



Abwasserwerk der Stadt Altena

**Generelle
Entwässerungsplanung**
für das Kanalnetz im Einzugs-
gebiet der Kläranlage Altena

Anzeige nach § 58.1 LWG

Erläuterungsbericht

RWG

Ruhr-Wasserwirtschafts-
Gesellschaft mbH

Niederlassung Arnberg
Hansastraße 3
D-59821 Arnberg
Telefon: 02931-551 170
Fax: 02931-551 162

Juni 2013



Zu dieser Anzeige gemäß § 58.1 LWG gehören:

3 Dokumentenmappen mit:

1 Erläuterungsbericht

1 Anlagenband

1 Daten - DVD

34 Blatt Planunterlagen

Planunterlagen

Plan-Nr.	Planinhalt	Maßstab
Blatt 001	Übersichtskarte	1 : 20.000
Blatt 002	Übersichtsplan Entwässerungssystem	1 : 7.500
Blatt 003	Übersichtsplan Nutzungsart (Flächennutzungsplan)	1 : 7.500
Blatt 005	Übersichtsplan Schutzgebiete (Überschwemmungs- und Wasserschutzgebiete)	1 : 7.500
Blatt 006	Übersichtsplan Schutzgebiete (Natur- und Landschaftsschutzgebiete)	1 : 7.500
Blatt 009.1	Übersichtsplan Bauliche Zustandsklassen	1 : 7.500
Blatt 009.2	Übersichtsplan Bauliche Sanierungsprognose	1 : 7.500
Blatt 401	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Prognose Pragpaul / Knerling / Brachtenbecke / Tiergarten	1 : 2.300
Blatt 402	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Prognose Linscheid	1 : 2.300
Blatt 403	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Prognose Innenstadt	1 : 2.300
Blatt 404	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Prognose Nette / Nettenscheid	1 : 2.300



Blatt 405	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Prognose Evingsen	1 : 2.300
Blatt 406	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Prognose Dahle	1 : 2.300
Blatt 407	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Prognose Werdohler Straße / Nette I	1 : 2.300
Blatt 408	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Prognose Breitenhagen / Rahmede	1 : 2.300
Blatt 409	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Prognose Großendrehscheid / Mühlenrahmede I	1 : 2.300
Blatt 410	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Prognose Mühlenrahmede / Bergfeld / Horst	1 : 2.300
Blatt 601	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Sanierung Pragpaul / Knerling / Brachtenbecke / Tiergarten	1 : 2.300
Blatt 602	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Sanierung Linscheid	1 : 2.300
Blatt 603	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Sanierung Innenstadt	1 : 2.300
Blatt 604	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Sanierung Nette / Nettenscheid	1 : 2.300
Blatt 605	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Sanierung Evingsen	1 : 2.300
Blatt 606	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Sanierung Dahle	1 : 2.300
Blatt 607	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Sanierung Werdohler Straße / Nette I	1 : 2.300
Blatt 608	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Sanierung Breitenhagen / Rahmede	1 : 2.300



Blatt 609	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Sanierung Großendrehscheid / Mühlenrahmede I	1 : 2.300
Blatt 610	Übersichtsplan Überstauvolumen und –häufigkeiten, Sanierung Mühlenrahmede / Bergfeld / Horst	1 : 2.300
Blatt 651	RÜ Südstraße (Neubau) Bauwerksplan	1 : 50
Blatt 652	RÜ Bornstraße (Neubau) Bauwerksplan	1 : 50:
Blatt 653	RÜ Marktstraße (Neubau) Bauwerksplan	1 : 50
Blatt 654	RÜ Im Küstersort (Neubau) Bauwerksplan	1 : 50
Blatt 655	RÜ Netter Schule (Neubau) Bauwerksplan	1 : 50
Blatt 656	RÜ Linscheidstraße (Neubau) Bauwerksplan	1 : 50
Blatt 657	RÜ Linscheid (Neubau) Bauwerksplan	1 : 50



<u>Inhaltsverzeichnis</u>	Seite
1. ALLGEMEINES	15
1.1 Veranlassung	15
1.2 Gegenstand der Planung	16
1.3 Zielsetzung	17
2. PLANUNGSGRUNDLAGEN UND -INSTRUMENTE	18
2.1 Planunterlagen und Grundlagendaten	18
2.2 Hydrodynamisches Kanalnetz-Berechnungsmodell	20
3. BESTEHENDE VERHÄLTNISSSE UND PLANERISCHES UMFELD	22
3.1 Planungsgebiet	22
3.2 Gewässer und Vorflut	23
3.2.1 Lenne	23
3.2.2 Rahmede	26
3.2.3 Nette (mit Zuflüssen)	28
3.2.4 Hegenscheider Bach	30
3.3 Bestehendes Entwässerungssystem	31
3.3.1 Struktur	31
3.3.2 Abwasserbehandlung	32
3.3.3 Regenentlastung und Regenwasserbehandlung	32
3.3.4 Einleitungen	34
3.3.5 Baulicher Zustand	35
3.3.6 Betriebliche Aspekte und Erfahrungen	40
3.4 Wasserrechtliche Aspekte	41
3.4.1 Erlaubnisse, Genehmigungen und Auflagen	41
3.4.2 Abwasserabgabe	42
3.5 Übergeordnete Planungen und Ziele	42
3.5.1 Bauleitplanung	42
3.5.2 Integrale Entwässerungsplanung (IEP)	43
3.5.3 Maßnahmenplanung nach EU-WRRL	44
3.6 Benachbarte Planungen	45
3.7 Restriktionen	45
3.7.1 Schutzgebiete	45
3.7.2 Sonstige Restriktionen	46
4. WASSERWIRTSCHAFTLICHE GRUNDLAGEN	47
4.1 Einzugsgebiete	47



4.1.1 (Gesamt-) Einzugsgebiet A_E	47
4.1.2 Kanalisiertes Einzugsgebiet $A_{E,k}$	48
4.1.2.1 Befestigte Fläche(n) $A_{E,b}$ und undurchlässige Fläche A_u	49
4.1.2.2 Durchlässige (nicht befestigte) Flächen $A_{E,nb}$	51
4.1.3 Natürliche Einzugsgebiete (Außengebiete) A_A	52
4.1.4 Neigungsgruppen	55
4.2 Niederschlag	55
4.3 Trockenwetterabfluss	56
4.3.1 Häusliches Schmutzwasser	57
4.3.2 Gewerbliches Schmutzwasser	58
4.3.3 Fremdwasser	59
4.4 Regenabfluss aus Trenngebieten	63
4.5 Zuflüsse von außerhalb des Planungsgebietes	64
4.6 Hochwasser der als Vorfluter dienenden Gewässer	64
5. WASSERWIRTSCHAFTLICHE UNTERSUCHUNGEN	65
5.1 Anforderungen	65
5.2 Methodik	68
5.3 Klassifizierung des Einzugsgebietes	70
5.4 Modelltechnische Abbildung des Entwässerungssystems	71
5.5 Untersuchung des Ist-Zustandes	72
5.5.1 Definition des Ist-Zustandes	72
5.5.2 Kalibrierung des Kanalnetzmodells	73
5.5.2.1 Messungen von Niederschlag und Abfluss	73
5.5.2.2 Vorgehen bei der Kalibrierung	75
5.5.2.3 Ergebnisse der Kalibrierung	75
5.5.2.4 Nochmalige Messung im Ortsteil Mühlenrahmede	78
5.5.3 Ergebnisse der hydraulischen Untersuchungen des Ist-Zustandes	78
5.5.4 Funktion der Sonderbauwerke und Drucknetze im Istzustand	82
5.5.4.1 Regenüberlauf Mühlenrahmede	85
5.5.4.2 Regenüberlauf Südstraße	86
5.5.4.3 Regenüberlauf Rahmedestraße	88
5.5.4.4 Regenüberlauf Pumpwerk Winkelsen	90
5.5.4.5 Regenüberlauf Winkelsen Brücke	92
5.5.4.6 Regenüberlauf Steinerne Brücke	93
5.5.4.7 Regenüberlauf Bahnhofstraße	95
5.5.4.8 Regenüberlauf Linscheid (Wixbergstraße)	96
5.5.4.9 Regenüberlauf Knerling	97



5.5.4.10 Überlaufschächte Nettetal	99
5.5.4.11 Schmutzwasserpumpwerk Brinkweg	100
5.5.4.12 Schmutzwasserpumpwerk Großdrehscheid	101
5.5.4.13 Mischwasserpumpwerk Winkelsen	102
5.5.4.14 Schmutzwasserpumpwerk Südstraße	102
5.5.4.15 Schmutzwasserpumpwerk Mühlhofstraße	103
5.5.4.16 Schmutzwasserpumpwerk Vorm Kalkofen	104
5.5.4.17 Schmutzwasserpumpwerk Evingsen Bauernstraße	105
5.5.4.18 Regenrückhaltebecken Vorm Kalkofen	106
5.5.4.19 Regenrückhaltebecken Am Rimberg	107
5.5.4.20 Versickerungsbecken Ahornweg	108
5.5.4.21 Rigolenversickerung Ahornweg	111
5.5.4.22 Versickerungsgraben Höllensteiner Weg	112
5.5.4.23 Lennedüker Steinerne Brücke	113
5.5.4.24 Lennedüker Linscheider Brücke	116
5.5.4.25 Lennedüker Linscheid Sauerlandhalle	118
5.5.4.26 Lennedüker Knerling	119
5.5.4.27 Drucknetz Bergfeld	120
5.5.4.28 Drucknetz Horst	120
5.5.4.29 Drucknetz Wiesenstraße	121
5.5.4.30 Drucknetz Werdohler Straße	121
5.5.4.31 Drucknetz Villenberg (Dahle)	122
5.5.4.32 Drucknetz Mühlenstraße (Dahle)	122
5.5.4.33 Drucknetz Dorf Nettenscheid	123
5.5.4.34 Drucknetz Am Hünengraben	123
5.5.4.35 Drucknetz Brachtenbecker Weg	124
5.6 Untersuchung des Prognose-Zustandes	124
5.6.1 Definition des Prognose-Zustandes	124
5.6.2 Ergebnisse der hydraulischen Untersuchungen des Prognose-Zustandes	125
5.6.3 Funktion der Sonderbauwerke im Prognosezustand	127
5.6.3.1 Regenüberlauf Rahmedestraße	127
5.6.3.2 Regenüberlauf Pumpwerk Winkelsen	128
5.6.3.3 Regenüberlauf Winkelsen Brücke	128
5.6.3.4 Regenüberlauf Steinerne Brücke	129
5.6.3.5 Regenüberlauf Bahnhofstraße	129
5.6.3.6 Regenüberlauf Knerling	130
5.7 Bewertung der Untersuchungsergebnisse	130



