E ha	Ψ -	Q _B l/s	v _V m/s	Q _V l/s	Auslastung %
HR34.6	R34.6	R34.5	400	0,60	1,5	Abfluss: von HR34.7 Gesamt:	102,8	0,063	0,9	5,83 62,74 68,57	1,29	162,7	42,15
HR34.7	R34.7	R34.6	400	0,30	1,5	Abfluss: von HR34.8 Gesamt:	102,8	0,063	0,9	5,83 56,91 62,74	0,91	114,8	54,65
HR34.8	R34.8	R34.7	400	0,30	1,5	Abfluss: von HR34.9 Gesamt:	102,8	0,063	0,9	5,83 51,08 56,91	0,91	114,8	49,57
HR34.9	R34.9	R34.8	400	0,30	1,5	Abfluss: von HR34.10 Gesamt:	102,8	0,063	0,9	5,83 45,25 51,08	0,91	114,8	44,49
HR34.10	R34.10	R34.9	300	0,30	1,5	Abfluss: von HR34.11 Gesamt:	102,8	0,063	0,9	5,83 39,42 45,25	0,76	53,5	84,58
HR34.11	R34.11	R34.10	300	0,30	1,5	Abfluss: von HR34.12 Gesamt:	102,8	0,063	0,9	5,83 33,59 39,42	0,76	53,5	73,68
HR34.12	R34.12	R34.11	300	0,30	1,5	Abfluss: von HR34.13 Gesamt:	102,8	0,063	0,9	5,83 27,76 33,59	0,76	53,5	62,79
HR34.13	R34.13	R34.12	300	0,30	1,5	Abfluss:	102,8	0,063	0,9	5,83			

Neubau der A 20 - Nord-West-Umfahrung Hamburg

Abschnitt Landesgrenze Niedersachsen / Schleswig-Holstein bis B 431

Bau-km: 10+449,335 bis 14+440,408

Wassertechnische Berechnungen

Anlage 13.1.1

13.1.1.2 Hydraulische Bemessung der Kanalisation nach dem Zeitbeiwertverfahren

Haltung	von Schacht	bis Schacht	DN mm	I %	kb mm	Erläuterung	r l/(sxha)	A _E ha	Ψ -	Q _B l/s	v _V m/s	Q _V l/s	Auslastung %
						von HR34.14				21,93			
						Gesamt:				27,76	0,76	53,5	51,89
HR34.14	R34.14	R34.13	300	0,30	1,5	Abfluss:	102,8	0,063	0,9	5,83			
						von HR34.15				16,10			
						Gesamt:				21,93	0,76	53,5	40,99
HR34.15	R34.15	R34.14	300	0,30	1,5	Abfluss:	102,8	0,063	0,9	5,83			
						von HR34.16				10,27			
						Gesamt:				16,10	0,76	53,5	30,09
HR34.16	R34.16	R34.15	300	0,30	1,5	Abfluss:	102,8	0,063	0,9	5,83			
						von HR34.17				4,44			
						Gesamt:				10,27	0,76	53,5	19,20
HR34.17	R34.17	R34.16	300	0,31	1,5	Abfluss:	102,8	0,048	0,9	4,44			
						Gesamt:				4,44	0,77	54,3	8,18

Neubau der A 20 - Nord-West-Umfahrung Hamburg

Abschnitt Landesgrenze Niedersachsen / Schleswig-Holstein bis B 431

Bau-km: 10+449,335 bis 14+440,408

Wassertechnische Berechnungen

Anlage 13.1.1

13.1.1.2 Hydraulische Bemessung der Kanalisation nach dem Zeitbeiwertverfahren

Haltung	von Schacht	bis Schacht	DN mm	I %	kb mm	Erläuterung	r l/(sxha)	A _E ha	Ψ -	Q _B l/s	v _V m/s	Q _V l/s	Auslastung %
Kanal R24 (im Mittelstreifen)													
HR24.1	R24.1	R34.1	400	0,80	1,5	von HR24.2 von HR14.1 Gesamt:				130,98 7,40 138,38	1,49	187,7	73,72
HR14.1	R14.1	R24.1	300	0,48	1,5	Abfluss: Gesamt:	102,8	0,080	0,9	7,40 7,40	0,95	67,4	10,98
HR24.2	R24.2	R24.1	400	0,90	1,5	Abfluss: von HR24.3 Gesamt:	145,6	0,063	0,9	8,26 122,72 130,98	1,58	199,2	65,75
HR24.3	R24.3	R24.2	400	0,70	1,5	Abfluss: von HR24.4 Gesamt:	145,6	0,063	0,9	8,26 114,46 122,72	1,40	175,5	69,93
HR24.4	R24.4	R24.3	400	0,70	1,5	Abfluss: von HR24.5 Gesamt:	145,6	0,063	0,9	8,26 106,20 114,46	1,40	175,5	65,22
HR24.5	R24.5	R24.4	400	0,70	1,5	Abfluss: von HR24.6 Gesamt:	145,6	0,063	0,9	8,26 97,94 106,20	1,40	175,5	60,51
HR24.6	R24.6	R24.5	400	0,50	1,5	Abfluss: von HR24.7 Gesamt:	145,6	0,063	0,9	8,26 89,68 97,94	1,18	148,2	66,09

Neubau der A 20 - Nord-West-Umfahrung Hamburg

Abschnitt Landesgrenze Niedersachsen / Schleswig-Holstein bis B 431

Bau-km: 10+449,335 bis 14+440,408

Wassertechnische Berechnungen

Anlage 13.1.1**13.1.1.2 Hydraulische Bemessung der Kanalisation nach dem Zeitbeiwertverfahren**

Haltung	von Schacht	bis Schacht	DN mm	I %	kb mm	Erläuterung	r l/(sxha)	A _E ha	Ψ -	Q _B l/s	v _V m/s	Q _V l/s	Auslastung %
HR24.7	R24.7	R24.6	400	0,40	1,5	Abfluss: von HR24.8 Gesamt:	145,6	0,063	0,9	8,26 81,42 89,68	1,05	132,5	67,68
HR24.8	R24.8	R24.7	400	0,30	1,5	Abfluss: von HR24.9 Gesamt:	145,6	0,063	0,9	8,26 73,16 81,42	0,91	114,6	71,05
HR24.9	R24.9	R24.8	400	0,30	1,5	Abfluss: von HR24.10 Gesamt:	145,6	0,063	0,9	8,26 64,90 73,16	0,91	114,6	63,84
HR24.10	R24.10	R24.9	400	0,30	1,5	Abfluss: von HR24.11 Gesamt:	145,6	0,063	0,9	8,26 56,64 64,90	0,91	114,6	56,63
HR24.11	R24.11	R24.10	400	0,30	1,5	Abfluss: von HR24.12 Gesamt:	145,6	0,063	0,9	8,26 48,38 56,64	0,91	114,6	49,42
HR24.12	R24.12	R24.11	400	0,30	1,5	Abfluss: von HR24.13 Gesamt:	145,6	0,063	0,9	8,26 40,12 48,38	0,91	114,6	42,22
HR24.13	R24.13	R24.12	300	0,30	1,5	Abfluss: von HR24.14 Gesamt:	145,6	0,063	0,9	8,26 31,86 40,12	0,76	53,4	75,13
HR24.14	R24.14	R24.13	300	0,30	1,5	Abfluss: von HR24.15	145,6	0,063	0,9	8,26 23,60			

Neubau der A 20 - Nord-West-Umfahrung Hamburg

Abschnitt Landesgrenze Niedersachsen / Schleswig-Holstein bis B 431

Bau-km: 10+449,335 bis 14+440,408

Wassertechnische Berechnungen

Anlage 13.1.1**13.1.1.2 Hydraulische Bemessung der Kanalisation nach dem Zeitbeiwertverfahren**

Haltung	von Schacht	bis Schacht	DN mm	I %	kb mm	Erläuterung	r l/(sxha)	A _E ha	Ψ -	Q _B l/s	v _V m/s	Q _V l/s	Auslastung %
						Gesamt:				31,86	0,76	53,4	59,66
HR24.15	R24.15	R24.14	300	0,30	1,5	Abfluss: von HR24.16	145,6	0,063	0,9	8,26 15,34			
						Gesamt:				23,60	0,76	53,4	44,19
HR24.16	R24.16	R24.15	300	0,30	1,5	Abfluss: von HR24.17	145,6	0,063	0,9	8,26 7,08			
						Gesamt:				15,34	0,76	53,4	28,73
HR24.17	R24.17	R24.16	300	0,35	1,5	Abfluss: Gesamt:	145,6	0,054	0,9	7,08 7,08			
										7,08	0,82	58,0	12,21

13.1.1.3 Bemessung des dem RRB vorgeschalteten Absetzbeckens in EA 4

Nach RAS-Ew wird die Oberfläche (A) eines Absetzbeckens für eine Oberflächenbeschickung (q_A) bemessen:

$$A = Q_B \times 3,6 / q_A \text{ in m}^2$$

mit Q_B = Bemessungszufluss in l/s

$$Q_B = 258 \text{ l/s} \quad (\text{siehe Anlage 13.1.1.2})$$

inkl. $Q_{PW} = 20 \text{ l/s}$ aus der Entwässerung des nördlichen Trogbauwerks über ein Pumpwerk

q_A = Oberflächenbeschickung in m/h

$$q_A = 9 \text{ m/h} \quad \text{gemäß RAS-Ew, Abs. 1.4.7}$$

$$\begin{aligned} A &= 258 \text{ l/s} \times 3,6 / 9 \text{ m/h} \\ &= 103,2 \text{ m}^2 \\ &= \mathbf{104 \text{ m}^2} \quad (\text{aufgerundet}) \end{aligned}$$

Das Absetzbecken muss somit eine **Oberfläche A von mindestens 104 m²** aufweisen.

Die Ausführung als Erdbecken führt aufgrund der konstruktiv erforderlichen Böschungsneigungen nahezu zwangsläufig zum Erreichen der (Mindest-) Oberfläche.

In Anlehnung an die RiStWag, Abs. 8.4.3, ist die Mindestoberfläche wegen der Böschungsneigung in Höhe der Tauchwandunterkante nachzuweisen.

Die vorhandene Oberfläche A ergibt sich zu:

$$\text{vorh. } A = L \times B$$

Gemäß RAS-Ew, Abs. 7.3 soll das Seitenverhältnis des Absetzbeckens Länge zu Breite ca. 3 : 1 betragen:

$$\begin{aligned} \text{vorh. } A &= 3 B \times B \\ \text{gewählt: } B &= \text{ca. } 5,9 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{vorh. } A &= 3 \times 5,9 \text{ m} \times 5,9 \text{ m} \\ &= 104,43 \text{ m}^2 \\ &= \mathbf{104 \text{ m}^2} \quad (\text{gerundet}) \end{aligned}$$

Die gewählte Oberfläche entspricht damit der erforderlichen Oberfläche von 104 m².

Der erforderliche Mindestquerschnitt A_{erf} unter der Tauchwand beträgt:

$$A_{\text{erf}} = Q_B / v_{\text{max}} \text{ in m}^2$$

$$\text{mit } Q_B = 258 \text{ l/s} \quad (\text{s. o.})$$

$$v_{\text{max}} = 0,05 \text{ m/s} \quad (\text{max. zulässige Fließgeschwindigkeit unter der Tauchwand})$$

$$\begin{aligned} A_{\text{erf}} &= 258 \text{ l/s} / 1.000 \text{ l/m}^3 / 0,05 \text{ m/s} \\ &= \mathbf{5,16 \text{ m}^2} \end{aligned}$$

Der geplante Querschnitt unter der Tauchwand beträgt ca. 9,70 m² und liegt damit über dem erforderlichen Mindestquerschnitt von 5,16 m².