6.	PLANUNG	132
6.1	Handlungsbedarf aus hydraulischer und wasserwirtschaftlicher Sicht	132
6.2	Bauliche Sanierungserfordernisse (Sanierungsprognose)	133
6.2.1	Allgemeines und Vorgehen	133
6.2.2	Ergebnis der baulichen Gesamt-Sanierungsprognose	136
6.2.2.1	Sanierungsprognose Haltungen	136
6.2.2.2	Sanierungsprognose Schächte	138
6.2.2.3	Gesamt-Sanierungsprognose Haltungen und Schächte	140
6.3	Notwendigkeiten der Fremdwasserreduzierung	141
6.4	Variantenuntersuchungen zur hydraulischen Sanierung	145
6.4.1	Varianten zur Sanierung im Bereich des Lenne-Hauptsammlers	146
6.4.2	Varianten zur Sanierung im Bereich des Nette-Sammlers	148
6.5	Definition von Sanierungsmaßnahmen	152
6.5.1	Kurzfristig umzusetzende Maßnahmen	153
6.5.1.1	Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung im Schwerpunktgebiet Evingsen	153
6.5.1.2	Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung im Schwerpunktgebiet Dahle	154
6.5.1.3	Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung im Schwerpunktgebiet Nettetal	154
6.5.1.4	Optimierung der Drosseleinstellung des RÜ Mühlenrahmede	154
6.5.1.5	Neubau des Regenüberlaufes Südstraße	155
6.5.1.6	Nachrüstung des Regenüberlaufes Rahmedestraße	156
6.5.1.7	Nachrüstung des Regenüberlaufes Steinerne Brücke	157
6.5.1.8	Anpassung des RÜ Bahnhofstraße an die a.a.R.d.T.	158
6.5.1.9	Neubau des Regenüberlaufes Linscheid (Wixbergstraße)	159
6.5.1.10	Neubau des RÜ Netter Schule mit Nette-Entlastungsstollen	160
6.5.1.11	Neubau des Regenüberlaufes Linscheidstraße	164
6.5.1.12	Neubau des Regenüberlaufes Marktstraße	167
6.5.1.13	Neubau des Regenüberlaufes Bornstraße	169
6.5.1.14	Neubau des Regenüberlaufes Im Küstersort	171
6.5.1.15	Umbau des Dükeroberhauptes Linscheider Brücke	174
6.5.1.16	Umbau des Drosselbauwerkes am SKO Linscheid (Ruhrverband)	173
6.5.1.17	Verschluss von Mischwasserüberläufen im Nettetal (Teil 1)	174
6.5.1.18	Einbau druckdichter Deckel	175
6.5.1.19	Kanalerneuerung Martin-Luther-Straße	176
6.5.2	Mittelfristig erforderliche Maßnahmen	176
6.5.2.1	Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung im Schwerpunktgebiet Mühlenrahmede	176
6.5.2.2	Verschluss von Mischwasserüberläufen im Nettetal (Teil 2)	176
6.5.2.3	Umbau der Verzweigung Breitenhagener Weg / Mozartstraße	177
6.5.2.4	Kanalerneuerung Gustav-Selve-Straße	177



6.5.2.5	Kanalneubau „Am Tiergarten“	178
6.5.2.6	Kanalerneuerung Anschluss Linscheid	178
6.5.2.7	Kanalneubau Löttringser Weg	178
6.5.2.8	Kanalerneuerung „Zur Roleye“	178
6.5.2.9	Kanalerneuerung Hauptsammler Bauernstraße / Ihmerter Straße	179
6.5.2.10	Kanalerneuerung Hauptsammler Ihmerter Straße / „Im Hosenhof“	179
6.5.2.11	Kanalerneuerung Ebbergstraße	179
6.5.2.12	Kanalerneuerung „Im Springen“	180
6.5.2.13	Kanalerneuerung Westiger Straße	180
6.5.2.14	Kanalneubau Bachstraße	180
6.5.2.15	Ertüchtigung der Versickerungsbecken Ahornweg	181
6.5.3	Langfristig erforderliche Maßnahmen	181
6.5.3.1	Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung im Schwerpunktgebiet Rahmede	181
6.5.3.2	Kanalerneuerung Wilhelmstraße – Südstraße	181
6.5.3.3	Kanalerneuerung Mühlenberg	181
6.5.3.4	Neubau des Regenrückstaukanals „Auf dem Weithahn“	182
6.5.3.5	Kanalneubau „Auf der Böcke“ / Gosebruch	182
6.5.3.6	Kanalneubau „Auf dem Kamp“ / Brunnenstraße	182
6.5.3.7	Kanalerneuerung „Auf dem Sührenfeld“	183
6.5.3.8	Kanalneubau in der Straße „Wilhelmshöhe“	183
6.5.4	Nachrangig umzusetzende Maßnahmen	183
6.5.4.1	Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung im Schwerpunktgebiet Knerling	183
6.5.4.2	Kanalerneuerung Amselweg – Wilhelmstraße	184
6.5.4.3	Kanalerneuerung Meisenweg	184
6.5.4.4	Kanalerneuerung Drescheider Berg	184
6.5.4.5	Kanalerneuerung Bahnhofstraße	184
6.5.4.6	Kanalerneuerung Brückenrampe Fritz-Berg-Brücke	185
6.5.4.7	Kanalerneuerung Linscheidstraße	185
6.5.4.8	Kanalerneuerung Hasenkampstraße	185
6.5.4.9	Kanalerneuerung Kämpenstraße	185
6.5.4.10	Kanalerneuerung Mühlenstraße	186
6.6	Gesamtsanierungsbedarf: Überlagerung von Hydraulischer Sanierung, Schwerpunkten der Fremdwassersanierung und baulicher Sanierung	186
6.7	Wasserwirtschaftliche Nachweise	192
6.7.1	Überstaunachweis	192
6.7.2	Überflutungsnachweis	192
6.7.3	Risikobetrachtung	194
6.7.4	Auswirkungen der Planungen auf vorhandene Sonderbauwerke	195



6.7.4.1	Düker Steinerne Brücke	195
6.8	Landschafts- und Artenschutz	196
6.8.1	Geplante Baumaßnahmen in der Landschaft oder in und an Gewässern	196
6.8.1.1	Neubau des Regenüberlaufes Netter Schule mit Nette-Entlastungsstollen	196
6.8.1.2	Neubau des Regenüberlaufes Linscheidstraße	197
6.8.1.3	Neubau des Regenüberlaufes Bornstraße	197
6.8.1.4	Neubau des Regenüberlaufes Marktstraße	198
6.8.1.5	Neubau des Regenüberlaufes Im Küstersort	199
6.8.2	Vorabstimmung mit den Aufsichtsbehörden	199
6.8.3	Artenschutzrechtliches Konfliktpotenzial	200
6.8.3.1	RÜ Netter Schule	200
6.8.3.2	RÜ Linscheidstraße	201
6.8.4	Planungsrelevante Arten: Übersicht und Einschätzung der vorhabensbedingten Betroffenheit	203
6.8.5	Schlussfolgerungen	205
7.	ZUSAMMENFASSUNG	207
8.	VERWENDETE KURZZEICHEN	212
9.	ANLAGENVERZEICHNIS	214



<u>Abbildungsverzeichnis</u>	Seite
Abb. 1: Typische enge Tallagen: links Lennetal, mittig Schlossberg, rechts Nettetal (Quelle: Google)	22
Abb. 2: Schema der Regenwasserbehandlung und -entlastung im Einzugsgebiet der Kläranlage Altena	33
Abb. 3: Auffälligkeiten innerhalb der Haltungen gemäß ATV M143-2	36
Abb. 4: Auffälligkeiten innerhalb der Schächte (Misch- und Schmutzwasser)	37
Abb. 5: Anteil der Haltungsklassen (MW, SW, RW) am Gesamtnetz	38
Abb. 6: Verteilung der Haltungsklassen (MW, SW, RW) auffälliger Haltungen	38
Abb. 7: Verteilung der Schachtklassen (MW, SW, RW) aller bisher untersuchten Schächte	39
Abb. 8: Blick in den Regenüberlauf Südstraße	88
Abb. 9: Beispiel Sanierungszusätze für Vor-/Nacharbeiten (Baunebenkosten)	134
Abb. 10: Aufteilung der baulich sanierungsbedürftigen Haltungen nach Sanierungsarten	137
Abb. 11: Aufteilung der Brutto-Gesamtkosten für die bauliche Sanierung der Haltungen nach Sanierungsarten	137
Abb. 12: Aufteilung der Brutto-Gesamtkosten für die bauliche Sanierung der Haltungen nach Haltungsklassen	138
Abb. 13: Aufteilung der Brutto-Gesamtkosten für die bauliche Sanierung der Schächte nach Schachtklassen	139
Abb. 14: Brutto-Gesamtkosten für die bauliche Sanierung der Haltungen und Schächte (Prognose) unterteilt nach Zustandsklassen	140
Abb. 15: Fremdwasserschwerpunktgebiete mit Rangfolge der Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung (Ruhrverband 2009)	142
Abb. 16: Kostenverteilung der Fremdwassersanierung auf die Schwerpunktgebiete	143
Abb. 17: Kostenverteilung der Fremdwassersanierung auf die Prioritätsstufen	144
Abb. 18: Abflussganglinie der Drossel des RÜ Linscheidstraße bei einem einjährlichen Modellregen	166
Abb. 19: Abflussganglinie der Entlastung des RÜ Linscheidstraße bei einem einjährl. Modellregen	167
Abb. 20: Kostenverteilung (brutto) der hydraulischen Sanierungsmaßnahmen auf gewählte Prioritätsstufen	187
Abb. 21: Kostenverteilung (brutto) der verbleibenden baulichen Gesamt- Sanierungsprognose nach hydraulischer Sanierung unterteilt in Zustandsklassen	188
Abb. 22: Kostenverteilung (brutto) der verbleibenden Fremdwassersanierung gegliedert nach Schwerpunktgebieten	189



Abb. 23: Kostenverteilung (brutto) der verbleibenden Fremdwassersanierung gegliedert nach Prioritätsstufen	190
Abb. 24: Kostenverteilung (brutto) der Gesamt-Sanierungskosten unterteilt in Prioritätsstufen	191
Abb. 25: Kostenverteilung (brutto) der Gesamt-Sanierungskosten nach Sanierungsanlass	191
Abb. 26: Lenneufer im Bereich der geplanten Einleitung des RÜ Bornstraße	197
Abb. 27: Spundwandverbau im Bereich der geplanten Einleitung des RÜ Marktstraße	198
Abb. 28: Spundwandverbau im Bereich der geplanten Einleitung des RÜ Im Küstersort	199
Abb. 29: Arbeitsbereich (rot) für den Bau des Entlastungskanals RÜ Netter Schule (Quelle: © Geobasis NRW 2013)	200
Abb. 30: Lenne- Uferböschung im Bereich der geplanten Einleitung RÜ Netter Schule	201
Abb. 31: Arbeitsbereich (rot) für den Bau des Entlastungskanals RÜ Linscheidstraße (Quelle: © Geobasis NRW 2013)	202
Abb. 32: Lenne- Uferböschung im Bereich der geplanten Einleitung RÜ Linscheidstraße	202
Abb. 33: Kostenverteilung (brutto) der Gesamt-Sanierungskosten unterteilt in Prioritätsstufen	210
Abb. 34: Kostenverteilung (brutto) der Gesamt-Sanierungskosten nach Sanierungsanlass	210



<u>Tabellenverzeichnis</u>	Seite
Tab. 1: Übersicht verwendeter Grundlagendaten und Planunterlagen	19
Tab. 2: Ergebnisse des Gewässermonitorings Lenne (www.elwasims.nrw.de)	25
Tab. 3: Ergebnisse des Gewässermonitorings Rahmede u. Nette (www.elwasims.nrw.de)	29
Tab. 4: Gewässereinleitungen aus dem öffentlichen Kanalnetz der Stadt Altena	34
Tab. 5: Relevante Maßnahmen gemäß Maßnahmenplanung nach EU-WRRL	44
Tab. 6: Undurchlässige Anteile der befestigten Flächen	50
Tab. 7: Verlustansätze der befestigten Flächen	50
Tab. 8: Abflussbildungsparameter der unbefestigten Flächen	51
Tab. 9: Abflussbildungsparameter der Außengebiete	53
Tab. 10: Zusammenstellung der Einzugsgebietsgrößen und Vergleich mit der Schmutzfrachtberechnung des Ruhrverbandes von 1997 [ha]	54
Tab. 11: Einzeleinleiter	58
Tab. 12: Gemessene Fremdwasserabflüsse und mögliche Fremdwasserreduzierungen (Ruhrverband 2009) sowie daraus berechnete Fremdwasserabflussspenden	61
Tab. 13: Zusammenstellung der Trockenwetterabflüsse aus den jeweiligen Direkteinzugsgebieten im Modell sowie nach Q_F -Projekt RV (..) für den Istzustand [l/s]	61
Tab. 14: Zusammenstellung der Trockenwetterabflüsse an den Sonderbauwerken im Modell sowie nach Q_F -Projekt RV (..) für den Istzustand [l/s]	62
Tab. 15: Zusammenstellung der Trockenwetterabflüsse an den Sonderbauwerken im Modell sowie nach Q_F -Projekt RV (..) für den Prognosezustand [l/s]	63
Tab. 16: Empfohlene Überflutungshäufigkeiten gemäß Tabelle 3, DIN EN 752	65
Tab. 17: Empfohlene Überstauhäufigkeiten für den rechnerischen Nachweis bei Neuplanungen bzw. nach Sanierung (hier: Bezugsniveau Geländeoberkante) (DWA A 118, Tabelle 3)	66
Tab. 18: Definition des Istzustandes	73
Tab. 19: Gesamtergebnis der Volumenbilanz nach Variation der Abflussbildungsparameter	77
Tab. 20: Finanzmathematische Ansätze für die dynamische Kostenvergleichsrechnung	135
Tab. 21: Brutto-Gesamtkosten der baulichen Sanierung der Haltungen nach Sanierungsarten (einschl. Maßnahmen, die 2013 abgeschlossen werden)	136
Tab. 22: Hochrechnung der Brutto-Gesamt-Sanierungskosten aller Schächte auf der Grundlage der untersuchten Schächte, unterteilt nach zu erwartenden Schachtklassen	139



Tab. 23: Brutto-Gesamtkosten für die bauliche Sanierung der Haltungen und Schächte (Prognose) unterteilt nach Zustandsklassen	140
Tab. 24: Ranking der Fremdwasserschwerpunktgebiete auf Basis der Minimalabschätzung (Kosten) und einer mittelmäßigen Fremdwasserreduzierung (Ruhrverband 2009)	141
Tab. 25: Rangfolge und Kostenschätzung für die Fremdwassersanierungsmaßnahmen (Ruhrverband 2009) und Zuweisung von Prioritäten durch das Abwasserwerk Altena	143
Tab. 26: Kosten der hydraulischen Sanierungsmaßnahmen nach Prioritäten	187
Tab. 27: Verbleibende bauliche Gesamt-Sanierungsprognose nach hydraulischer Sanierung unterteilt in Zustandsklassen	189
Tab. 28: Zusammenstellung der Gesamt-Sanierungskosten	190
Tab. 29: Planungsrelevante Arten mit Vorkommen innerhalb der Abgrenzung der MTB 4612 und 4712, Lebensraumtyp Kleingehölze (Quelle: LANUV NRW)	204
Tab. 30: Fortpflanzungs- und Aufzuchtzeiten der planungsrelevanten Arten mit Vorkommen in den Grenzen des MTB 4715, für die eine vorhabensbedingte Betroffenheit nicht auszuschließen ist.	206
Tab. 31: Zusammenstellung der Gesamt-Sanierungskosten	209



1. ALLGEMEINES

1.1 Veranlassung

Die Stadt Altena verfügt über eine Abwasserkanalisation von insgesamt 134 km Länge. Eine generelle Entwässerungsplanung für dieses Netz wurde letztmalig in den 1960er, teils in den 1980er Jahren aufgestellt. Der Ruhrverband hat Ende 2010 ein Projekt zur Quantifizierung des Fremdwasserabflusses und zur Ableitung vermindernder Maßnahmen im Einzugsgebiet der Kläranlage Altena abgeschlossen. Daran anschließen wird sich die Integrale Entwässerungsplanung (IEP), die eine Betrachtung der Niederschlagswasserbehandlung, der Abwasserbehandlung auf der Kläranlage und der Immissionssituation der Gewässer beinhaltet. Ihr Abschluss war für das Jahr 2012 vorgesehen. Diese sehr umfassende Planung macht eine parallele Betrachtung der nicht in der Verantwortung des Ruhrverbandes liegenden Abwasserableitung in Form einer generellen Entwässerungsplanung mit hydrodynamischen Berechnungen sinnvoll, da Wechselwirkungen gegeben sind und ein Großteil gleicher Grundlagen Verwendung findet. Daraus sind Synergieeffekte bei der Planung und Einsparpotenziale bei der Umsetzung von Maßnahmen zu erwarten. Außerdem drängt die Bezirksregierung Arnsberg auf eine parallele Neuaufstellung, damit Bemessungswerte und Auslegung von Sonderbauwerken, insbesondere Entlastungsanlagen, aufeinander abgestimmt sind und eine Beurteilung des Kanalnetzes und des gegebenen Überflutungsschutzes vor dem Hintergrund des gültigen Regelwerkes vorgenommen werden kann. Das Abwasserwerk der Stadt Altena hat sich deshalb zur Neuaufstellung einer generellen Entwässerungsplanung für ihr Kanalnetz im Einzugsgebiet der Kläranlage Altena entschlossen. Dieses macht mit ca. 122 km Länge den Großteil des städtischen Netzes aus.

Die RWG Ruhr-Wasserwirtschafts-Gesellschaft mbH erhielt im September 2010 den Auftrag, in Zusammenarbeit mit dem Abwasserwerk Altena die Planungen aufzustellen. Dabei wurden insbesondere die Aufbereitung der Grundlagen, die hydrodynamischen Berechnungen, die hydraulische Untersuchung von Planungsvarianten und die Nachweise der ausreichenden Leistungsfähigkeit und des gegebenen Überflutungsschutzes vom Abwasserwerk selbst durchgeführt. Die RWG war unterstützend in allen Planungsprozessen tätig, insbesondere bei der Interpretation der erzielten Berechnungsergebnisse, und übernahm die wirtschaftlichen Untersuchungen, konstruktive und zustandsbedingte Planungen, Nachweise der Regelentsprechung von Bauwerken sowie die Dokumentation der Planungsergebnisse.



1.2 Gegenstand der Planung

Gegenstand der hier vorliegenden Planung ist:

- Die hydraulische Untersuchung
- Die hydraulische Sanierungsplanung
- Die bauliche Sanierungsplanung

für das bestehende städtische Kanalnetz im Einzugsgebiet der Kläranlage Altena einschließlich aller Sonderbauwerke und städtischen Entlastungsanlagen (Regenüberläufe). Nicht Gegenstand ist die Untersuchung des Entlastungsverhaltens des Systems (Schmutzfrachtberechnung) und die Planung evtl. erforderlicher Maßnahmen an den Niederschlagswasserbehandlungsanlagen. Dies ist Sache des Ruhrverbandes.

Im Rahmen der hydraulischen Untersuchungen erfolgt insbesondere die Ermittlung der Leistungsfähigkeit des bestehenden Kanalnetzes, der daraus resultierenden Überstauwahrscheinlichkeiten und die Einschätzung der zu erwartenden Überflutungsgefährdung im Einzugsgebiet mit Hilfe hydrodynamischer Berechnungen. Die Veränderung von Überstauwahrscheinlichkeiten und Überflutungsgefährdung bei weiterer Entwicklung des Einzugsgebietes und des Entwässerungssystems wird beurteilt. Über die Leistungsfähigkeit hinaus werden die Sonderbauwerke und städtischen Entlastungsanlagen hinsichtlich ihrer Funktion und Betriebssicherheit sowie ihrer konstruktiven Regelentsprechung untersucht und beurteilt.

Auf der Grundlage der vollständig vorliegenden TV-Untersuchung (2. und 3. Wiederholungsuntersuchung) wird flächendeckend eine (erneute) Ersteinschätzung des baulichen Sanierungsbedarfs (Reparatur / Renovation / Erneuerung) vorgenommen. Unter Abgleich des hydraulischen und baulichen Sanierungsbedarfs und unter Einarbeitung der vom Ruhrverband definierten Maßnahmen zur Fremdwassersanierung werden zusammenhängende Sanierungsmaßnahmen definiert und priorisiert. Für das so aussanierte Netz wird abschließend der Nachweis der ausreichenden Leistungsfähigkeit (Einhaltung zulässiger Überstauhäufigkeiten), die Gewährleistung eines ausreichenden Überflutungsschutzes im Einzugsgebiet und die konstruktive Regelentsprechung der Sonderbauwerke nachgewiesen.



1.3 Zielsetzung

Zielsetzung für die generelle Entwässerungsplanung ist die Herstellung einer den a.a.R.d.T. entsprechenden Leistungsfähigkeit der Kanalisation und die Sicherstellung einer ausreichenden Überflutungssicherheit in seinem Einzugsgebiet. Dabei soll der Abgleich baulicher und hydraulischer Erfordernisse und die Abstimmung mit der integralen Entwässerungsplanung des Ruhrverbandes zu einer wirtschaftlich optimierten Sanierung und Erhaltung der Abwasseranlagen führen. Die definierten Maßnahmen sind Grundlage der Fortschreibung des städtischen Abwasserbeseitigungskonzeptes.

Die bauliche Umsetzung der Sanierungsmaßnahmen sowie der Betrieb des gemäß der hier vorliegenden Planung zu sanierenden bzw. sanierten Netzes werden hiermit der Bezirksregierung Arnsberg gemäß § 58.1 LWG zur Anzeige gebracht.



2. PLANUNGSGRUNDLAGEN UND -INSTRUMENTE

2.1 Planunterlagen und Grundlagendaten

Der Planung wurden die nachfolgend aufgeführten Planunterlagen und Daten zugrunde gelegt:

Daten / Unterlage	Art / Format	Quelle	Stand	Bemerkung
Deutsche Grundkarte 1:5.000	.tif			
Allg. Liegenschaftskataster (ALK)	.dxf	Stadt Altena	Dezember 2010	Auf Basis EDBS
Luftbilder	.tif	Stadt Altena		
Flächennutzungsplan	shape	BR Arnsberg	2010	Digitalisierung städtischer Pläne
Natura 2000: FFH-Gebiete	shape	LANUV NRW	März 2011	
Natura 2000: Vogelschutzgebiete	shape	LANUV NRW	März 2011	
Naturschutzgebiete	shape	Märkischer Kreis	Oktober 2011	
Geschützte Biotope nach § 62 LG	shape	LANUV NRW	März 2011	
Geschützte Landschaftsbestandteile	shape	Märkischer Kreis	Oktober 2011	
Naturdenkmale	shape	Märkischer Kreis	Oktober 2011	
Landschaftsschutzgebiete	shape	Märkischer Kreis	Oktober 2011	
Schutzwürdige Biotopkatasterflächen	shape	LANUV NRW	März 2011	
Wasserschutzgebiete	shape			
Heilquellenschutzgebiete	shape			
Überschwemmungsgebiete	shape	BR Arnsberg	Oktober 2011	
Kanalkataster	.k (ISYBAU)	Abwasserwerk Altena	Oktober 2010	Weitere Fortschreibung während der Bearbeitung
Bestandspläne Niederschlagswasserbehandlungsanlagen	Analog .pdf, .tif	Ruhrverband	1982 bis 1995 2000, 2008	Abzeichnungen (CAD)
Drosselkalibrierung Niederschlagswasserbehandlungsanlagen	.xls	Ruhrverband	2006 / 2008	Nur Werte bei Entlastungsbeginn
Bestandspläne Sonderbauwerke	Analog	Abwasserwerk	1977 bis	