Neubau der A 20 - Nord-West-Umfahrung Hamburg**Anlage 13.1.1**

Abschnitt Landesgrenze Niedersachsen / Schleswig-Holstein bis B 431

Bau-km: 10+449,335 bis 14+440,408

Wassertechnische Berechnungen

Zusammenfassung der Ergebnisse:

[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
Entw.- Abschnitt	BAB A 20 Bau-km ca.	Undurch- lässige Fläche A_u	Bemessungszu- fluss zum Absetzbecken Q_B (Aus Kanalnetz- berechnung)	erf. Fläche Absetzbecken nach RAS-Ew (aufgerundet) A	Länge Absetzb. (aufger.) $L (= 3 B)$	Breite Absetzb. (aufger.) B	Mindest- querschnitt unter der Tauchwand A_{erf}
		[ha]	[l/s]	m ²	m	m	m ²
EA 4	12+690	2,88	258	104	17,70	5,90	5,16

Programm zur Bemessung von Regenrückhalteräumen
- Einfaches Verfahren -
 (gemäß DWA-A 117, April 2006)

13.1.1.4 Bemessung des Regenrückhaltebeckens in EA 4

a) Eingabewerte RRB EA 4:

2,88 [ha]	A_u	angeschlossene undurchlässige Fläche
0,5 [1/a]	n	Bemessungsjährlichkeit (nur: 1 / 0,5 / 0,2 / 0,1)
0,0 [l/s]	Q_{t24}	Trockenwetterabfluss (bei Trenngebiet = 0)
0,0 [l/s]	$Q_{Dr, min}$	min. Drosselabfluss
10,5 [l/s]	$Q_{Dr, max}$	max. Drosselabfluss
10 [min]	t_f	Fließzeit im Einzugsgebiet
4 [-]	f_z	Zuschlagsfaktor für Risikomaß:
	1 = gering	→ $f_z = 1,20$ Volumen zu 56% ausreichend bemessen
	2 = mittel	→ $f_z = 1,15$ Volumen zu 89% ausreichend bemessen
	3 = hoch	→ $f_z = 1,10$ Volumen zu 98% ausreichend bemessen
	4 =	→ $f_z = 1,00$ nach RAS-Ew 2005 für außerörtliche Straße

b) Berechnung des erforderlichen Rückhaltevolumens

Der Speicherbedarf des RRB wird gem. DWA-A 117 für ein 2-jährliches Regenereignis ($n = 0,5$) ermittelt. Maßgebend ist der Regen, welcher das größte Speichervolumen für das RRB erfordert. Die Berechnung erfolgt tabellarisch mit der nachstehenden Formel:

$$V_{s,u} = (r - q_{Dr, r, u}) \times D \times f_z \times f_A \times 0,06 \text{ in m}^3$$

- mit
- $V_{s,u}$ = spezifisches Speichervol. aus Tabelle "Speichervolumen" in m^3/ha
 - r = Regenspende aus Tabelle "Speichervolumen" in $l/(sxha)$
 - $q_{Dr, r, u}$ = mittlere Drosselabflussspende für den Regenanteil in $l/(sxha)$
 - $q_{Dr, r, u} = ((Q_{Dr, max} + Q_{Dr, min}) / 2) - Q_{t24} / A_u$
 - $q_{Dr, r, u} = ((10,5 + 0) / 2 - 0) / 2,88$
 - $q_{Dr, r, u} = 1,8 \text{ l/(sxha)}$
 - D = Regendauer aus Tabelle "Speichervolumen" im min
 - $f_z = 1,00$ - Risikomaß für Zuschlagsfaktor f_z , s. o.
 - $f_A = 1,00$ - Abminderungsfaktor für die Fließzeit (gem. Bild 3, DWA-A 117)

Programm zur Bemessung von Regenrückhalteräumen
- Einfaches Verfahren -
 (gemäß DWA-A 117, April 2006)

D	r (l/s*ha)	V _{s,u}	D [min]
5 Min.	216,4	64	
10 Min.	162,6	96	
15 Min.	132,5	117	
20 Min.	112,4	133	
30 Min.	86,9	153	
45 Min.	65,3	171	
60 Min.	52,6	183	
90 Min.	38,3	197	
2 Std.	30,6	207	
3 Std.	22,3	221	
4 Std.	17,8	230	
6 Std.	13,0	242	
9 Std.	9,5	249	
12 Std.	7,6	250	720
18 Std.	5,5	239	
24 Std.	4,5	233	
48 Std.	2,5	121	
72 Std.	2,0	52	

Regenspenden nach
 DWD-KOSTRA 2000 für Herzhorn (S-H),
 Bemessung nach RAS-Ew 2005
 i. V. m. DWA-A 117.

→ Maßgebliche Regendauer

Tabelle "Speichervolumen"

c) Berechnungsergebnisse

Das größte spezifische Rückhaltevolumen ergibt sich bei einer Regendauer von 720 min:

$$V_{s,u} = (7,6 - 1,8) \times 720 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,06$$

$$V_{s,u} = \mathbf{250 \text{ m}^3}$$

Mit einer angeschlossenen Fläche von 2,88 ha ergibt sich somit ein erforderliches Rückhaltevolumen von:

$$\text{erf. } V = V_{s,u} \times A_u$$

$$\text{erf. } V = \mathbf{721 \text{ m}^3}$$

Die rechnerische Entleerungszeit ergibt sich zu:

$$t_E = V / (3,6 \times Q_{Dr}) \text{ in h}$$

$$t_E = 721 / (3,6 \times 5,3)$$

$$t_E = \mathbf{38,1 \text{ h}}$$

Programm zur Bemessung von Regenrückhalteräumen

- Einfaches Verfahren -

(gemäß DWA-A 117, April 2006)

d) Ergebnisübersicht

5,3 [l/s]	Q_{Dr}	mittlerer Drosselabfluss
12 [h]	D	maßgebliche Regendauer
250 [m ³ /ha]	$V_{s,u}$	spez. RRB-Volumen
721 [m ³]	V	erf. Regenrückhaltevolumen
38,1 [h]	t_E	rechnerische Entleerungszeit

13.1.1.5 Dimensionierung des Pumpwerks für den Hochwasserschutz im EA 4

a) Ermittlung des Gesamtzuflusses $Q_{Zu,ges}$ zum Pumpwerk

An das Pumpwerk ist die Oberflächenentwässerung der A 20 im EA 4, die Oberflächenentwässerung der Betriebsstraße, die Oberflächenentwässerung des Trogbauwerks sowie die Bauwerksdränge angeschlossen. Der Gesamtzufluss zum Pumpwerk $Q_{Zu,ges}$ ergibt sich damit

$$Q_{Zu,ges} = Q_{Zu,Str} + Q_{Zu,Betr} + Q_{Zu,BW} + Q_{Zu,Tr}$$

Zufluss $Q_{Zu,Str}$ aus der Oberflächenentwässerung der A 20:

$$Q_{Zu,Str} = A_u \times r_{S15} \quad \text{in l/s}$$

(Berechnungsansatz aus den aus den Technischen Rahmenbedingungen für die Fördermaßnahme "Projekt Privater Hochwasserschutz", Mai 1997, Hamburg ¹⁾)
 undurchlässige Fläche des EA 4 (siehe 13.1.1.1)
 Regenspende bei Sturmfluten für Leitungen

mit $A_u = 2,87 \text{ ha}$
 $r_{S15} = 20,0 \text{ l/(sxha)}$

$$Q_{Zu,Str} = 57,4 \text{ l/s}$$

Zufluss $Q_{Zu,Betr}$ aus der Oberflächenentwässerung der Betriebsstraße (einschließlich der FW-Aufstellfläche West):

$$Q_{Zu,Betr} = A_u \times r_{S180} \quad \text{in l/s}$$

(Berechnungsansatz aus ¹⁾)
 undurchlässige Fläche der Betriebstraße
 R.-Spende bei Sturmfluten für Systeme mit Speichermöglichkeit

mit A_u in ha
 $r_{S180} = 3,0 \text{ l/(sxha)}$

Ermittlung der A_u auf Basis von Spitzenabflussbeiwerten ψ_s (als vereinfachtes Verfahren):

Haltung	Länge	Fahrbahn	Bankett	Böschung	Mulde / Graben	Einzugsgebiet A_E	undurchlässige Fläche $A_u = A_E \times \psi_s$
	m	m ²	m ²				
ψ_s		0,9	0,3	0,3	1,0		
Betriebsstraße	60,0	2.330	120	216	180	2.846	2.378
Betriebsstraße Ost	474,0	3.081	474	1.043	711	5.309	3.939
Betriebsstraße West	514,0	3.341	514	1.131	771	5.757	4.271
FW-Fläche West	50,0	750				750	675
Summe						14.662	11.263

$$Q_{Zu,Betr} = 1,12 \text{ ha} \times 3,0 \text{ l/(sxha)}$$

$$= 3,4 \text{ l/s}$$

Zufluss $Q_{Zu,BW}$ aus der Bauwerksdranage des Trogs:

$$Q_{Zu,BW} = 15 \text{ m}^3/\text{h} \quad (\text{gemäß Baugrundgutachter})$$
$$= 4,2 \text{ l/s}$$

Zufluss $Q_{Zu,Tr}$ aus der Trogentwasserung:

$$Q_{Zu,Tr} = 20,0 \text{ l/s} \quad (\text{gemäß Bauwerksentwurf})$$

Damit ergibt sich ein Gesamtzufluss $Q_{Zu,ges}$ von:

$$Q_{Zu,ges} = 57,4 \text{ l/s} + 3,4 \text{ l/s} + 4,2 \text{ l/s} + 20,0 \text{ l/s} = 85,0 \text{ l/s}$$

b) Pumpwerksauswahl

Die tatsächlich anfallenden Wassermengen können stark vom Bemessungszufluss abweichen. Es wird deshalb ein Pumpwerk mit mehreren Aggregaten empfohlen. Die endgültige Auslegung sollte im Zuge der Ausführungsplanung erfolgen. Vorgeschlagen werden 2 Pumpen, die im Wechselbetrieb arbeiten und kleinere Abflüsse fördern. Eine große Pumpe fördert nur bei berschreiten eines definierten Wasserspiegels im Pumpenschacht. Wird der Bemessungszufluss erreicht, fördern alle 3 Pumpen gemeinsam:

$$\begin{aligned} Q_{PW1} &= 25 \text{ l/s} \\ Q_{PW2} &= 25 \text{ l/s} \\ Q_{PW1,2} &= 45 \text{ l/s} \\ Q_{PW3} &= 80 \text{ l/s} \\ Q_{PW1,2,3} &= 105 \text{ l/s} \end{aligned} > Q_{Zu,ges} = 85 \text{ l/s}$$

13.1.2.1 Bemessung der Mulden im EA 5

a) Mulde auf der Westseite, Bau-km 13+565 bis Bau-km 13+772

Einzugsgebiet

	Oberfläche	Länge	Breite (i. M.)	A
		m	m	m ²
Brücke	Asphalt	92	16,00	1.472
Fahrbahn	Asphalt	207	24,00	4.968
Mittelstreifen	Schotterrasen	207	4,00	828
Bankett	Schotterrasen	207	1,50	311
Böschung	Grünfläche	207	8,00	1.656
Mulde	Grünfläche	207	3,00	621
Gelände	Grünfläche	207	7,00	1.449

Tabelle "Einzugsgebiet"

Gesamt: 11.305

Berechnung des erforderlichen Speichervolumens

Die Versickerung der Straßenabflüsse erfolgt über die Dammböschung und in Mulden. Der Speicherbedarf der Mulden wird gem. DWA-A 138 für ein 5-jährliches Regenereignis (n = 0,2) ermittelt. Maßgebend ist der Regen, welcher das größte Speichervolumen für die Mulde erfordert. Die Berechnung erfolgt tabellarisch mit der nachstehenden Formel:

$$V = (A_{Fb} \times \Psi \times r \times 10^{-7} + A_{BBM} \times (r - q_{VR}) \times 10^{-7}) \times D \times 60 \quad \text{in m}^3$$