(städtisch)	.pdf, .tif	Altena	1994	
Bestandshöhen Sonderbauwerke	.xls	Abwasserwerk Altena	2008	Kontrollvermessung einzelner Punkte
Antrag nach § 7 WHG RÜ Mühlenrahmede	analog	Abwasserwerk Altena	2010	Planung, genehmigt
Kanalzustandserfassung	.xml	Abwasserwerk Altena	Oktober 2011	
Abschlussbericht Fremdwassermesskampagne	.doc	RWG	Oktober 2009	
Abschlussbericht Fremdwasseranalyse	.doc	Ruhrverband	November 2010	
Erhebung angeschlossener befestigter und unbefestigter Flächen	.kpp Pecher), shape	Abwasserwerk Altena	Oktober 2010	
Indirekteinleiterkataster	.xls	Land NRW (ELWAS-IMS)	06.10.2011	Portalseite www.elwasims.nrw.de
Wasserverbrauchswerte	.xls	Stadtwerke Altena	2009	
Veranlagung von Einzeleinleitern	.xls	Ruhrverband	2009	
Kläranlage Altena Schmutzfrachtberechnung	analog	Ruhrverband	März 1997	
Niederschlagsdaten der Station Iserlohn Kesbern	.md	LANUV NRW	15.11.2011	
GIS-Tool für Abwasser, Gewässergüte, Grundwasser/Trinkwasser und Oberflächengewässer in NRW		NRW-Ministerium für Klimaschutz, Umwelt, Landwirtschaft, Natur und Verbraucherschutz	November 2011	Portalseite www.elwasims.nrw.de
Wasserkörpersteckbriefe	.xls	NRW-Ministerium (MKULNV)	November 2011	(http://wiki.flussgebiete.nrw.de)
Hochwasseraktionsplan Lenne	versch.	BR Arnsberg	Dezember 2002	Web-Angebot
Vorflutnachweis Nettebach Teil I Station 0+000 bis 4+5571km	analog	Stadt Altena, Tiefbauamt (IB Ossenberg-Engels)	September 1990	
Vorflutnachweis Nettebach Teil II Station 4+5571km bis 6+3918	analog	Stadt Altena, Tiefbauamt (IB Ossenberg-Engels)	September 1990	
Vorflutnachweis Nettebach Teil I Station 0+000 bis 4+5571km	analog	Stadt Altena, Tiefbauamt (IB Ossenberg-Engels)	Februar 1997	
Hydraulischer Nachweis der Rahmede von km 0 - 6,2346	analog	Abwasserwerk Altena (IB Hagen)	November 2004	
Städtische Einwohnerstatistik	.xls	Stadt Altena	Dezember 2009	

Tab. 1: Übersicht verwendeter Grundlagendaten und Planunterlagen



2.2 Hydrodynamisches Kanalnetz-Berechnungsmodell

Zur Anwendung kommt das hydrodynamische Kanalnetzmodell DYNA von Tandler / Pecher-Software. Dieses erlaubt eine haltungsweise Kanalnetzberechnung unter Berücksichtigung aller Sonderbauwerke. Es handelt sich um ein zeitsymmetrisches Verfahren, bei dem Abflüsse und Wasserstände mit dem sog. komplexen Parallelschrittverfahren zu jedem Zeitpunkt an jedem Ort des Netzes simultan berechnet werden. Das Modell ist in der Lage, Druckabfluss ebenso wie Rückstau bis hin zur Fließumkehr realitätsnah abzubilden. Die Berücksichtigung von Schachtverlusten erfolgt dabei automatisch.

Die Abflussbildung (Ermittlung des effektiven, zum Abfluss gelangenden Niederschlagsanteils) wird in dem Modell separat für undurchlässige und durchlässige Flächen berechnet. Dabei werden jeweils Anfangsverluste (Benetzung, als „Vorwegabzug“), Muldenverluste (abgestuft nach Neigungsklassen) sowie Dauerverluste (einschl. Verdunstung) berücksichtigt. Der Muldenverlust wird als die Kapazität eines MuldenSpeichers angesehen. Dessen Ausnutzung wird über einen zeitvariablen Prozentsatz des Zuflusses analog der Grenzwertmethode bestimmt. Seine Entleerung erfolgt in Abhängigkeit der jeweils aktuellen Differenz zwischen Verlustrate und Regenintensität. Die Abflussbildung der durchlässigen Flächen berücksichtigt zusätzlich die Versickerungsverluste anhand des von Horton abgeleiteten Infiltrationsmodells.

Zur Berechnung der Abflusskonzentration (zeitliche Verteilung des Abflusses auf der Oberfläche) wird als Modell der lineare Einzelspeicher herangezogen, bei dem der Ausfluss aus dem Speicher proportional der gespeicherten Wassermenge ist. Die Speicherkonstante K stellt den Erwartungswert der Fließzeit (bzw. Schwerpunktlaufzeit) der Einheitsganglinie auf der Einzugsgebietsoberfläche dar.

Pro Haltung kann es eine beliebige Zahl unterschiedlicher Einzugsgebietsflächen geben, die jeweils in einen undurchlässigen und einen durchlässigen Teil zerlegt werden. Der gesamte seitliche Zufluss zu der zugehörigen Haltung ist dann die überlagerte Summenkurve.

Kernstück von DYNA ist das hydrodynamische Transportmodell für den Transport des Mischwassers im Kanalnetz. Es ist charakterisiert durch eine alternierende Betrachtung von Volumen-Zeit-Elementen, welche jeweils in der Summe die gesamte im Kanal befindliche Wassermenge ergeben. Pro Zeitschritt wird das Volumenelement einmal als Streckenelement zum anderen als Knotenelement berechnet, so dass die Summe der Elemente das gesamte im Netz befindliche Mischwasservolumen auf zweifache Weise komplett ausschöpft. Aufgabe des hydrodynamischen Transportmodells ist die Bestimmung



der Austauschmengen zwischen den Volumenelementen. In alternierender Berechnungsfolge zum einen für die Strecken (von Anfangsknotenmitte zu Endknotenmitte) als Lösung der St. Venant'schen Differentialgleichung, zum anderen für die um die jeweiligen Knoten herum definierten Volumenelemente (Knotenumgebungen) als Lösung der Knotenbedingungen (Energieerhaltungs-, Impuls- und Stützkraftsatz sowie auf beliebig viele Haltungen verallgemeinerte Formel von Borda- Carnot - Prinzip des unelastischen Stoßes Die Ergebnisse der einen Berechnung stellen sogleich die Randbedingungen für die andere Berechnung in dieser alternierenden Berechnungsfolge zur Verfügung. Bei den unelastischen Stößen finden auch die Anschlusswinkel der Haltungen am Schacht Berücksichtigung. Somit wird das Individualkonzept automatisierter Form ermöglicht, so wie es auch in DWA-A110 empfohlen wird.



3. BESTEHENDE VERHÄLTNISSSE UND PLANERISCHES UMFELD

3.1 Planungsgebiet

Das Planungsgebiet umfasst alle Flächen der Stadt Altena, die zur Kläranlage Altena des Ruhrverbandes hin entwässern. Dies ist fast das gesamte besiedelte Stadtgebiet mit Ausnahme der Ortsteile Altrogenrahmede und Rosmart. Die Flächen machen den weitaus größten Teil des Einzugsgebietes der Kläranlage Altena aus, an die ansonsten noch Flächen der Gemeinde Nachrodt-Wiblingwerde angeschlossen sind.

Das Einzugsgebiet ist stark geprägt von den langgezogenen engen Tallagen entlang der Lenne, der Rahmede, der Nette und der Brachtenbecke. Entlang der Gewässer dominieren auf großen Strecken Industrie- und Gewerbeansiedlungen, die häufig die Talsohle auf voller Breite ausfüllen. Flächige Siedlungsgebiete finden sich in den etwas offeneren Tallagen bzw. an den weniger steilen Hängen in den Stadtteilen Dahle, Evingsen (beide im oberen Nettetäl), Breitenhagen, Linscheid und Knerling. Diese werden überwiegend von Wohnbebauung eingenommen. Etwas abseits des Nettetals hoch gelegen findet sich das ehemalige Dorf Nettenscheid, das durch ein großes Neubaugebiet erweitert wurde.

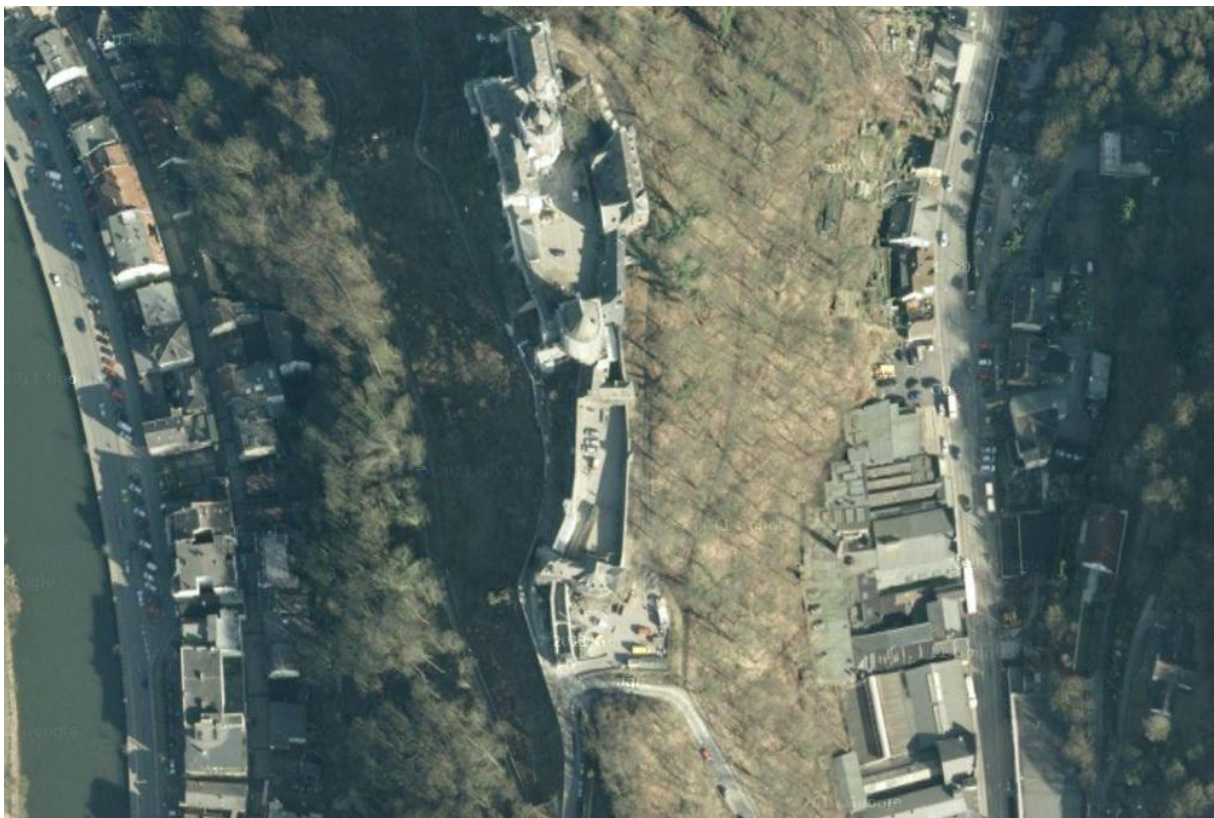


Abb. 1: Typische enge Tallagen: links Lennetal, mittig Schlossberg, rechts Nettetäl (Quelle: Google)



Zum Einzugsgebiet gehören auch einige Streusiedlungen im Süden des Stadtgebietes (Großendrehscheid, Bergfeld, Horst und Villenberg).