- mit
- V = erforderliches Speichervol. aus Tab. "Speichervolumen" in m³
 - A_{Fb} = 6.440 m² (aus Tabelle "Einzugsgebiet")
 - Ψ = 0,90 Abflussbeiwert für Fahrbahnabflüsse
 - r = Regenspende aus Tabelle "Speichervolumen" in l/(sxha)
 - A_{BBM} = 4.865 m² (aus Tabelle "Einzugsgebiet": Summe der Flächen aus Bankett, Böschung und Mulde)
 - q_{VR} = 150 l/(sxha) = k_f = 1,5 * 10⁻⁵ m/s, Versickerrate gem. RAS-Ew
 - D = Regendauer aus Tabelle "Speichervolumen" in min

Regen- dauer D min	1x in 5 Jahr(en)		$k_f =$ $1,5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$
	hN	r	
	mm	l/(s*ha)	m ³
5	8,9	295,1	57,15
10	12,8	213,3	72,55
15	15,5	171,7	76,98
20	17,4	145,1	75,48
30	20,2	112,2	62,84
45	22,9	84,9	31,54
60	24,8	68,9	-6,95
90	26,8	49,6	-99,09
120	28,3	39,3	-195,21
180	30,7	28,4	-392,96
240	32,4	22,5	-596,23
360	35,0	16,2	-1010,12
540	37,9	11,7	-1639,23
720	40,2	9,3	-2273,85
1080	44,1	6,8	-3548,59
1440	47,5	5,5	-4827,02
2880	51,8	3,0	-10021,57
4320	59,6	2,3	-15186,72

Regenspenden nach
KOSTRA-DWD 2000.
Bemessung nach RAS-Ew 2005

Tabelle "Speichervolumen"

Bei einer Regendauer von 15 min mit einer Regenspende von 171,7 l/(sxha) ergibt sich das größte erforderliche Speichervolumen in Höhe von 76,98 m³.

$$V_{\text{erf}} = 6.440 \text{ m}^2 \times 0,9 \times 112,2 \text{ l/(sxha)} \times 10^{-7} + 4.865 \text{ m}^2 \times (112,2 - 150) \text{ l/(sxha)} \times 10^{-7} \times 30 \text{ min} \times 60 \text{ s/min}$$

erford. Speichervolumen $V_{\text{erf}} = 76,98 \text{ m}^3$

Nachweis des vorhandenen Speichervolumens

Muldenabmessungen:

Muldenlänge:	207,00 m	(= l, aus Tabelle "Einzugsgebiet")
Muldenbreite, oben:	3,00 m	(= s)
Tiefe Mulde:	0,40 m	(= h)
Querschnittsfläche:	0,81 m ²	(= A, Fläche des Kreisabschnitts; grafisch ermittelt)

vorhandenes Speichervolumen:

$$\begin{aligned} \text{vorh. Speichervolumen } V_{\text{vorh}} &= A \times l \\ &= 0,81 \text{ m}^2 \times 207,00 \text{ m} \\ &= 167,93 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Das vorhandene Speichervolumen ist mit 167,93 m³ größer als das erforderliche Speichervolumen von 76,98 m³.

13.1.2.1 Bemessung der Mulden im EA 5

b) Mulde auf der Ostseite, Bau-km 13+772 bis Bau-km 14+440

Einzugsgebiet

	Oberfläche	Länge	Breite (i. M.)	A
		m	m	m ²
Brücke	Asphalt	92	16,00	1.472
Fahrbahn	Asphalt	668	24,00	16.032
Mittelstreifen	Grünfläche	668	4,00	2.672
Bankett	Schotterrasen	862	1,50	1.293
Böschung	Grünfläche	862	5,22	4.500
Mulde	Grünfläche	668	3,00	2.004
Mulde	Grünfläche	194	2,00	388
Gelände	Grünfläche	668	8,65	5.778

Tabelle "Einzugsgebiet"

Gesamt: 34.139

Berechnung des erforderlichen Speichervolumens

Die Versickerung der Straßenabflüsse erfolgt über die Dammböschung und in Mulden. Der Speicherbedarf der Mulden wird gem. DWA-A 138 für ein 5-jährliches Regenereignis (n = 0,2) ermittelt. Maßgebend ist der Regen, welcher das größte Speichervolumen für die Mulde erfordert. Die Berechnung erfolgt tabellarisch mit der nachstehenden Formel:

$$V = (A_{Fb} \times \Psi \times r \times 10^{-7} + A_{BBM} \times (r - q_{VR}) \times 10^{-7}) \times D \times 60 \quad \text{in m}^3$$

mit

- V = erforderliches Speichervol. aus Tab. "Speichervolumen" in m³
- A_{Fb} = 17.504 m² (aus Tabelle "Einzugsgebiet")
- Ψ = 0,90 Abflussbeiwert für Fahrbahnabflüsse
- r = Regenspende aus Tabelle "Speichervolumen" in l/(sxha)
- A_{BBM} = 16.635 m² (aus Tabelle "Einzugsgebiet": Summe der Flächen aus Bankett, Böschung und Mulde)
- q_{VR} = 150 l/(sxha) = k_f = 1,5 * 10⁻⁵ m/s, Versickerrate gem. RAS-Ew
- D = Regendauer aus Tabelle "Speichervolumen" in min

Regen- dauer D min	1x in 5 Jahr(en)		$k_f =$ $1,5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$
	hN	r	
	mm	l/(s*ha)	m ³
5	8,9	295,1	188,52
10	12,8	213,3	237,69
15	15,5	171,7	250,24
20	17,4	145,1	243,02
30	20,2	112,2	196,40
45	22,9	84,9	85,33
60	24,8	68,9	-49,77
90	26,8	49,6	-370,55
120	28,3	39,3	-704,62
180	30,7	28,4	-1391,15
240	32,4	22,5	-2096,08
360	35,0	16,2	-3530,48
540	37,9	11,7	-5709,67
720	40,2	9,3	-7907,26
1080	44,1	6,8	-12320,83
1440	47,5	5,5	-16746,67
2880	51,8	3,0	-34719,86
4320	59,6	2,3	-52594,93

Regenspenden nach
KOSTRA-DWD 2000.
Bemessung nach RAS-Ew 2005

Tabelle "Speichervolumen"

Bei einer Regendauer von 15 min mit einer Regenspende von 171,7 l/(sxha) ergibt sich das größte erforderliche Speichervolumen in Höhe von 250,24 m³.

$$V_{\text{erf}} = 17.540 \text{ m}^2 \times 0,9 \times 112,2 \text{ l/(sxha)} \times 10^{-7} + 16.635 (112,2 - 150) \text{ l/(sxha)} \times 10^{-7} \times 30 \text{ min} \times 60 \text{ s/min}$$

erford. Speichervolumen $V_{\text{erf}} = 250,24 \text{ m}^3$

Nachweis des vorhandenen Speichervolumens

Muldenabmessungen:

Muldenlänge:	668,00 m	(= l, aus Tabelle "Einzugsgebiet")
Muldenbreite, oben:	3,00 m	(= s)
Tiefe Mulde:	0,40 m	(= h)
Querschnittsfläche:	0,81 m ²	(= A, Fläche des Kreisabschnitts; grafisch ermittelt)

vorhandenes Speichervolumen:

$$\begin{aligned} \text{vorh. Speichervolumen } V_{\text{vorh}} &= A \times l \\ &= 0,81 \text{ m}^2 \times 668,00 \text{ m} \\ &= 541,92 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Das vorhandene Speichervolumen ist mit 541,92 m³ größer als das erforderliche Speichervolumen von 250,24 m³.

13.1.2.2 Nachweis der Drosselung und Rückhaltung

Allgemeines

Unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse und der Vorgaben der Unteren Wasserbehörde ist der Abfluss aus dem Entwässerungssystem der Straße in das lokale Vorflutersystem auf 1,5 l/(sxha) zu drosseln. Dieser Wert entspricht dem Bemessungsansatz der Schöpfwerke.

Das Niederschlagswasser der Straße wird in der Mulde zwischengespeichert und versickert dort. Die Versickerung erfolgt bis zum anstehenden wasserundurchlässigen Kleiboden des Geländeniveaus. Dort kommt es zu einer horizontalen Ausbreitung des Sickerwassers innerhalb des Straßendamms, bis zu einem Sickerstrang. Dort wird das Wasser von Vollsickerrohren aufgenommen und in regelmäßigen Abständen in den straßenbegleitenden Graben punktuell eingeleitet.

Die Ausbreitung des Sickerwassers bis zur Aufnahme in den Vollsickerrohren hängt von der Fließgeschwindigkeit des Wassers im Boden ab. *Das Grundwasser fließt auf sehr krümmungsreichen Bahnen in den Poren der Lockergesteine. Je nach Aufgabenstellung gibt es unterschiedliche Grundlagen der Ermittlung der GW-Fließgeschwindigkeit und damit unterschiedliche Bezeichnungen.* (Auszug aus Taschenbuch der Wasserversorgung, 13. Aufl.)

Man unterscheidet folgende Arten der GW-Fließgeschwindigkeit:

- ▶ GW-Abstandsgeschwindigkeit v_a
- ▶ GW-Filtergeschwindigkeit v_f
- ▶ GW-Porengeschwindigkeit v_p
- ▶ GW-Bahngeschwindigkeit v_b

Die drei erstgenannten Geschwindigkeiten sind Rechenwerte, d.h. sie geben nicht die reale Fließgeschwindigkeit eines Wasserteilchens wieder, da sie den tatsächlichen Fließweg unberücksichtigt lassen. Die wahre Fließgeschwindigkeit eines Wasserteilchens wird durch die GW-Bahngeschwindigkeit wiedergegeben, da sie den gewundenen Fließweg durch die Poren eines Lockergesteins berücksichtigt. Entsprechend schwer fällt die Bestimmung der GW-Bahngeschwindigkeit, so dass sie in der Praxis keine Rolle spielt.

Die GW-Abstandsgeschwindigkeit wird in Versuchen ermittelt, in dem die Zeit gemessen wird, die mit einem Markierungsstoff versehenes Grundwasser für eine Fließstrecke zwischen 2 Punkten benötigt. Kann die GW-Abstandsgeschwindigkeit wie im vorliegenden Fall nicht gemessen werden, *wird in der Praxis mit $v_a = v_p$ gerechnet, mit $v_p = v_f / p_n$* (Taschenb. der Wasserversorgung, 13. Aufl.). "pn" stellt in der Formel das für die Wasserteilchen zur Fortbewegung nutzbare Porenvolumen im Boden dar.

Grundlagen des Nachweises

Für die Berechnung des Abflusses in den Graben werden einige, z. T. vereinfachende Annahmen getroffen:

- ▶ Das Wasser sickert zunächst vertikal bis es auf eine stauende Schicht (Kleiboden) oder das Grund- bzw. Schichtwasser trifft.
- ▶ Das in der Mulde zwischengespeicherte Wasser versickert vollständig. Der Anteil für Verdunstung, i. M. ca. 15 %, wird nicht abgezogen.
- ▶ Es wird nur der Streifen von der Mulde (einschließlich) bis zum Sickerstrang, welcher der Mulde zugewandt ist, betrachtet. Diese Annahme liegt für den Nachweis auf der sicheren Seite, da sich das Wasser in der Realität auch in Richtung der Straße ausbreiten wird.
- ▶ Auf diesem Streifen sammelt sich das Wasser zunächst vollständig und gleichmäßig verteilt, bevor es vom Vollsickerrohr im Sickerstrang aufgenommen wird.

- ▶ Der Abfluss in den Sickerstrang erfolgt kontinuierlich und gleichförmig.
- ▶ Der Streifen ist vollständig eben.
- ▶ Für die Zwischenspeicherung und den Abfluss des Niederschlagswassers steht ein nutzbares Porenvolumen von 10 % im Bodenkörper zur Verfügung. Dies entspricht dem Wert eines Mittelsandes.
- ▶ Die Durchlässigkeit des Sickerstrangs wird mit $k_f = 1 \times 10^{-4}$ m/s angesetzt. Wie beim Porenvolumen entspricht dieser Wert dem eines Mittelsandes. Die in diesem rechnerischen Nachweis angesetzte Durchlässigkeit ist damit höher, als die in der Bemessung der Mulde angesetzte Durchlässigkeit. Die Annahme liegt somit auf der sicheren Seite, da eine höhere Durchlässigkeit einen schnelleren Abfluss ermöglicht.

Die Breite des Streifens ergibt sich aus Unterlage 6, Blatt 1:

Breite der Mulde:	3,0 m
Breite der Berme bis Sickerstrang:	1,75 m
Breite des Streifens:	4,75 m

Ermittlung maximaler Speicherbedarf

Der Nachweis des vorhandenen Speichervolumens in den Mulden erfolgt mit folgenden Parametern:

Muldenbreite:	3,00 m
Gefälle:	0,00 %

Dammböschungen werden nicht berücksichtigt.

Einschnittsböschungen werden nur bei sehr kurzen, i. d. R. nicht maßgebenden Regendauern abflusswirksam und werden deshalb ebenfalls nicht berücksichtigt.

Der Einfachheit halber erfolgt die Berechnung für einen 1.000 m langen Abschnitt.

Einzugsgebiet

	Oberfläche	Länge	Breite (i. M.)	A
		m	m	m ²
Fahrbahn	Asphalt	1.000	12,00	12.000
Fahrbahn	Asphalt	1.000	12,00	12.000
Bankett	Schotterrasen	1.000	1,50	1.500
Böschung	Grünfläche	1.000	3,15	3.150
Mulde	Grünfläche	1.000	3,00	3.000

Tabelle "Einzugsgebiet"

Gesamt: 31.650

Berechnung

Die Versickerung der Straßenabflüsse erfolgt in Mulden. Der Speicherbedarf der Mulden wird gem. DWA-A 138 für ein 5-jährliches Regenereignis (n = 0,2) ermittelt. Maßgebend ist der Regen, welcher das größte Speichervolumen für die Mulde erfordert.

Die Berechnung erfolgt tabellarisch mit der nachstehenden Formel:

$$V = (A_{FB} \times \Psi \times r \times 10^{-7} + A_{BBM} \times (r - q_{VR}) \times 10^{-7}) \times D \times 60 \text{ in m}^3$$

- mit
- V = X m³ (erforderliches Speichervol. aus Tab. "Speichervolumen")
 - A_{FB} = 24.000 m² (Fläche der Fahrbahn, aus Tabelle "Einzugsgebiet")
 - Ψ = 0,90 - (Abflussbeiwert für Fahrbahnabflüsse)
 - r = X l/(sxha) (Regenspende aus Tabelle "Speichervolumen")
 - A_{BBM} = 7.650 m² (aus Tabelle "Einzugsgebiet": Summe der Flächen aus Bankett, Böschung und Mulde)
 - q_{VR} = 150 l/(sxha) (= k_{f,u} = 1,5 * 10⁻⁵ m/s)
 - D = X min (Regendauer aus Tabelle "Speichervolumen")

Regen- dauer D min	1x in		5 Jahr(en)	k _{f,u} = 1,5 x 10 ⁻⁵ m/s V m ³
	hN	r		
	mm	l/(s*ha)		
5	8,9	295,1	224,53	
10	12,8	213,3	305,49	
15	15,5	171,7	348,73	
20	17,4	145,1	371,60	
30	20,2	112,2	384,18	
45	22,9	84,9	360,67	
60	24,8	68,9	312,42	
90	26,8	49,6	163,78	
120	28,3	39,3	1,46	
180	30,6	28,4	-342,14	
240	32,4	22,5	-704,70	
360	35,1	16,2	-1455,08	
540	38,0	11,7	-2609,09	
720	40,3	9,3	-3782,05	
1.080	43,8	6,8	-6146,93	
1.440	47,4	5,5	-8524,44	
2.880	52,4	3,0	-18312,48	
4.320	60,7	2,3	-27999,43	

Regenspenden nach
KOSTRA-DWD 2000.
Bemessung nach RAS-Ew 2005

Tabelle "Speichervolumen"

Ergebnis: erforderliches Speichervolumen

Bei einer Regendauer von 30 min mit einer Regenspende von 112,2 l/(sxha)
ergibt sich das größte erforderliche Speichervolumen in Höhe von **384,18 m³**

$$V_{\text{erf}} = (24.000 \text{ m}^2 \times 0,9 \times 112,2 \text{ l/(sxha)} \times 10^{-7} + 7.650 \times (112,2 - 150) \text{ l/(sxha)} \times 10^{-7}) \times 30 \text{ min} \times 60 \text{ s/min}$$

$$\text{erford. Speichervolumen } V_{\text{erf}} = \quad \quad \quad \mathbf{384,18 \text{ m}^3}$$

Nachweis: vorhandenes Speichervolumen

Zur Berechnung des vorhandenen Speichervolumens wird die Querschnittsfläche der Mulde nach der Formel für eine Kreisabschnittsfläche ermittelt. Die Längsneigung der Mulde wird dabei berücksichtigt.

(Formeln: Kreisabschnitt, z. B. Schneider Bautabellen, S. 2.12)

Grunddaten zur Mulde

Muldenlänge:	1.000 m (= l)
Muldenbreite:	3,00 m (= s)
Tiefe Mulde:	0,40 m (= h)

Zwischenergebnisse

Winkel:	59,73 ° (= Winkel a, gerundet)
Radius:	3,013 m (= r)
Querschnittsfläche:	0,811 m ² (= A, Fläche des Kreisabschnitts)

Das vorhandene Volumen ist mit 811 m³ größer als das erforderliche Speichervolumen, welches 384 m³ beträgt.

Berechnung des Drosselabflusses

Aus dem Bemessungsbeispiel zur Mulde ergibt sich für einen 1 km langen Abschnitt ein maximaler Speicherbedarf bei einem 30-minütigen Regenereignis in Höhe von rd. 384 m³. Entsprechend der Breite des Streifens verteilt sich das Sickerwasser auf 4.750 m², wodurch sich eine Stauhöhe von

$$z_W = 384 \text{ m}^3 / 4.750 \text{ m}^2$$

$$z_W = \quad \quad \quad 0,08 \text{ m}$$

ergibt. Da der Boden nur 10 % des Volumens als Poren zur Speicherung des Wassers zur Verfügung stellt, fällt die Stauhöhe tatsächlich höher aus:

$$z_P = z_W / p_n$$

$$z_P = 0,08 \text{ m} / 0,1$$

$$z_P = 0,80 \text{ m}$$

Die Stauhöhe ist kleiner als der vertikale Abstand zwischen der Muldensohle und der betrachteten Zuflussebene zum Sickerstrang. Dieser Abstand ist größer als 1 m. Das Wasser kann also im Boden zwischengespeichert werden. Dieser Aspekt spielt nur für den hier geführten rechnerischen Nachweis eine Rolle, da die funktionell notwendige Zwischenspeicherung des Niederschlagswassers in der Mulde erfolgt. Der Boden stellt nur die hydraulische Verbindung zwischen der Mulde und dem Sickerstrang dar.

Als hydraulisches Gefälle für den Abfluss des Sickerwassers in den Sickerstrang steht Stauhöhe zur Verfügung. Die Stauhöhe nimmt mit fortschreitender Dauer des Abflusses ab, so dass für die Gesamtdauer des Abflusses im Mittel die Hälfte der Stauhöhe als hydraulisches Gefälle zur Verfügung steht.

$$l = (z_p / 2) / 4,75 \text{ m}$$
$$l = 0,40 \text{ m} / 4,75 \text{ m}$$
$$l = 0,084 = 8,4 \%$$

Filtergeschwindigkeit nach Darcy:

$$v_f = k_f \times l \text{ in m/s}$$

mit v_f = Filtergeschwindigkeit in m/s
 k_f = Durchlässigkeit in m/s (= 1×10^{-4} m/s, s. Abs. 1.2)
 l = mittleres Gefälle

$$v_f = 1,0 \times 10^{-4} \text{ m/s} \times 0,084$$
$$v_f = 8,4 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

Nach Darcy wird die gesamte Querschnittsfläche des Grundwasserleiters für die Berechnung des GW-Abflusses in Ansatz gebracht. Im vorliegenden Fall bedeutet dies:

$$\begin{array}{ll} \text{Länge des Streifens } l = & 1000 \text{ m} \\ \text{mittlere Stauhöhe } z_p/2 = & 0,4 \text{ m} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Querschnittsfläche } A = l \times z_p/2 \text{ in m}^2 & \\ \text{Querschnittsfläche } A = & 400 \text{ m}^2 \end{array}$$

Somit ergibt sich ein Abfluss aus der Mulde in den Sickerstrang von

$$Q = v_f \times A \text{ in m}^3/\text{s}$$
$$Q = 8,4 \times 10^{-6} \text{ m/s} \times 400 \text{ m}^2$$
$$Q = 3,4 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

entsprechend $Q = 3,36 \text{ l/s}$

Tatsächlich stehen den Wasserteilchen nur die nutzbaren Poren im Boden zur Fortbewegung zur Verfügung (s. Abs. 1.1). Das bedeutet, dass die Poren- oder auch die Abstandsgeschwindigkeit im vorliegenden Fall bei einem nutzbarem Porenvolumen von 10 % um das dreißigfache höher liegt als die hier angesetzte Filtergeschwindigkeit. Allerdings reduziert sich der verfügbare Abflussquerschnitt umgekehrt proportional, so dass das Produkt der beiden Faktoren, der Abfluss Q gleich bleibt.

Der betrachtete Abschnitt von 1.000 m Länge beinhaltet ein Einzugsgebiet A_E von 31.650 m² bzw. 3,165 ha. Somit ergibt sich eine Abflussspende in das Sickerstrangsystem in Höhe von

$$q_{Dr} = Q / A_E \text{ in l/(sxha)}$$

$$q_{Dr} = 3,36 / 3,165$$

$$q_{Dr} = 1,06 \text{ l/(sxha)} < 1,5 \text{ l/(sxha)}$$

Ergebnis: Die Drosselspende in Höhe von 1,06 l/(sxha) ist kleiner als die zulässige landwirtschaftliche Abflussspende in Höhe von 1,5 l/(sxha). Ein durch den Vorhabensträger beauftragter dynamischer Nachweis kommt mit einer ermittelten Drosselspende von 1,0 l/(sxha) nahezu zu dem gleichen Ergebnis.

Ergebnisbetrachtung

Der Drosselabfluss aus dem Entwässerungssystem der Straße liegt deutlich unter dem zulässigen Abfluss. Es wurde somit jenes Ziel erreicht, welches mit der Wahl des Entwässerungssystems verfolgt wurde, nämlich den Abfluss aus dem Entwässerungssystem der Straße den natürlichen bzw. landwirtschaftlich geprägten Abflussvorgängen des Planungsraums anzupassen. Zunächst wird der Abfluss durch die Versiegelung der Fahrbahn deutlich beschleunigt. Mit der flächigen Ableitung in die straßenparallele Mulde, der anschließenden Sickerpassage bis zum Abfluss in den Sickerstrang und das Aufnehmen in Vollsickerrohre mit punktueller Einleitung in den straßenbegleitenden Graben gleicht sich der Abflussvorgang dem System der Entwässerung der landwirtschaftlichen Nutzflächen an.