Das Einzugsgebiet ist insgesamt industriell geprägt. Es dominieren die Drahtindustrie und sonstige metallverarbeitende Betriebe. Entsprechend sind im Bereich der Wohnbebauung zu überdurchschnittlichen Anteilen Mehrfamilienhäuser vorzufinden. Die auch im Vergleich zum übrigen Sauerland sehr engen Täler und zu den Gewässern steil abfallenden Hänge führen oft zu einer ausgesprochen engen Bebauung.

Gewässerparallel verlaufen auch die Hauptverkehrsachsen durch die Stadt. So wird die Lenne durchgängig von der Bundesstraße 236 begleitet, während durch die Täler der Nebengewässer überregional bedeutsame Landstraßen verlaufen.

3.2 Gewässer und Vorflut

Altena liegt mit seinen zentralen Stadtteilen an der Lenne. Sie durchfließt das Stadtgebiet mit mehreren Mäandern in der Hauptrichtung von Südosten nach Nordwesten. Neben der Lenne sind die Nebengewässer Rahmede, Nette (mit Zuflüssen) und Hegenscheider Bach für die Siedlungsentwässerung in dem betrachteten Einzugsgebiet von erheblicher Bedeutung. In ihren Tälern konzentrieren sich die Siedlungsgebiete und demzufolge auch die Entwässerungsanlagen.

Innerhalb der Systematisierung der Gewässer zur Umsetzung der EU-WRRL gehören alle auf dem Stadtgebiet Altena gelegenen Gewässer zur Planungseinheit RUH_1300 „Untere Lenne“.

3.2.1 Lenne

Die Lenne, ein Gewässer 2. Ordnung (Gewässernummer 2766), ist der Hauptnebenfluss der Ruhr. Sie mündet in die Ruhr nach einer Fließstrecke von 128,2 km bei Hagen direkt in den Hengsteysee. Die Fläche des oberirdischen Einzugsgebietes beträgt 1353,18 km². Das Flusstal hat sich stark eingegraben und besitzt im Mittel- und im Unterlauf den Charakter eines Durchbruchtals. Die Lenne und ihre Nebengewässer werden zur Stromerzeugung an vielen Stellen aufgestaut. 37,4% der Fließstrecke der Lenne sind massiv verändert durch Stauanlagen (Rückstau und Ausleitungsstrecke).



Die Lenne wird im Stadtgebiet in drei Oberflächenwasserkörper unterteilt. Alle drei sind als natürliche Wasserkörper ausgewiesen. Der von Werdohl kommende und bis zum Beginn des Siedlungsgebietes reichende Wasserkörper (DE_NRW_2766_33231) wird als „überwiegend gestaut“ eingruppiert, der sich anschließende bis zur Linscheider Brücke (DE_NRW_2766_27386) als „urban geprägt“ und nur der Lennebogen bei Pragpaul (DE_NRW_25134) als „überwiegend naturnah“. Die Lenne ist auf dem gesamten Gemeindegebiet sehr stark von Verkehrsanlagen, Industrieanlagen und sonstigen Bauwerken bzw. Nutzungen eingeengt. In der Kernstadt ist sie rechtsufrig weitgehend gespundet, ansonsten sind beide Ufer massiv verbaut und auch die Sohle auf weiten Strecken technisch gesichert. Die Gewässerstrukturgüte der Lenne ist in dem behandelten Abschnitt in der Gesamtbewertung überwiegend mit der Güteklasse 6 bewertet. Einige Abschnitte im Kerngebiet der Stadt gar mit der Güteklasse 7. Lediglich in den Lennebögen bei Pragpaul (nördliche Stadtgrenze) und im Stortel (südliche Stadtgrenze) sind kurze Abschnitte mit den Güteklassen 5 und 4 bewertet.

Die wesentlichen Bewertungen im Zuge des Gewässermonitorings nach EU-WRRL sind nachfolgend für die drei Wasserkörper zusammengestellt (Quelle: www.elwasims.nrw.de). Trotz einer guten bis sehr guten Bewertung in den Qualitätskomponenten nach Perloides (insb. Saprobie und allgemeine Degradation) ist die Gesamtbewertung des ökologischen Zustands/Potenzials für die drei Wasserkörper „schlecht“, „mäßig“ und „unbefriedigend“.

Die Lenne nimmt zwei Regenwassereinleitungen, die Entlastungsabflüsse von fünf Regenüberläufen sowie zwei Regenwasserbehandlungsanlagen direkt und die übrigen Siedlungsabflüsse aus dem öffentlichen Kanalnetz indirekt über die Nebengewässer auf.

Auf der Grundlage des Erlasses IV B 8_4290_36059 vom 10.01.2000 des Ministeriums für Umwelt Raumordnung und Landwirtschaft des Landes Nordrhein-Westfalen (MURL) wurde für die Lenne in den Jahren 2000 -2001 ein Hochwasseraktionsplan erstellt. Dieser weist auch für Altena gefährdete Bereiche, das gegebene Schadenspotenzial sowie mögliche Schutzmaßnahmen aus. Vorrangige Maßnahme sind hier mobile Hochwasserschutzanlagen. Es darf jedoch nicht außer Acht gelassen werden, dass auch eine Absicherung des Entwässerungssystems gegen eindringendes und so die Schutzanlagen möglicherweise hinterlaufendes Hochwasser gewährleistet sein muss.



Wasserkörper	2766_33231 Lenne Werdohl - Rahmede	2766_27386 Lenne Rahmede - Linscheid	2766_25134 Lenne Linscheid - Einsal
HMWB-Ausweisung	natürlich	natürlich	natürlich
Allg. Degradation	sehr gut < 2015	gut < 2015	sehr gut < 2015
Saprobie	gut < 2015	gut < 2015	gut < 2015
Makrozoobenthos	gut < 2015	gut < 2015	gut < 2015
Fische (FibS)	schlecht > 2015 - F25	mäßig > 2015 - F25	unbefriedigend > 2015 - F25
Wanderfische (Mitteldistanz)	unbefriedigend > 2015 - F19	unbefriedigend > 2015 - F19	schlecht > 2015 - F19
Makrophyten	mäßig > 2015 - F19	nicht bewertet -	gut < 2015
Phytobenthos	mäßig > 2015 - F19	mäßig > 2015 - F19	gut < 2015
Phytoplankton	nicht relevant -	nicht relevant -	nicht relevant -
Trinkwassergewinnung	nein	nein	nein
Nitrat	gut < 2015	gut < 2015	gut < 2015
Metalle prioritär	gut < 2015	gut < 2015	gut < 2015
Metalle nicht prioritär GewBEÜV	höchstens mäßig > 2015 - F18	höchstens mäßig > 2015 - F18	höchstens mäßig > 2015 - F18
Metalle n.ges.verb.	mäßig	mäßig	unbefriedigend
PSM prioritär	gut* < 2015	gut < 2015	gut* < 2015
PSM nicht prioritär GewBEÜV	gut < 2015	sehr gut < 2015	gut < 2015
PSM n.ges.verb.	nicht bewertet	sehr gut	nicht bewertet
Sonstige Stoffe prioritär	gut < 2015	gut < 2015	gut < 2015
Sonstige Stoffe nicht prioritär GewBEÜV	sehr gut < 2015	sehr gut < 2015	sehr gut < 2015
S. Stoffe n.ges.verb.	gut	sehr gut	gut
Öko.Zustand/Potenzial	schlecht > 2015 - F25	mäßig > 2015 - F25	unbefriedigend > 2015 - F25
Chemischer Zustand	gut < 2015	gut < 2015	gut < 2015

Tab. 2: Ergebnisse des Gewässermonitorings Lenne (www.elwasims.nrw.de)



3.2.2 Rahmede

Die Rahmede (Oberflächenwasserkörper DE_NRW_276692_0) ist ein 11,48 km langer Mittelgebirgsbach mit einem Einzugsgebiet von 29,85 km². Sie mündet als linkes Nebengewässer in die Lenne. Sie entspringt nördlich von Lüdenscheid und durchfließt eine bereichsweise walddreiche Gegend, bevor sie am Rande der Stadt Altena in die Lenne mündet. Einer ihrer quellnahen Zuflüsse, die Fuelbecke, wird zur Fuelbecketalssperre gestaut, die der Trinkwassergewinnung dient.

Über weite Strecken ist das Gewässer entweder stark verbaut, verrohrt oder mit Industrieanlagen überbaut. Entsprechend ist es auf voller Länge als erheblich veränderter Wasserkörper ausgewiesen und wird den urban geprägten Gewässern zugerechnet. Über den gesamten Verlauf dominieren in der Gesamtbewertung die Gewässerstrukturgüteklassen 7 und 6, bereichsweise findet sich die Güteklasse 5 und nur in Ausnahmen auf kurzen Abschnitten die Güteklasse 4.

Auf der Grundlage des Monitorings gemäß EU-WRRL wird das ökologische Potenzial der Rahmede zusammenfassend als „schlecht“ bewertet. Hervorzuheben sind dabei auch die Bewertungen in den Qualitätskomponenten nach Perloides (allgemeine Degradation, Saprobie und Makrozoobenthos), die hier mit „schlecht“, „mäßig“ und „schlecht“ äußerst negativ ausfallen. Insgesamt ist die Rahmede der am schlechtesten bewertete Wasserkörper in der Planungseinheit und gehört zu den schlechtesten im gesamten Lenneinzugsgebiet. Eine Übersicht über die Ergebnisse des Monitorings gibt Tab. 3: „Ergebnisse des Gewässermonitorings Rahmede u. Nette (www.elwasims.nrw.de)“.

Für die Siedlungsentwässerung ist die Rahmede von großer Bedeutung. Bereits in ihrem Oberlauf nimmt sie in erheblichem Maße Niederschlags- und Mischwassereinleitungen aus großen Teilen Lüdenscheids sowie den Ablauf der Kläranlage Rahmedetal des Ruhrverbandes auf. In dem hier betrachteten Planungsgebiet entlasten jeweils drei Regenüberläufe und Stauraumkanäle in die Rahmede. Darüber hinaus nimmt sie einen großen Teil der Regenabflüsse von den in ihrem engen Tal liegenden befestigten Flächen aus einer Vielzahl privater Einleitungen auf. Ihr Abflussverhalten wird damit deutlich von den urbanen Einzugsgebieten geprägt.

Die vom Abwasserwerk der Stadt Altena beobachtete Abflussverschärfung in der Rahmede zum Ende der 1990er und Anfang der 2000er Jahre mit mehreren schadbringenden Überflutungsereignissen war Anlass, den „Hydraulischen Nachweis der Rahmede von Fluß km 0,0000 bis 6,2346“, aufgestellt vom Ingenieurbüro Hagen, Menden, November 2004



erstellen zu lassen. Die Ergebnisse dieser hydraulischen Untersuchung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Abflüsse in der Rahmede sind aufgrund des großen Anteils kanalisierter befestigter Flächen am Einzugsgebiet gegenüber Gewässern vergleichbarer Größe drastisch erhöht.
- Das Abflussgeschehen wird massiv vom Abfluss befestigter Flächen geprägt.
- Bereits Abflüsse in der Größenordnung von HQ1 lassen ein örtliches Ausufer der Rahmede erwarten. Insbesondere vor Durchlässen kommt es zum Rückstau.
- Ab Abflüssen in der Größenordnung von HQ2 ist das Ausufer in einzelnen Bereichen mit Schadenspotenzial verbunden.
- Abflüsse in der Größenordnung von HQ5 führen zu größeren Überflutungen in allen Gewässerabschnitten, ein HQ10 ließe große zusammenhängende Überflutungen erwarten.
- Einem HQ100 ist das Gewässerbett an keiner Stelle gewachsen. Mit einer Überflutung nahezu der gesamten Talsohle wäre zu rechnen.