In den in Abschnitt 1.1 zugrunde gelegten Annahmen wurden sicherheitshalber einige günstige Faktoren des Entwässerungssystem unberücksichtigt gelassen. Sollte sich der Abfluss aus dem System trotzdem erhöhen, z. B. aufgrund natürlicher Schwankungen in der Zusammensetzung des Baustoffs "Boden" oder eines deutlich ergiebigeren Regens, als der zur Bemessung angesetzt, so ist durch den annähernd natürlichen Abflussvorgang trotzdem gesichert, dass die zulässige Drosselspende von 1,5 l/(sxha) nicht überschritten wird. Eine hydraulische Mehrbelastung der Verbandsgewässer ist somit ausgeschlossen, insbesondere unter der Berücksichtigung der Tatsache, dass durch die neuen Gräben noch zusätzlicher, für das auf landwirtschaftlichen Flächen anfallendes Niederschlagswasser nutzbarer Retentionsraum gewonnen wird,

13.1.2.3 Hydraulischer Nachweis der Drainageleitungen gem RAS-Ew

Hydrologisches Berechnungsverfahren

Die hydraulischen Berechnungen/Dimensionierung für die geplanten Drainageleitungen wurden mit dem Programm "Rohrhydraulik" RAS-Ew Version 1.0 der RAS-Ew Bemessungshilfen von Dipl.-Ing. Georg Scheufele vorgenommen. Das hydrologische Bemessungsverfahren beruht im Allgemeinen auf die Formel von Prandtl-Colebrook.

Die Drainageleitungen in Form von Vollsickerrohren DN 200 werden mit einem Längsgefälle von 0,3% in der Kiesrigole verlegt. Gemäß ATV-DVWK-A 110 wird für Kunststoffrohre ein k_B - Wert von 0,5 angesetzt. Die jeweiligen Abflüsse entsprechen der Einleitmenge Q_E in die Vorflut und lassen sich aus der Zusammenstellung der Einleitstellen entnehmen (siehe Anlage 13.4). Anhand der Einzugsgebietsflächen und der in Kapitel 13.1.2.2 ermittelten Drosselabflusspende von 1,06 l/sxha ergibt sich unter Anwendung der RAS-Ew Bemessungshilfen der Auslastungsgrad der Drainageleitung (ohne Berücksichtigung der üblichen 10% Sicherheitszuschlag)

Einleitst.	DN [mm]	I [‰]	k_B [mm]	Q_{dr} [l/sxha]	A_E [ha]	v_v [m/s]	Q_v [l/s]	v_t [m/s]	Q_t [l/s]	Auslast [%]
E 13.1	200	3,00	0,50	1,06	0,77	0,67	21	0,33	0,8	3,89%
E 13.2	200	3,00	0,50	1,06	0,72	0,67	21	0,33	0,8	3,63%
E 13.3	200	3,00	0,50	1,06	0,80	0,67	21	0,34	0,9	4,05%
E 13.4	200	3,00	0,50	1,06	0,50	0,67	21	0,29	0,5	2,52%
E 14	200	3,00	0,50	1,06	1,13	0,67	21	0,37	1,2	5,70%

13.1.3.1 Hydraulische Berechnungen der Sammelleitungen

Hydrologisches Berechnungsverfahren

Die hydraulischen Berechnungen/Dimensionierung für die geplanten Kanalhaltungen wurden mit dem hydrologischen Berechnungsprogramm FLUT, Vers. 7.02 von Dr. Pecher, nach dem Abflussbeiwertverfahren vorgenommen. Das hydrologische Berechnungsverfahren beruht auf trapezförmig angenommenen Flutkurven für die einzelne Kanalhaltung und entspricht damit den Grundlagen des Summenlinienverfahrens. Der Unterschied gegenüber dem Summenlinienverfahren besteht darin, dass nicht nur die Anlauflinie konstruiert, sondern für alle berechneten 20 Regen, für jede Haltung die auftretende Flutkurve ermittelt wird. Aus den Flutkurven werden Abflussganglinien innerhalb des Kanalnetzes berechnet. Die zugehörigen Wasserstände werden in einem gesonderten Berechnungsgang bestimmt, daher ist das hydrologische Berechnungsverfahren nicht in der Lage, den Einfluss von Überlastungszuständen zu berücksichtigen.

Hydrodynamisches Berechnungsverfahren

Der Überflutungsnachweis für das geplante Kanalnetz wurde mit dem hydrodynamischen Berechnungsprogramm DYNA, Vers. 3.3 von Dr. Pecher durchgeführt. Hydrodynamische Berechnungsverfahren bauen direkt auf die physikalisch-hydraulischen Gesetzmäßigkeiten des Fließvorgangs in Kanälen auf. Durch die ständige Verknüpfung von Abfluss und Wasserstand bei hydrodynamischen Berechnungen können Fließzustände bzw. Überlastungszustände wie Druckabfluss, Rückstau und Fließumkehr unmittelbar berücksichtigt und wirklichkeitsnah wiedergegeben werden.

Berechnungslisten

Die Angabe der Messjahre, der Schmutzwasseranfall sowie der Fremdwasserzuschlag sind Standardwerte des verwendeten Berechnungsprogramms. In der Zusammenfassung auf Seite 4 der Berechnung sind die Werte für Schmutz- und Fremdwasser mit 0,0 l/s ausgegeben. Sie wurden nicht berücksichtigt. Der Modellregen Typ Euler II auf Grundlage der Kostra-Regendaten wurde zur hydrodynamischen Berechnung verwendet.

In den Listen 1 und 2 sind die Haltungsstammdaten der Kanäle dargestellt. Die Ergebnisse der Berechnungen sind der Liste 3 zu entnehmen. Hier sind die Belastungsgrade der Kanalhaltungen dargestellt. Hätte die hydrodynamischen Berechnungen Überstau-/Überflutungssituationen ergeben, wären diese im Anschluss an die Liste 3 zusätzlich

aufgelistet worden. In der Liste 3 sind die Deckelhöhen der Anfangs- und Endschächte und die zugehörigen Wasserspiegellagen aufgelistet.

Hydraulische Berechnungen der Sammelleitungen (für $n = 0,1/a$), Nordseite

```
*****
*
*   ***Flut*** Berechnungsmodell nach Dr. Pecher - Version 7.12           Stand 18.06.2002
*   Datum und Uhrzeit der Berechnung                                     28.02.08 13:25:34
*   Anwender                                                            Ing.-Büro Spiekermann GmbH
*   Projekt                                                              Hydraulische Berechnung, Nordseite, n=0,1/a
*   Bezugshoehensystem                                                mNN
*   Sohlhöhe Endschacht 0,00 mNN (Kanal 3 Haltung 5) entspricht -13,95 mNN
*   Berechnungsverfahren                                               Abflussbeiwert
*   Abflussbeiwert                                                       Konstant
*   Berechnung der Vollfuellungsleistung nach                          Prandtl-Colebrook
*   Anzahl der Durchrechnungen                                         3
*   Berechnungsgrundlagen:
*   Kritische Regenspende (l/s*ha)                                     15.00
*   15-Min-Regenspende [n=1] (l/s*ha)                                102.80
*   Haeufigkeit                                                         0.10
*   Kritische Wasserspiegellage                                       0.00
*   Anzusetzende Mindestgeschwindigkeit (m/s)                        0.50
*
*****
```

Neubau der A 20 – Nord-West-Umfahrung Hamburg

Anlage 13.1.3

Abschnitt Landesgrenze Niedersachsen / Schleswig-Holstein bis B 431

Bau-km: 10+449,335 bis 14+440,408

Wassertechnische Berechnungen

Flut Berechnungsmodell nach Dr. Fecher - Version 7.12
 Ing.-Büro Spiekermann GmbH
 Hydraulische Berechnung, Nordseite, n=0,1/a

Stand 18.06.2002
 28.02.08

Uebersicht ueber die vorhandenen Blockregen-Staffeln

Staffel 1 - 3

Regen- Nr.			Regenstaffel 1			Regenstaffel 2			Regenstaffel 3		
	Zeitstufe	Dauer	Spende	Zeitstufe	Dauer	Spende	Zeitstufe	Dauer	Spende		
-	min	min	l/(s*ha)	min	min	l/(s*ha)	min	min	l/(s*ha)		
1	1.0	5.00	413.8								
2	1.0	7.00	331.9								
3	1.0	8.00	304.0								
4	1.0	9.00	281.5								
5	1.0	10.00	262.7								
6	2.0	12.50	227.0								
7	2.0	15.00	201.4								
8	2.0	17.50	182.1								
9	2.0	20.00	166.8								
10	3.0	22.50	154.4								
11	3.0	25.00	144.1								
12	3.0	27.50	135.4								
13	3.0	30.00	127.9								
14	4.0	32.50	121.4								
15	4.0	35.00	115.6								
16	4.0	37.50	110.5								
17	4.0	40.00	105.9								
18	5.0	45.00	98.1								
19	5.0	50.00	91.5								
20	6.0	60.00	81.3								

Wassertechnische Berechnungen

Flut Berechnungsmodell nach Dr. Fecher - Version 7.12 18.06.2002
 Ing.-Büro Spiekermann GmbH 28.02.08
 Hydraulische Berechnung, Nordseite, n=0,1/a

Ausgabe der Berechnungsgrundlagen Ausgabe der verwendeten Regenstaffel
 15-Min-Regenspende 229.5 l/(s*ha) Regenhaeufigkeit N = 0.10/a
 Maximal zulaessige Wasserspiegellage Deckeloberkante + 0.00 m
 Anzusetzende Mindestgeschwindigkeit V Minimum 0.50 m/s
 Die Berechnung erfolgt mit konstantem Abflussbeiwert

Regenstufe	Zeitstufe	Regendauer	Regenspende
-	min	min	l/(s*ha)
1	1.0	5.00	413.8
2	1.0	7.00	331.9
3	1.0	8.00	304.0
4	1.0	9.00	281.5
5	1.0	10.00	262.7
6	2.0	12.50	227.0
7	2.0	15.00	201.4
8	2.0	17.50	182.1
9	2.0	20.00	166.8
10	3.0	22.50	154.4
11	3.0	25.00	144.1
12	3.0	27.50	135.4
13	3.0	30.00	127.9
14	4.0	32.50	121.4
15	4.0	35.00	115.6
16	4.0	37.50	110.5
17	4.0	40.00	105.9
18	5.0	45.00	98.1
19	5.0	50.00	91.5
20	6.0	60.00	81.3

Spitzenabflussbeiwerte fuer die 15-min-Regenspende 229.5 l/(s*ha)

Anteil der Befestigten Flaechen	Konstanten zur Ermittlung der Spitzenabfluss-Beiwerte bei einer mittleren Neigung des Einzugsgebietes von			
	unter 1 %	1 - 4 %	4 - 10 %	ueber 10 %
Prozent	Kz 1	Kz 2	Kz 3	Kz 4
0	0.195	0.371	0.521	0.645
100	0.945	0.965	0.965	0.975

Flut Berechnungsmodell nach Dr. Fecher - Version 7.12
 Ing.-Büro Spiekermann GmbH
 Hydraulische Berechnung, Nordseite, n=0,1/a

Stand 18.06.2002
 28.02.08

Ausgabe der Berechnungsgrundlagen des Kanalnetzes

Zusammenfassung der Eingabedaten

Ausgabe der Berechnungsgrundlagen in Abhaengigkeit vom Entwaesserungsverfahren
 ohne Aussengebiete und uebernommene Flutkurven (Bauwerkstyp 80 bzw. 81 s. o.)