Es besteht dringender Handlungsbedarf. Dabei ist eine Leistungssteigerung des Gewässerbettes keine geeignete bzw. hinreichende Maßnahme, da für das erforderliche Maß der Leistungssteigerung der erforderliche Raum fehlt. Die Installation von Rückhaltemaßnahmen ist zwingend erforderlich.

Auf der Grundlage dieser Erkenntnisse ist auf dem Gebiet der Gemeinde Lüdenscheid der Bau von Rückhalteanlagen für nötig befunden worden.



3.2.3 Nette (mit Zuflüssen)

Die Nette ist ein ca. 9 km langer Mittelgebirgsbach mit einem Einzugsgebiet von ca. 14,65 km². Sie mündet als rechtes Nebengewässer wenig unterhalb der Burg Altena in die Lenne. Sie entspringt am Ostrand des Altenaer Ortsteiles Dahle, fließt von dort zunächst durch ein teils bewaldetes, locker bebautes mäßig tief eingeschnittenes Tal, später durch ein sehr enges und dicht mit Industrieanlagen bebautes Tal auf kurzem Wege nach Westen zur Lenne. Sie ist in ihrem unteren Abschnitt weitgehend verrohrt oder überbaut, ansonsten stark ausgebaut.

Im Rahmen von Monitoring und Maßnahmenplanung nach EU-WRRL ist sie entsprechend ihres vollkommen differierenden Erscheinungsbildes in zwei Oberflächenwasserkörper unterteilt worden. Der obere quellnahe Verlauf (Wasserkörper DE_NRW_276694_0) bis in etwa kurz vor Zusammenfluss mit dem Ihmerter Bach ist als natürlicher Wasserkörper ausgewiesen, während der untere bis zur Einmündung in die Lenne (Wasserkörper DE_NRW_276694_5228) als erheblich veränderter Wasserkörper ausgewiesen ist. Beide wurden als urban geprägt eingruppiert.

Die Gewässerstrukturgüte wird im oberen Abschnitt häufig mit der Güteklasse 3 bewertet, der Quellverlauf mit der Güteklasse 1, der Abschnitt im Zentrum der Ortslage Dahle mit der Güteklasse 7. Wechselnd finden sich Abschnitte, die mit den Güteklassen 5 und 6 bewertet werden. Im unteren Abschnitt dominiert die Gewässerstrukturgüteklasse 7, es finden sich einzelne Abschnitte der Güteklasse 6.

Auf der Grundlage des Monitorings gemäß EU-WRRL wird der ökologische Zustand bzw. das ökologische Potenzial der beiden Wasserkörper der Nette zusammenfassend mit „unbefriedigend“ und „schlecht“ bewertet. Die Bewertungen in den Qualitätskomponenten nach Perloides (allgemeine Degradation, Saprobie und Makrozoobenthos) werden noch für den oberen Abschnitt mit „gut“, „sehr gut“ und „gut“ angegeben, im unteren werden Saprobie und Makrozoobenthos gar nicht erst bewertet und die allgemeine Degradation mit „schlecht“ bewertet. Eine Übersicht über die Ergebnisse des Monitorings gibt Tab. 3: „Ergebnisse des Gewässermonitorings Rahmede u. Nette (www.elwasims.nrw.de)“.

Ebenso wie die Rahmede ist auch die Nette für die Siedlungsentwässerung von großer Bedeutung. Allein im Oberlauf ist sie im Verhältnis weniger stark durch Siedlungsabflüsse belastet. In ihrem Verlauf nimmt die Belastung jedoch ständig zu. In die Nette werden die Entlastungsabflüsse von vier Regenwasserbehandlungsanlagen des Ruhrverbandes



Wasserkörper	276692_0 Rahmede gesamter Lauf	276694_0 Nette Quelle – Im Springen	276694_5228 Nette Im Springen - Lenne
HMWB-Ausweisung	erh. verändert H3	natürlich	erh. verändert H3
Allg. Degradation	schlecht > 2015 - F25	gut < 2015	schlecht > 2015 - F25
Saprobie	mäßig < 2015	sehr gut < 2015	nicht bewertet -
Makrozoobenthos	schlecht > 2015 - F25	gut < 2015	nicht bewertet -
Fische (FibS)	nicht bewertet -	nicht bewertet -	nicht bewertet -
Wanderfische (Mitteldistanz)	nicht relevant -	nicht relevant -	nicht relevant -
Makrophyten	unbefriedigend > 2015 - F20	unbefriedigend > 2015 - F19	nicht bewertet -
Phytobenthos	gut < 2015	gut < 2015	nicht bewertet -
Phytoplankton	nicht relevant -	nicht relevant -	nicht relevant -
Trinkwassergewinnung	nein	nein	nein
Nitrat	gut < 2015	gut < 2015	gut < 2015
Metalle prioritär	gut < 2015	gut < 2015	gut < 2015
Metalle nicht prioritär GewBEÜV	höchstens mäßig > 2015 - F18	höchstens mäßig > 2015 - F18	höchstens mäßig > 2015 - F18
Metalle n.ges.verb.	unbefriedigend	schlecht	schlecht
PSM prioritär	gut* < 2015	gut* < 2015	gut* < 2015
PSM nicht prioritär GewBEÜV	gut* < 2015	gut* < 2015	gut* < 2015
PSM n.ges.verb.	nicht bewertet	nicht bewertet	nicht bewertet
Sonstige Stoffe prioritär	gut < 2015	gut* < 2015	gut* < 2015
Sonstige Stoffe nicht prioritär GewBEÜV	sehr gut < 2015	nicht bewertet -	nicht bewertet -
S. Stoffe n.ges.verb.	sehr gut	nicht bewertet	nicht bewertet
Öko.Zustand/Potenzial	schlecht > 2015 - F25	unbefriedigend > 2015 - F25	schlecht > 2015 - F25
Chemischer Zustand	gut < 2015	gut < 2015	gut < 2015

Tab. 3: Ergebnisse des Gewässermonitorings Rahmede u. Nette (www.elwasims.nrw.de)



eingeleitet. Außerdem betreibt die Stadt Altena eine Reihe von Regenwassereinleitungen aus Trennsystemen in die Nette. In diese Trennsysteme wird bereichsweise aus dem Mischwasserkanalnetz hinein entlastet. Darüber hinaus ist insbesondere im unteren engen Tal ein Großteil der befestigten Flächen über private Einleitungen an die Nette angeschlossen. Auch ihr Abflussverhalten wird daher maßgeblich von den Siedlungsabflüssen bestimmt.

Im Zuge der Erschließung von Siedlungsflächen in den Ortsteilen Dahle und Evingsen wurden vom Tiefbauamt bzw. Abwasserwerk der Stadt Altena hydraulische Untersuchungen der Nette in Auftrag gegeben. Der „Vorflutnachweis Nettebach Teil II“ für den Abschnitt km 4,5571 bis km 6,3918, aufgestellt vom Ingenieurbüro Ossenberg-Engels, Altena, September 1990 sowie der „Vorflutnachweis Nettebach Teil I“ für den Abschnitt km 0,0000 bis km 4,5571, ebenfalls aufgestellt vom Ingenieurbüro Ossenberg-Engels, Altena, im Februar 1997 sind jedoch nach heutiger Einschätzung nur noch von eingeschränkter Aussagekraft. Grund sind die teils unzutreffenden und überdies veralteten Grundlagendaten sowie die isolierte Betrachtung eines einzelnen Lastfalles (HQ50 im oberen, HQ20 im unteren Abschnitt). Kernaussage war, dass im oberen Abschnitt ein HQ50 und im unteren Abschnitt ein HQ20 bei Umsetzung der in der Untersuchung vordimensionierten Rückhalteanlagen schadlos abgeführt werden könnte. Dem entgegen wurde in vergangenen Jahren bei Starkregen mehrfach ein Ausuferen der Nette und Übertreten auf die Bachstraße/Nettestraße/Westiger Straße beobachtet.

3.2.4 Hegenscheider Bach

Der Hegenscheider Bach einschließlich seines Nebengewässers Linscheider Bach wird im Rahmen des Monitorings nach WRRL nicht erfasst, da sein Einzugsgebiet kleiner als 10 km² ist. Der Linscheider Bach entspringt nordwestlich der Siedlung Hegenscheid, von wo aus er den Hartenstein nördlich in Richtung Lenne umfließt, während der Hegenscheider Bach von südwestlich Hegenscheidts diesen Berg südlich umfließt. Beide vereinen sich in der Ortslage Linscheid etwa 400m von der Einmündung in die Lenne entfernt. Der Linscheider Bach ist in seinem Verlauf vielfach verrohrt. Er ist als erheblich verändert anzusehen. Der Hegenscheider Bach kann als natürliches, urbaneprägtes Gewässer angesehen werden. Nach dem Zusammenfluss nimmt er die Entlastungsabflüsse eines Regenüberlaufes und eines Stauraumkanals auf. Über seine Hydraulik und Gütekomponenten liegen keine Erkenntnisse vor.



3.3 Bestehendes Entwässerungssystem

3.3.1 Struktur

Das Stadtgebiet wird weit überwiegend im Mischsystem entwässert. Trennsysteme finden sich trotz der vielerorts gewässerparallelen Besiedlung kaum. Häufig ist jedoch der Anschlussgrad der befestigten Flächen an die Mischkanalisation gering, da von den Grundstücken und Gewerbebetrieben Regenwasser direkt eingeleitet wird.

Die größten Trenngebiete finden sich im Wohngebiet Praggpaul nahe der Kläranlage sowie in Nettenscheid. Dabei gibt es im alten Dorf Nettenscheid lediglich eine Schmutzwasserkanalisation. Das Regenwasser wird nicht gesammelt und abgeleitet. Im südlichen Teil der neuen Ortslage wird dagegen das Regenwasser gesammelt und drei semi-zentralen Versickerungsanlagen zugeführt. Dieses Gebiet ist gleichzeitig der einzige Bereich in Altena mit planmäßiger Regenwasserversickerung. Im Bereich des Nettetals sind örtlich Trennsysteme geringer Ausdehnung mit einer Reihe von Einleitungen in die Nette vorhanden.

Ebenso wie im Dorf Nettenscheid wird auch in den Streusiedlungen Großendrehscheid, Bergfeld, Horst und Villenberg sowie im Gewerbegebiet Hünengraben nur das Schmutzwasser gesammelt und abgeleitet.

In den Stadtteilen Linscheid und Drescheid/Breitenhagen sind örtlich Schmutz- und Regenwasserkanäle verlegt. Diese werden jedoch wieder gemeinsam in das unterhalb weiterführende Mischkanalnetz eingeleitet.

Die Struktur des Entwässerungssystems entspricht in weiten Teilen der Verästelungsstruktur des Gewässersystems. So nehmen heute die häufig erst weit nach der Besiedlung verlegten bachparallelen Kanäle die Abwässer auf, die vorher direkt in die Gewässer eingeleitet wurden.

Der zentrale Hauptsammler des Systems verläuft gewässerparallel östlich der Lenne. Er verläuft etwa von der „Steinernen Brücke“ bis zur Linscheider Brücke, von wo aus er zweimal unter der Lenne gedükert wird, um den Lennebogen westlich von Linscheid abzukürzen und ihn direkt der Kläranlage zuzuführen. Er nimmt in seinem Verlauf nacheinander die Zuflüsse aus Winkelsen und der Werdohler Straße, den Rahmede-Sammler, die Abflüsse der Altstadt, den Nettensammler, die Abflüsse aus Linscheid, aus der Bahnhofstraße und aus dem



Gewerbegebiet Hünengraben auf. Die Abflüsse aus dem Wohngebiet Pragpaul und der Brachtenbecke-Sammler werden unmittelbar vor der Kläranlage zugeführt.