Entwaesserungsverfahren	Mischsystem	Schmutzwasserkanal	Regenwasserkanal	Gesamt
Anzahl der Haltungen			22	22
Gesamtlaenge der eingegebenen Haltungen			1105	1105
Gesamtes Kanalvolumen (rund)			81.8	81.8
Einwohnerzahl				
Gesamteinzugsflaeche			1.060	1.060
Gesamte befestigte Flaeche			0.954	0.954
Mittlerer Befestigungsgrad			0.9000	0.9000
Gesamtes Haeusliches Abwasser QH ueber AE [l/s]				
Gesamtes Gewerbliches Abwasser QG ueber AE [l/s]				
Gesamtes Fremdwasser QF ueber AE [l/s]				
Gesamtes Schmutzwasser QS=QH+QG ueber AE [l/s]				
Trockenwetterabfluss QT=QS+QF ueber AE [l/s]				
Gesamtes Haeusliches Abwasser QH punktuell [l/s]				
Gesamtes Gewerbliches Abwasser QG punktuell [l/s]				
Gesamtes Fremdwasser QF punktuell [l/s]				
Gesamtes Schmutzwasser QS=QH+QG punktuell [l/s]				
Trockenwetterabfluss QT=QS+QF punktuell [l/s]				
Gesamtes Haeusliches Abwasser QH gesamt [l/s]				
Gesamtes Gewerbliches Abwasser QG gesamt [l/s]				
Gesamtes Fremdwasser QF gesamt [l/s]				
Gesamtes Schmutzwasser QS=QH+QG gesamt [l/s]				
Trockenwetterabfluss QT=QS+QF gesamt [l/s]				

Gesamtsummenwerte incl. Aussengebieten (Typ 81) und uebernommenen Flutkurven (Typ 80)

Anzahl der Sonderbauwerke	0
Einwohnerzahl	0
Gesamteinzugsflaeche	1.06 ha
Gesamte befestigte Flaeche	0.95 ha
Mittlerer Befestigungsgrad	0.900
Gesamtes Haeusliches Abwasser QH	0.00 l/s
Gesamtes Gewerbliches Abwasser QG	0.00 l/s
Gesamtes Fremdwasser QF	0.00 l/s
Gesamtes Schmutzwasser QS=QH+QG	0.00 l/s
Trockenwetterabfluss QT=QS+QF	0.00 l/s

Neubau der A 20 – Nord-West-Umfahrung Hamburg

Anlage 13.1.3

Abschnitt Landesgrenze Niedersachsen / Schleswig-Holstein bis B 431

Bau-km: 10+449,335 bis 14+440,408

Wassertechnische Berechnungen

Flut Berechnungsmodell nach Dr. Fecher - Version 7.12 Stand 18.06.2002
 Ing.-Büro Spiekermann GmbH 28.02.08
 Hydraulische Berechnung, Nordseite, n=0,1/a

Ausgabe der Kanaldaten - Liste 1 Berechnung mit konstantem Abflussbeiwert 2. Berechnung mit den Energielinien

Kanal- und Hal- tungsnummer	Hal- tungsnr	Strasse bzw. Lagebezeichnung	Verf. /Typ	Laengen		Anfangs-Schacht		End-Schacht		Teileinzugsgebiet					Einzugsgebiet	
				-	(m)	Deckel	Schle	Deckel	Schle	AE	BF	NG	M,PSI	AE	ARED	
(Nr)	(Nr)	(-)	(-)	(m)	(m)	(mNN)	(mNN)	(mNN)	(mNN)	(ha)	(0/0)	(-)	(ha)	(ha)		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	20	Nordseite	R	50.00	50	15.20	13.700	14.85	13.350	0.06	90	HG	0.85	0.06	0.05	Knoten 1/5
1	25	Nordseite	R	50.00	100	14.85	13.350	15.50	13.000	0.06	90	HG	0.85	0.12	0.11	
1	30	Nordseite	R	50.00	150	15.50	13.000	14.15	12.650	0.06	90	HG	0.85	0.18	0.16	
1	35	Nordseite	R	50.00	200	14.15	12.650	13.70	12.200	0.06	90	HG	0.85	0.24	0.22	
1	45	Nordseite	R	50.00	250	13.70	12.200	13.10	11.600	0.06	90	HG	0.85	0.31	0.27	
1	50	Nordseite	R	50.00	300	13.10	11.600	12.20	10.700	0.06	90	HG	0.85	0.37	0.33	
1	55	Nordseite	R	50.00	350	12.20	10.700	10.75	9.250	0.06	90	HG	0.85	0.44	0.39	
1	60	Nordseite	R	50.00	400	10.75	9.250	8.75	7.250	0.06	90	HG	0.85	0.50	0.45	
1	65	Nordseite	R	70.00	470	8.75	7.250	6.15	4.450	0.01	90	FL	0.80	0.51	0.46	
1	70	Nordseite	R	70.00	540	6.15	4.450	4.63	1.650	0.01	90	FL	0.80	0.53	0.48	
1	75	Nordseite	R	10.00	550	4.63	0.300	4.63	0.150					0.53	0.48	
---->															*** Abfluss *** 3/5	Knoten 3/17
																Knoten 4/5
2	20	Nordseite	R	50.00	50	15.20	13.700	14.85	13.350	0.06	90	HG	0.85	0.06	0.05	
2	25	Nordseite	R	50.00	100	14.85	13.350	15.50	13.000	0.06	90	HG	0.85	0.12	0.11	
2	30	Nordseite	R	50.00	150	15.50	13.000	14.15	12.650	0.06	90	HG	0.85	0.18	0.16	
2	35	Nordseite	R	50.00	200	14.15	12.650	13.70	12.200	0.06	90	HG	0.85	0.24	0.22	
2	45	Nordseite	R	50.00	250	13.70	12.200	13.10	11.600	0.06	90	HG	0.85	0.31	0.27	
2	50	Nordseite	R	50.00	300	13.10	11.600	12.20	10.700	0.06	90	HG	0.85	0.37	0.33	
2	55	Nordseite	R	50.00	350	12.20	10.700	10.75	9.250	0.06	90	HG	0.85	0.44	0.39	
2	60	Nordseite	R	50.00	400	10.75	9.250	8.75	7.250	0.06	90	HG	0.85	0.50	0.45	
2	65	Nordseite	R	70.00	470	8.75	7.250	6.15	4.450	0.01	90	FL	0.80	0.51	0.46	
2	70	Nordseite	R	70.00	540	6.15	4.450	4.63	1.650	0.01	90	FL	0.80	0.53	0.48	
2	75	Nordseite	R	70.00	540	6.15	4.450	4.63	1.650	0.01	90	FL	0.80	0.53	0.48	
---->															*** Abfluss *** 3/5	Knoten 3/16
															*** Zufluss *** 1/75 und 2/70	Knoten 3/16
3	5	Zedernweg	R	15.00	565	4.63	0.150	6.00						1.06	0.95	
Auslaufbauwerk Typ 90															Knoten 2/17	

Flut Berechnungsmodell nach Dr. Fecher - Version 7.12 Stand 18.06.2002
 Ing.-Büro Spiekermann GmbH 28.02.08
 Hydraulische Berechnung, Nordseite, n=0,1/a

Ausgabe der Kanaldaten - Liste 2 Berechnung mit konstantem Abflussbeiwert 2. Berechnung mit den Energielinien

Kanal- und Hal- tungsnummer	Hal- tungsnr	Profildaten KZ Breite/Hoehe	KB/ KST	Konst.Zufl Art	TWA pro Einzelflaeche	Aufsummiert				QR Krit.	max. Regen Ges.	Vergl-Rechnung						
						GR.	D	QH	QG				QF	QS	QT			
(Nr)	(Nr)	(-) (mm)	(mm)	(-) (l/s)	E/ha	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)					
18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
1	20	0	300	0.70										0.8				Knoten 1/5
1	25	0	300	0.70										1.6				1 11.7 11.7
1	30	0	300	0.70										2.4				1 11.7 23.5
1	35	0	300	0.70										3.2				1 11.7 35.2
1	45	0	300	0.70										4.1				1 11.7 46.9
1	50	0	300	0.70										5.0				1 12.7 59.6
1	55	0	300	0.70										5.9				1 12.7 72.3
1	60	0	300	0.70										6.7				1 12.7 85.0
1	65	0	300	0.70										7.0				1 12.7 97.8
1	70	0	300	0.70										7.2				1 2.8 100.5
1	75	0	400	0.70										7.2				1 2.8 103.3
---->															*** Abfluss *** 3/5	Knoten 103.3		
																Knoten 3/17		
																Knoten 4/5		
2	20	0	300	0.70										0.8				1 11.7 11.7
2	25	0	300	0.70										1.6				1 11.7 23.5
2	30	0	300	0.70										2.4				1 11.7 35.2
2	35	0	300	0.70										3.2				1 11.7 46.9
2	45	0	300	0.70										4.1				1 11.7 59.6
2	50	0	300	0.70										5.0				1 12.7 72.3
2	55	0	300	0.70										5.9				1 12.7 85.0
2	60	0	300	0.70										6.7				1 12.7 97.8
2	65	0	300	0.70										7.0				1 2.8 100.5
2	70	0	300	0.70										7.2				1 2.8 103.3
2	75	0	300	0.70										7.2				1 2.8 103.3
---->															*** Abfluss *** 3/5	Knoten 103.3		
																Knoten 3/16		
															*** Zufluss *** 1/75 und 2/70	Knoten 3/16		
3	5	0	600	0.25										14.3				1 206.6
Auslaufbauwerk Typ 90															Knoten 2/17			

Überflutungsnachweis der Sammelleitungen (für n = 0,02/a), Nordseite

```

*****
*
*      ***DYNA***  Berechnungsmodell Dr. Fecher  -   Version 3.3           Stand 28.08.2002
*
* Datum und Uhrzeit der Berechnung                               28.02.08  13:13:38
*
* Anwender                                                       Ing.-Büro Spiekermann GmbH
*
* Projekt                                                         Überflutungsberechnung, Nordseite, n=0,02/a
*
* Bezugshoehensystem                                           mNN
*
* Sohlhöhe Endschacht 0,00 mNN (Kanal 3 Haltung 5) entspricht -13,95 mNN
*
* Verwendete Regen                                             ModellRegen
*
* Berechnungsgrundlagen:
*
* Verdunstung (l/s*ha)                                         1.40
*
*****
    
```

```

***DYNA***  Berechnungsmodell Dr. Fecher  -   Version 3.3           Stand 28.08.2002
Ing.-Büro Spiekermann GmbH                                     28.02.08
Überflutungsberechnung, Nordseite, n=0,02/a

Uebersicht ueber die verwendeten Modellregen
    
```

Regen- Stufe	Regenspende									
	Regen 1 dT= 5.min	Regen 0 dT= 0.min								
(-)	l/(s*ha)									
1	151.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	552.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	107.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	86.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	73.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

DYNA Berechnungsmodell Dr. Pecher - Version 3.3 28.08.2002
 Ing.-Büro Spiekermann GmbH 28.02.08
 Überflutungsberechnung, Nordseite, n=0,02/a

Ausgabe der Berechnungsgrundlagen Niederschlagscharakteristik

Verdunstung VD = 1.4 l/(s*ha)

Art der Entwässerungsflaeche	Flieess-Laenge (m)	Geschwind.-Beiwert (m**1/3)/s	Benetzung (mm)	Anf/Endver-sickerung (l/(s*ha))
Befestigte Flaechе	35.0	70.0		
Durchlaessige Flaechе	50.0	4.0	1.0	160.0/ 20.0

Art der Entwässerungsflaeche	Muldenverluste und Benetzung bei einer Mittleren Neigung des Einzugsgebietes von			
	unter 1 0/0	1 - 4 0/0	4 - 10 0/0	ueb. 10 0/0
(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Befestigte Flaechе	0.5	0.5	0.8	0.6
Durchlaessige Flaechе	4.0	3.0	2.5	2.0

DYNA Berechnungsmodell Dr. Pecher - Version 3.3 Stand 28.08.2002
 Ing.-Büro Spiekermann GmbH 28.02.08
 Überflutungsberechnung, Nordseite, n=0,02/a

Ausgabe der Berechnungsgrundlagen - vorhandene Modellregen: Anzahl der angesetzten Modellregen: 1
 In der Berechnung tatsaechlich verwendete Modellregen s. u. Berechnungsparameter

Regen-stufe	Modellregen 1		Modellregen 0		Modellregen 0		Modellregen 0		Modellregen 0	
	N	dT								
(-)	(min)	l/(s*ha)								
1	5.0	151.6	0.0		0.0		0.0		0.0	
2	10.0	552.0	0.0		0.0		0.0		0.0	
3	15.0	107.4	0.0		0.0		0.0		0.0	
4	20.0	86.0	0.0		0.0		0.0		0.0	
5	25.0	73.0	0.0		0.0		0.0		0.0	

DYNA Berechnungsmodell Dr. Fecher - Version 3.3
 Ing.-Büro Spiekermann GmbH
 Überflutungsberechnung, Nordseite, n=0,02/a

Stand 28.08.2002
 28.02.08

Ausgabe der Berechnungsgrundlagen des Kanalnetzes

Zusammenfassung der Eingabedaten

Ausgabe der Berechnungsgrundlagen in Abhängigkeit vom Entwässerungsverfahren
 ohne Aussengebiete und Uebernommene Flutkurven (Bauwerkstyp 80 bzw. 81 s. o.)