Das Einzugsgebiet wird fast ausschließlich im Freigefälle entwässert. Das einzige Mischwasserpumpwerk fördert die Abflüsse eines einzelnen Straßenzuges im Ortsteil Winkelsen. Ansonsten wird lediglich das Schmutzwasser einzelner Häuser zum Mischwasserkanal gepumpt. Das Schmutzwasser der Streusiedlungen Großendrehscheid, Bergfeld, Horst und Villenberg sowie im Gewerbegebiet Hünengraben wird ausschließlich mit Drucknetzen gesammelt.

3.3.2 Abwasserbehandlung

Die Behandlung der im Einzugsgebiet gesammelten und abgeleiteten Abwässer findet ausschließlich auf der Kläranlage Altena des Ruhrverbandes statt. Die Stadt Altena betreibt keinerlei Abwasserbehandlung oder –vorbehandlung. Einige Indirekteinleiter betreiben Vorbehandlungsanlagen. Dies sind in der Regel Neutralisationen, Schlammfänge und Leichtstoffabscheider. Für deren Überwachung sind der Märkische Kreis bzw. die Bezirksregierung Arnsberg zuständig.

3.3.3 Regentlastung und Regenwasserbehandlung

Die Regenwasser- bzw. Mischwasserbehandlung im Einzugsgebiet obliegt dem Ruhrverband. Dieser betreibt dazu im Gesamteinzugsgebiet der Kläranlage Altena insgesamt 13 Behandlungsanlagen. Letztes Becken ist das RÜB auf der Kläranlage, in dem der gesamte zufließende Abwasserstrom behandelt wird. Ihm sind insgesamt 10 Stauraumkanäle und 3 RÜB zum Teil in Reihe vorgeschaltet. Die Abb. 2: zeigt ein Schema der Regenwasserbehandlung und -entlastung im Einzugsgebiet der Kläranlage Altena.

Drei der Behandlungsanlagen (SKO Einsal, RÜB Einsal, RÜB Wiblingwerde) sowie die ihnen vorgeschalteten Regenüberläufe (RÜ Am Tunnel, RÜ Helbecke, RÜ Opperrhusen) liegen im Gebiet und Kanalnetz der Gemeinde Nachrodt-Wiblingwerde und sind daher für das in der vorliegenden Planung behandelte Kanalnetz nur in sofern von Bedeutung, dass ihr Drosselabfluss dort hindurch abgeleitet wird.

Im Kanalnetz der Stadt Altena liegen 8 Stauraumkanäle sowie das RÜB Pleuger. Zur hydraulischen Entlastung betreibt die Stadt darüber hinaus 9 Regenüberläufe. Insbesondere

die in Reihe geschalteten Anlagen in Nette- (SKO Dahle, SKU Fuhleck, RÜB Pleuger, SKU Westiger Straße) und Rahmedetal (RÜ Mühlenrahmede, SKU Unterer Ardeyweg, SKU Rahmedestraße, RÜ Rahmedestraße) sind für den Betrieb und die Hydraulik des Kanalnetzes von zentraler Bedeutung. Das RÜB auf der Kläranlage selbst hat keine Bedeutung für das Kanalnetz, da es durch das Zulauf-Schneckenpumpwerk hydraulisch entkoppelt ist. Die Rückstauenebene für das Kanalnetz wird von dem dem Pumpwerk vorgelagerten (Becken-)Überlauf bestimmt.

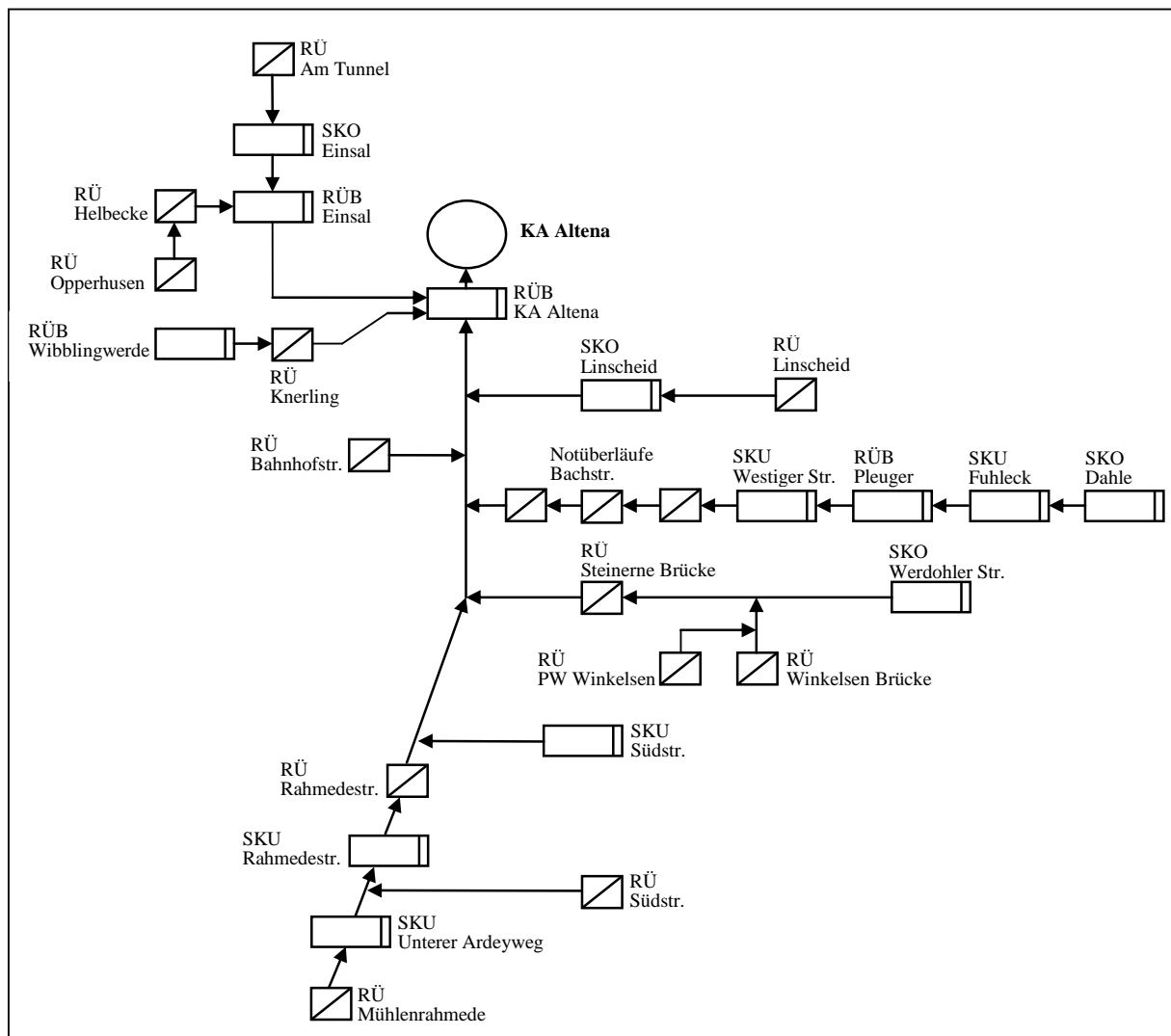


Abb. 2: Schema der Regenwasserbehandlung und -entlastung im Einzugsgebiet der Kläranlage

Altena

Eine besondere Situation findet sich im Nettetäl-Sammler unterhalb des SKU Westiger Straße. Hier sind parallel zum Mischwasserkanal abschnittsweise Regenwasserkanäle mit Einleitungen in die Nette verlegt. Wie die Neuvermessung des Entwässerungssystems zur



Vorbereitung der generellen Entwässerungsplanung und die erstmalige separate Aufnahme und Zustandsbewertung der Schächte mit digitaler Kameratechnik in den vergangenen Jahren ans Tageslicht brachte, haben Misch- und Regenwasserkanal hier oft gemeinsame Schächte, in denen die Gerinne durch unterschiedlich hohe Zwischenwände getrennt sind. An einigen dieser Schächte kommt es derzeit bei Starkregen zum Überlauf in die eine oder andere Richtung, mehrheitlich aber vom Mischwasserkanal in den Regenwasserkanal, so dass hier eine Mischwasserentlastung gegeben ist.

Die Untersuchung der Regelentsprechung der städtischen Entlastungsanlagen ist Bestandteil der hier vorliegenden Planung. Die Ergebnisse werden in Kapitel. 5.5.4 erläutert.

3.3.4 Einleitungen

In der nachfolgenden Tabelle sind die Einleitungen in die Gewässer aus der öffentlichen Kanalisation der Stadt Altena zusammengestellt.

Nr.	Anlage			Erlaubnis		
	Art	Bezeichnung	Vorfluter	AZ.:	vom	gültig bis
Ra10M	RÜ	Mühlenrahmede	Rahmede	54.02.02.01-962004-22.10	27.04.2011	31.12.2031
Ra20M	RÜ	Südstraße	Rahmede	54.02.02.03-962004-39.05	07.11.2006	31.12.2008
Ra30M	RÜ	Rahmedestraße	Rahmede	54.02.02.03-962004-40.06	06.11.2006	30.11.2026
Le10M	RÜ	Winkelsen Brücke	Lenne	54.1.14-II962.29/92	13.04.1993	31.03.2013
Le20M	RÜ	Pumpwerk Winkelsen	Lenne	34-342-37-07-01(810)	15.02.1993	28.02.2013
Le30M	RÜ	Steinerne Brücke	Lenne	54.02.02.03-962004-46.06	03.11.2006	30.11.2026
Le40R	TS	Linscheidstraße	Lenne			
Le50M	RÜ	Bahnhofstraße	Lenne	54.02.02.03-962004-42.06	03.11.2006	30.11.2026
Le60M	RÜ	Knerling	Lenne	962.11/91	28.02.1992	28.02.2012
Le70R	TS	Pragpaul	Lenne	54.7-4.1.3/962 004/11.02	21.01.2004	31.01.2024
Ne10R	TS	Schürenstück	Nette			
Ne20R	RRB	Vorm Kalkofen	Evingser Bach	54.7-4.1.3/962 004/29.96	11.12.2003	31.12.2017
Ne30R	TS	Grätzstraße				
Ne40R	Vers.-Becken	Ahornweg	Grundwasser	34.11-37-07-01(905)	18.10.1995	31.10.2015
Ne40R	Überlauf VSB	Ahornweg	Grafticher Bach	34.11-37-07-01(905)	18.10.1995	31.10.2015
Ne50R	Rigole	Ahornweg	Grundwasser	34.11-37-07-01(905)	18.10.1995	31.10.2015
Ne60R	Vers.-Graben	Höllensteiner Weg	Grundwasser	nicht erforderlich		
Ne70RM	TS	Westiger Straße (1)	Nette			
Ne80RM	TS	Westiger Straße (2)	Nette			
Ne90RM	TS	Nettestraße (1)	Nette			
Ne100RM	TS	Nettestraße (2)	Nette			
Ne110RM	TS	Nettestraße (3)	Nette			
Ne120RM	TS	Nettestraße (4)	Nette			
Ne130RM	TS	Bachstraße (1)	Nette			
Ne140RM	TS	Bachstraße (2)	Nette			
Ne150RM	TS	Bachstraße (3)	Nette			
Ne160RM	TS	Bachstraße (4)	Nette			
Ne170RM	TS	Bachstraße (5)	Nette			
Li10M	RÜ	Linscheid	Linscheider Bach	54.7-4.1.3/962004/14.97	11.12.2003	31.12.2017

Tab. 4: Gewässereinleitungen aus dem öffentlichen Kanalnetz der Stadt Altena



Es wird darauf hingewiesen, dass es auf dem Gebiet der Stadt Altena eine große Zahl weiterer Einleitungen von Seiten der Straßenbaulastträger und von privaten Grundstückseigentümern in die Gewässer gibt. Dabei handelt es sich ausschließlich um Niederschlagswassereinleitungen. Da diese weder im Zugriffsbereich noch im Verantwortungsbereich des städtischen Abwasserwerkes liegen, werden sie in der vorliegenden Unterlage nicht behandelt.