Entwässerungsverfahren	Mischsystem	Schmutzwasserkanal	Regenwasserkanal	Gesamt
Anzahl der Haltungen			22	22
Gesamtlänge der eingegebenen Haltungen			1105	1105
Gesamtes Kanalvolumen (rund)			81.8	81.8
Einwohnerzahl				
Gesamteinzugsfläche			1.060	1.060
Gesamte befestigte Fläche			0.954	0.954
Mittlerer Befestigungsgrad			0.9000	0.9000

Gesamtes Haeusliches Abwasser QH ueber AE	[1/s]			
Gesamtes Gewerbliches Abwasser QG ueber AE	[1/s]			
Gesamtes Fremdwasser QF ueber AE	[1/s]			

Gesamtes Schmutzwasser QS=QH+QG ueber AE	[1/s]			
Trockenwetterabfluss QT=QS+QF ueber AE	[1/s]			

Gesamtes Haeusliches Abwasser QH punktuell	[1/s]			
Gesamtes Gewerbliches Abwasser QG punktuell	[1/s]			
Gesamtes Fremdwasser QF punktuell	[1/s]			

Gesamtes Schmutzwasser QS=QH+QG punktuell	[1/s]			
Trockenwetterabfluss QT=QS+QF punktuell	[1/s]			

Gesamtes Haeusliches Abwasser QH gesamt	[1/s]			
Gesamtes Gewerbliches Abwasser QG gesamt	[1/s]			
Gesamtes Fremdwasser QF gesamt	[1/s]			

Gesamtes Schmutzwasser QS=QH+QG gesamt	[1/s]			
Trockenwetterabfluss QT=QS+QF gesamt	[1/s]			

Gesamtsummenwerte incl. Aussengebieten (Typ 81) und uebernommenen Flutkurven (Typ 80)

Anzahl der Sonderbauwerke	0
Einwohnerzahl	0
Gesamteinzugsfläche	1.06 ha
Gesamte befestigte Fläche	0.95 ha
Mittlerer Befestigungsgrad	0.900
Gesamtes Haeusliches Abwasser QH	0.00 l/s
Gesamtes Gewerbliches Abwasser QG	0.00 l/s
Gesamtes Fremdwasser QF	0.00 l/s
Gesamtes Schmutzwasser QS=QH+QG	0.00 l/s
Trockenwetterabfluss QT=QS+QF	0.00 l/s

DYNA Berechnungsmodell Dr. Fecher - Version 3.3
 Ing.-Büro Spiekermann GmbH
 Überflutungsberechnung, Nordseite, n=0,02/a

Stand 28.08.2002
 28.02.08

DYNA Berechnungsmodell Dr. Fecher - Version 3.3		Stand 28.08.2002
Hydrodynamische Kanalnetzberechnung:		Komplexes Parallelschrittverfahren
Datum und Uhrzeit der Berechnung		28.02.08 13:13:38
Nr. Erster Regen	(ANFA)	1
NR. Letzter Regen	(ENDE)	1
Strassenflaeche in m**2	(STRA)	100.0
Abbruchprozentsatz Auslauf/Einlauf	(PROZ)	95.0
Grundflaeche Standardschacht in M**2	(GRUN)	1.0300
Spaltbreite Vollfuellung in % PH	(SPAL)	10.0
Minimale Simulationszeit in Min	(MINI)	20
Maximale Simulationszeit in Min	(MAXI)	150
Maximale Zurechnungszeit in Min	(ZUZE)	0
Ausgabezeitschritt in Min	(TDEL)	2.00
Maximaler Wegschritt (DELTA X) in M	(XDEL)	150.00
Begrenzung Volumenaenderung in %	(VDEL)	20.00
Trockenperiode vor Regenbeginn in Min	(TROC(1))	20

DYNA Berechnungsmodell Dr. Fecher - Version 3.3
 Ing.-Büro Spiekermann GmbH
 Überflutungsberechnung, Nordseite, n=0,02/a

Stand 28.08.2002
 28.02.08

B E R E C H N U N G S Z U S A M M E N F A S S U N G

Gesamtes Kanalvolumen:		122.1	M**3				
Anfangsvolumen:		0.0	M**3				
Regen-Nr	Einlauf Seit m**3	Einlauf Oben m**3	Gesamt-Einl.m**3	Auslauf m**3	Restmenge Im Netz	Ueberlauf m**3	Fehler %
1	277.34	0.00	277.34	263.63	13.71	0.00	0.00000000
***** RECHENZEIT [s] :		0					

Wassertechnische Berechnungen

DYNA Berechnungsmodell Dr. Pecher - Version 3.3 Stand 28.08.2002
 Ing.-Büro Spiekermann GmbH 28.02.08
 Überflutungsberechnung, Nordseite, n=0,02/a

Ausgabe der Kanaldaten - Liste 1 Hydrodynamische Kanalnetzberechnung: Komplexes Parallelschrittverfahren

Kanal- und Hal-	Strasse bzw.	Verf.	Laengen	Anfangs-Schacht	End-Schacht	Teileinzugsgebiet	Einzugsgebiet	
tungsnummer	Lagebezeichnung	/Typ	Haltung Summe	Deckel	Sohle	AE BF NG FL AE	AE ARED	
(Nr)	(Nr)	(-)	(-) (m) (m)	(mNN)	(mNN)	(mNN)	(mNN)	
1	2	3	4 5 6 7	8	9	10 11	12 13 14 15	
							16 17	
1	20	Nordseite	R 50.00 50	14.850	13.350	14.500	13.000	Knoten 1/5 0.06 0.05
1	25	Nordseite	R 50.00 100	14.500	13.000	15.150	12.650	0.06 90 HG 0.55 0.12 0.11
1	30	Nordseite	R 50.00 150	15.150	12.650	13.800	12.300	0.06 90 HG 0.55 0.18 0.16
1	35	Nordseite	R 50.00 200	13.800	12.300	13.450	11.950	0.06 90 HG 0.55 0.24 0.22
1	45	Nordseite	R 50.00 250	13.450	11.950	13.100	11.600	0.06 90 HG 0.55 0.31 0.27
1	50	Nordseite	R 50.00 300	13.100	11.600	12.200	10.700	0.06 90 HG 0.55 0.37 0.33
1	55	Nordseite	R 50.00 350	12.200	10.700	10.750	9.250	0.06 90 HG 0.55 0.44 0.39
1	60	Nordseite	R 50.00 400	10.750	9.250	8.750	7.250	0.06 90 HG 0.55 0.50 0.45
1	65	Nordseite	R 70.00 470	8.750	7.250	6.150	4.450	0.01 90 FL 0.55 0.51 0.46
1	70	Nordseite	R 70.00 540	6.150	4.450	4.630	1.650	0.01 90 FL 0.55 0.53 0.48
1	75	Nordseite	R 10.00 550	4.630	0.300	4.630	0.150	0.53 0.48
---->							*** Abfluss *** 3/5	Knoten 3/17
2	20	Nordseite	R 50.00 50	14.850	13.350	14.500	13.000	0.06 90 HG 0.55 0.06 0.05
2	25	Nordseite	R 50.00 100	14.500	13.000	15.150	12.650	0.06 90 HG 0.55 0.12 0.11
2	30	Nordseite	R 50.00 150	15.150	12.650	13.800	12.300	0.06 90 HG 0.55 0.18 0.16
2	35	Nordseite	R 50.00 200	13.800	12.300	13.450	11.950	0.06 90 HG 0.55 0.24 0.22
2	45	Nordseite	R 50.00 250	13.450	11.950	13.100	11.600	0.06 90 HG 0.55 0.31 0.27
2	50	Nordseite	R 50.00 300	13.100	11.600	12.200	10.700	0.06 90 HG 0.55 0.37 0.33
2	55	Nordseite	R 50.00 350	12.200	10.700	10.750	9.250	0.06 90 HG 0.55 0.44 0.39
2	60	Nordseite	R 50.00 400	10.750	9.250	8.750	7.250	0.06 90 HG 0.55 0.50 0.45
2	65	Nordseite	R 70.00 470	8.750	7.250	6.150	4.450	0.01 90 FL 0.55 0.51 0.46
2	70	Nordseite	R 70.00 540	6.150	4.450	4.630	1.650	0.01 90 FL 0.55 0.53 0.48
---->							*** Abfluss *** 3/5	Knoten 3/16
3							*** Zufluss *** 1/75 und 2/70	Knoten 3/16
3	5	Zedernweg	R 15.00 565	4.630	0.150	6.000	0.000	1.06 0.95
Auslaufbauwerk Typ 90							Knoten 2/17	

DYNA Berechnungsmodell Dr. Pecher - Version 3.3 Stand 28.08.2002
 Ing.-Büro Spiekermann GmbH 28.02.08
 Überflutungsberechnung, Nordseite, n=0,02/a

Ausgabe der Kanaldaten - Liste 2 Hydrodynamische Kanalnetzberechnung: Komplexes Parallelschrittverfahren

Kanal- und Hal-	Profildaten	KB/	Konst.Zufl	TWA	Einzelflaeche	Aufsummiert	Winkel	max. Regen	Fliesslängen
tungsnummer	KZ Breite/Hoehe	KST	Art	GR.	D	QH	QG	QF	Aufsummiert
(Nr)	(Nr)	(-) (mm) (mm)	(-) (l/s)	E/ha	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
18	19	20 21 22 23	24 25	26 27	28 29	30 31	32	33 34	35 36
1	20	0 300	0.70				0.02	31.1 1	25.7 25.9
1	25	0 300	0.70				0.07	31.1 1	25.7 25.9
1	30	0 300	0.70				0.49	78.8 1	25.7 25.9
1	35	0 300	0.70				0.18	78.8 1	25.7 25.9
1	45	0 300	0.70				0.19	114.4 1	25.8 26.0
1	50	0 300	0.70				0.20	144.1 1	25.8 26.0
1	55	0 300	0.70				0.19	173.9 1	25.8 26.0
1	60	0 300	0.70				0.19	203.3 1	25.8 26.0
1	65	0 300	0.70				0.21	203.3 1	35.0 35.0
1	70	0 300	0.70				0.01	219.4 1	35.0 35.0
1	75	0 400	0.70				3.13	225.7 1	
---->							*** Abfluss *** 3/5	Knoten 3/17	
2	20	0 300	0.70				0.02	31.1 1	25.7 25.9
2	25	0 300	0.70				0.07	31.1 1	25.7 25.9
2	30	0 300	0.70				0.49	78.8 1	25.7 25.9
2	35	0 300	0.70				0.18	78.8 1	25.7 25.9
2	45	0 300	0.70				0.19	114.4 1	25.8 26.0
2	50	0 300	0.70				0.20	144.1 1	25.8 26.0
2	55	0 300	0.70				0.19	173.8 1	25.8 26.0
2	60	0 300	0.70				0.19	203.1 1	25.8 26.0
2	65	0 300	0.70				0.21	221.4 1	35.0 35.0
2	70	0 300	0.70				0.79	221.4 1	35.0 35.0
---->							*** Abfluss *** 3/5	Knoten 3/16	
3							*** Zufluss *** 1/75 und 2/70	Knoten 3/16	
3	5	0 600	0.25				-1.57	451.5 1	
Auslaufbauwerk Typ 90							Knoten 2/17		

**13.1.3.2 Trogbauwerk: Bemessung des Pufferbeckens
 (für $n = 0,05/a$), Nordseite**

Bemessung des Regenrückhaltevolumen nach DWA A 117, Nordseite SH

1. Bemessungsgrundlagen

Neigungsgruppe	$N_G =$	2 -
Fläche des kanalisierten Einzugsgebietes	$A_{E,k} =$	1,06 ha
befestigte Fläche	$A_{E,b} =$	0,96 ha
mittlerer Abflußbeiwert befestigte Fläche	$\psi_{m,b}$	1,00 -
durchlässige Fläche	$A_{E,nb}$	0,10 ha
mittlerer Abflußbeiwert unbefestigte Fläche	$\psi_{m,nb}$	0,10 -
undurchlässige Fläche	A_u	0,97 ha
Fließzeit (0 min - 30 min)	t_f	3,2 min
Trockenwetterabfluß	Q_{t24}	0,00 l/s
vorgegebene Überschreitungshäufigkeit (0,1/a - 1,0/a)	n	0,05 /a
vorgegebener Drosselabfluß	$Q_{dr} =$	20,00 l/s

2. Ermittlung des Rückhaltevolumens

Drosselabflussspende	$q_{dr,k}$	18,87 l/(s*ha)
Regenanteil des Drosselabflusses einzeln (2 - 40 l/(s*ha))	$q_{dr,r,u} = (Q_{dr,max} - Q_{t24}) / A_u =$	20,62 l/(s*ha)
Regenanteil der Drosselabflussspende von A_u	$q_{dr,u} = q_{dr,r,u} =$	20,62 l/(s*ha)
Hilfsfunktion für Abminderungsfaktor	$f_1 =$	0,997 -
Abminderungsfaktor	$f_A =$	0,999 -
Zuschlagsfaktor	$f_Z =$	1,00
erforderliches Rückhaltevolumen	$V_{erf.} =$	255,00 m ³
Einleitungsmenge in RW-Kanal	$Q_{dr,max} =$	20,0 l/s

3. Rückhaltevolumen des Pufferbeckens

vorh. Rückhaltevolumen	$V_{vorh.} =$	980,00 m ³
------------------------	---------------	------------------------------

Bemessung des Regenrückhaltevolumen nach DWA A 117, Nordseite SH

4. Bestimmung der statistischen Niederschlagshöhen und Regenspenden für die vorgegebene Überschreitungshäufigkeit n im zu betrachtenden Dauerstufenbereich und Erzeugung einer Starkniederschlagstabelle unter Verwendung des Programms KOSTRA

Dauerstufe D	Niederschlagshöhe h_N	zugehörige Regenspende r	Drosselab- flußspende $q_{dr,r,u}$	Differenz zwischen r und $q_{dr,r,u}$	spezifisches Speicher- volumen $V_{s,u}$	erforderliches Volumen V_{erf}
[min]	[mm]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[m³/ha]	[m³]
5	12,43	414,2	20,62	393,58	117,91	115
10	17,41	290,1	20,62	269,48	161,46	157
15	20,80	231,1	20,62	210,48	189,17	184
20	23,35	194,6	20,62	173,98	208,49	203
30	27,07	150,4	20,62	129,78	233,28	227
45	30,92	114,5	20,62	93,88	253,13	246
60	33,70	93,6	20,62	72,98	262,37	255
90	36,07	66,8	20,62	46,18	249,03	242
120	37,87	52,6	20,62	31,98	229,95	224
180	40,50	37,5	20,62	16,88	182,07	177
240	42,62	29,6	20,62	8,98	129,15	126
360	45,79	21,2	20,62	0,58	12,54	13
540	49,25	15,2	20,62	-5,42	-175,32	-171
720	51,84	12,0	20,62	-8,62	-371,81	-361
1080	55,73	8,6	20,62	-12,02	-777,72	-755
1440	60,48	7,0	20,62	-13,62	-1.175,01	-1.140
2880	65,66	3,8	20,62	-16,82	-2.902,21	-2.816
4320	75,17	2,9	20,62	-17,72	-4.586,28	-4.449

13.1.4 Verzeichnis der verwendeten Abkürzungen

13.1.4.1 Abkürzungen

Abkürzung	Benennung
A	Autobahn
A _s	Sickerfläche
A _u	versiegelte Fläche / undurchlässige Fläche
B	Bundesstraße
BAB	Bundesautobahn
cm	Zentimeter
D	Durchgangswert
DN	Durchmesser
DTV	durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke
DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirt Schaft, Abwasser und Abfall
DWD-Kostra	Deutscher Wetterdienst Koordinierte Starkniederschlags- Regionalisierungs-Auswertung
DYNA	hydrodynamische Berechnungs- programm
EA	Entwässerungsabschnitt
FLUT	hydrologisches Berechnungsprogramm, Vers. 7.02
F _s	zurückgehaltene Schadstofffracht
h	Stunde
ha	Hektar
HR	Haltung
HW	Hochwasser
km	Kilometer
K	Kreisstraße
l	Liter
m	Meter
n	Häufigkeit
Nds.	Niedersachsen
NN	Normalnull
PW	Pumpwerk
RRB	Regenrückhaltebecken
s	Sekunde
SV	Sielverband
S-H	Schleswig-Holstein

13.1.4.2 Kurzzeichen

Kurzzeichen	Benennung	Einheit(-en)
A	erforderliche Fläche Absetzbecken	m ²
A _{erf}	erforderlicher Mindestquerschnitt	ha, m ²
A _E	Einzugsgebietsfläche	ha, m ²
A _{E,b}	befestigte Fläche	ha, m ²
A _{E,k}	Fläche des kanalisierten Einzugsgebietes	ha, m ²
A _{E,nb}	durchlässige Fläche	ha, m ²
A _{Fb}	Einzugsgebietsfläche der Fahrbahn	ha, m ²
A _{BBM}	Einzugsgebietsfläche aus der Summe Bankett, Böschung und Mulde	ha, m ²
A _{min}	min. Abflussquerschnitt unter Tauchwand	ha, m ²
A _U	"undurchlässige" Fläche (Rechenwert für die Anwendung im einfachen Verfahren nach DWA-A117)	ha, m ²
B	Breite Absetzbecken (aufgerundet)	m
D	maßgebliche Regendauer	min
f ₁	Hilfsfunktion für Abminderungsfaktor	[-]
f _a	Abminderungsfaktor für die Fließzeit	[-]
f _z	Zuschlagsfaktor für Risikomaß	[-]
h _{min}	Mindesthöhe im Schacht	m
h _N	Niederschlagshöhe	mm
I	Gefälle	m/m
I _{hy}	hydraulisches Gefälle	m/m
k _b	betriebliche Rauheit	mm
k _f	Durchlässigkeitsbeiwert der gesättigten Zone	m/s
L _S	Länge des Sickerweges	m
min. V _{Gr}	zusätzliches Retentionsvolumen	m ³
n	Bemessungsjährlichkeit	1/a
N _G	Neigungsgruppe	[-]
p	Porenanteil	%
q _A	Oberflächenbeschickung	m/h
q _{dr,k}	Drosselabflussspende	l/(sxha)
q _{dr,u}	Regenanteil der Drosselabflussspende	l/(sxha)
q _{Dr}	Drosselspende	l/(sxha)
q _{Dr, r, u}	mittlere Drosselabflussspende	l/(sxha)
q _{VR}	Versickerrate gem. RAS-Ew	l/(sxha)
Q _B	Bemessungszufluss zum Absetzbecken	m ³ /s, l/s
Q _{Dr}	mittlerer Drosselabfluss	m ³ /s, l/s
Q _{Dr, min}	min. Drosselabfluss	m ³ /s, l/s
Q _{Dr, max}	max. Drosselabfluss	m ³ /s, l/s
Q _{max}	max. zulässiger Zufluss	m ³ /s, l/s

Q_{PW}	Zufluss aus der Entwässerung des nördlichen Trogbauwerks über ein Pumpwerk	$m^3/s, l/s$
Q_{PW1}	Förderleistung 1. Pumpe	$m^3/s, l/s$
Q_{PW2}	Förderleistung 2. Pumpe	$m^3/s, l/s$
Q_{PW3}	Förderleistung 3. Pumpe	$m^3/s, l/s$
$Q_{PW1,2}$	Förderleistung 1.- und 2. Pumpe im Wechselbetrieb	$m^3/s, l/s$
$Q_{PW1,2,3}$	Förderleistung 1., 2. und 3. Pumpe falls Bemessungszufluss erreicht	$m^3/s, l/s$
$Q_{T,24}$	Trockenwetterabfluss	$m^3/s, l/s$
$Q_{Zu,Betr}$	Zufluss aus der Entwässerung der Betriebsstraße	$m^3/s, l/s$
$Q_{Zu,BW}$	Zufluss aus der Bauwerksdränage	$m^3/s, l/s$
$Q_{Zu,ges}$	Gesamtzufluss	$m^3/s, l/s$
$Q_{Zu,Str}$	Zufluss aus der Straßenentwässerung	$m^3/s, l/s$
$Q_{Zu,Tun}$	Zufluss aus der Tunnelentwässerung	$m^3/s, l/s$
QH	gesamtes Häusliches Abwasser	l/s
QG	gesamtes Gewerbliches Abwasser	l/s
QF	gesamtes Fremdadwasser	l/s
QS	gesamtes Schmutzwasser	l/s
QT	Trockenwetterabfluss	l/s
r	Regenspende	l/(sxha)
$r_{15(n)}$	Regenspende für die Dauer D und die Häufigkeit n (Bemessungsregenspende)	l/(sxha)
r_{S15}	Regenspende bei Sturmfluten für Leitungen	l/(sxha)
r_{S180}	R.-Spende bei Sturmfluten für Systeme mit Speichermöglichkeiten	l/(sxha)
t_E	rechnerische Entleerungszeit	h
t_f	Fließzeit im Einzugsgebiet	min
T	Fließzeit	d
v_f	Filtergeschwindigkeit in der gesättigten Zone	m/s
v_{St}	Steiggeschwindigkeit	m^3/ha
V	erf. Regenrückhaltevolumen	m^3
V_{erf}	erforderliches Speichervolumen	m^3
V_{max}	max. zulässige Fließgeschwindigkeit	m/s
V_{vorh}	vorhandenes Speichervolumen	m^3
V_P	Porenvolumen	m^3/ha
$V_{s,u}$	spezifisches Speichervolumen	m^3/ha
V_v	Verdunstungsverlust	
VD	Verdunstung	l/(sxha)
Δh	Höhendifferenz zwischen Muldensohle und Grabensohle	m
ψ	Abflussbeiwert	[-]
$\Psi_{m,b}$	mittl. Abflussbeiwert befestigte Fläche	[-]
$\Psi_{m,nb}$	mittl. Abflussbeiwert unbefestigte Fläche	[-]