Nicht aufgeführt sind die Einleitungen aus den Regenwasserbehandlungsanlagen. Diese liegen im Verantwortungsbereich des Ruhrverbandes und werden hier ebenfalls nicht behandelt. Die vom Abwasserwerk der Stadt Altena betriebenen Einleitungen aus der öffentlichen Kanalisation in die Gewässer sind auch im Übersichtslageplan „Entwässerungssystem“ (Blatt 002) dargestellt.

3.3.5 Baulicher Zustand

Für die gesamte öffentliche Kanalisation ist nach der Erstuntersuchung durch optische Inspektion aus den Jahren 1989 bis 1991 inzwischen flächendeckend die 2. Wiederholungsuntersuchung abgeschlossen und die dritte Wiederholungsuntersuchung im Gange. Die derzeit aktuellen Untersuchungen stammen aus den Jahren 2005 bis 2011.

Die Erfassung der Schäden liegt bisher ausschließlich im alten Codierungssystem nach ATV M 143 Teil 2 (1999) vor. Die Umstellung auf das Codierungssystem gemäß DIN EN 13508-2 / DWA M 149-2 ist nach Abschluss der 3. Wiederholungsuntersuchung im Jahre 2013 vorgesehen.

Seit 2009 erfolgt die optische Inspektion mit hochauflösenden digitalen 3D-Kugelbildscannern (PANORAMO). Seither werden auch die Schächte separat mit gleichwertiger Technik erstmals systematisch erfasst.

Zur Bearbeitung sind vom Abwasserwerk die vorhandenen Daten aus dem Kanalkataster mit Stand 09.08.2012 an die RWG übergeben worden. Die Zustandsklassifizierung und -bewertung der Haltungen und Schächte ist im Rahmen der Aufstellung der Generalentwässerungsplanung durch die RWG Ruhr-Wasserwirtschafts-Gesellschaft mbH neu automatisiert durch die spezielle Software DIGMA durchgeführt worden. Dabei erfolgte zunächst eine automatische Zustandsbewertung jedes bei der TV-Untersuchung festgestellten Einzelschadens, wobei jedem Schaden entsprechend des Inspektionstextes

eine zugehörige Schadensklasse zugewiesen wird. Auf dieser Grundlage erfolgt die Ermittlung der Objektklasse, in der aus der jeweils größten Schadensklasse innerhalb eines Objekts die jeweilige Zustandsklasse automatisch gebildet wird. Weitere Einflussgrößen sind nicht berücksichtigt worden.

Zur Plausibilitätskontrolle der automatisierten Zustandsklassifizierung erfolgte eine Überprüfung der in die Zustandsklasse 0 (sofortiger Handlungsbedarf) klassifizierten Haltungen durch Sichtung von Videos/Bildern beim Abwasserwerk der Stadt Altena.

Insgesamt sind in den Misch-, Schmutz- und Regenwasser-Haltungen 2.879 Auffälligkeiten in insgesamt 1006 der 4.358 betrachteten Haltungen festgestellt worden. Damit sind ca. 23% der Haltungen mit Mängeln behaftet. Am häufigsten tauchen Risse als Schadensausprägung auf, gefolgt von nicht fachgerechten Stützen und Hindernissen. Die nachfolgende Abb. 3: zeigt die Auffälligkeiten innerhalb der Haltungen unterteilt in die einzelnen Zustandsgruppen.

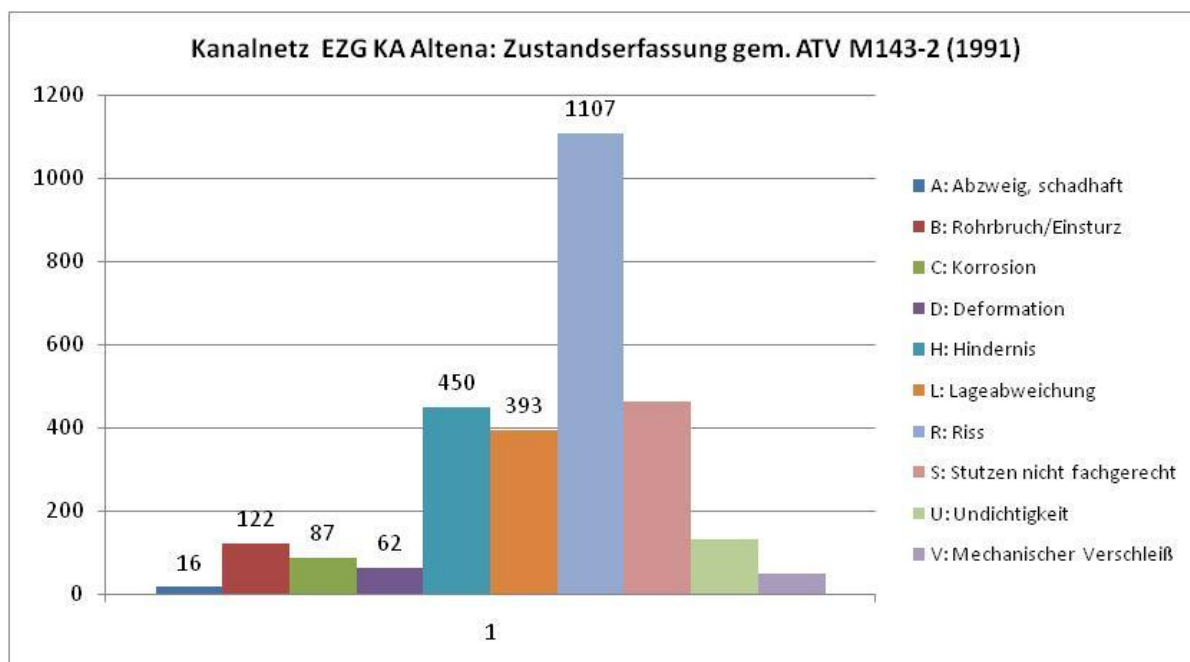


Abb. 3: Auffälligkeiten innerhalb der Haltungen gemäß ATV M143-2

Die meisten Auffälligkeiten innerhalb der Schächte sind als anhaftende Stoffe, gefolgt von fehlenden Steigeisen und schadhaften Schacht- und Ausgleichsringen festgestellt worden. Insbesondere schadhafte Steigeisen sind aus betriebstechnischen Sicherheitsaspekten als Sofort- bzw. kurzfristige Maßnahme zu klassifizieren. Einsturz (SWT) ist nur an einem Schacht festgestellt worden. Infiltrationen bzw. Undichtigkeiten sind an 33 Stellen gesichtet



worden. Grafisch zeigt sich für die definierten Codes die in der nachfolgenden Grafik dargestellte Verteilung:

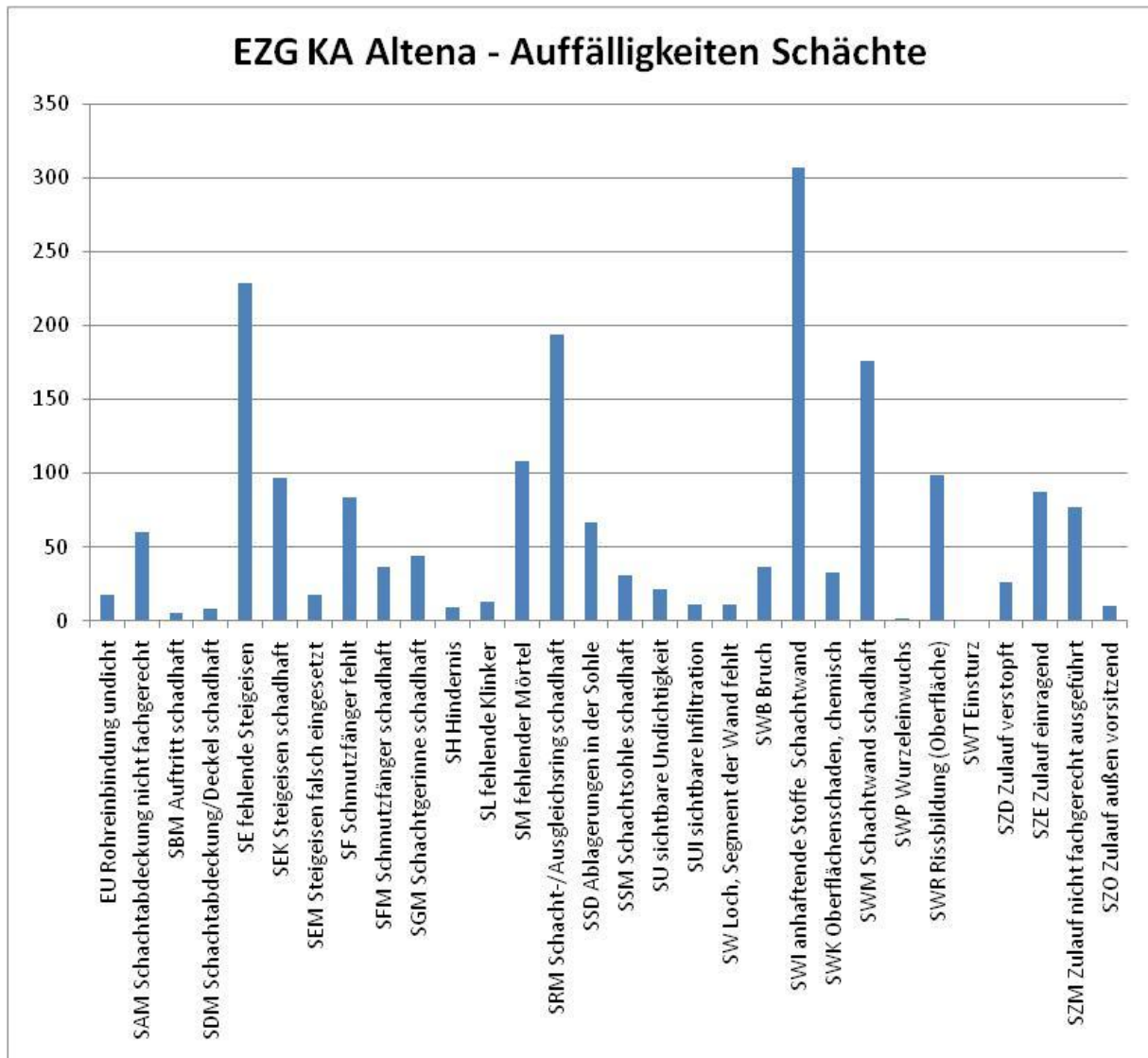


Abb. 4: Auffälligkeiten innerhalb der Schächte (Misch- und Schmutzwasser)

Die Anteile, der als schadhaf zu bewertenden Haltungen und ihre Zuordnung zu den Zustandsklassen innerhalb aller untersuchten und allen auffälligen Haltungen, unterteilt nach den maßgebenden Anforderungen, zeigen die nachfolgenden Abb. 5: und Abb. 6: . Insgesamt sind in 1006 Haltungen sanierungs- und kostenrelevante Auffälligkeiten festgestellt worden. Eine sofortige Schadensbehebung ist in 171 Haltungen erforderlich. Dabei handelt es sich um 138 Misch- und Schmutzwasserleitungen und 33 Regenwasserleitungen.

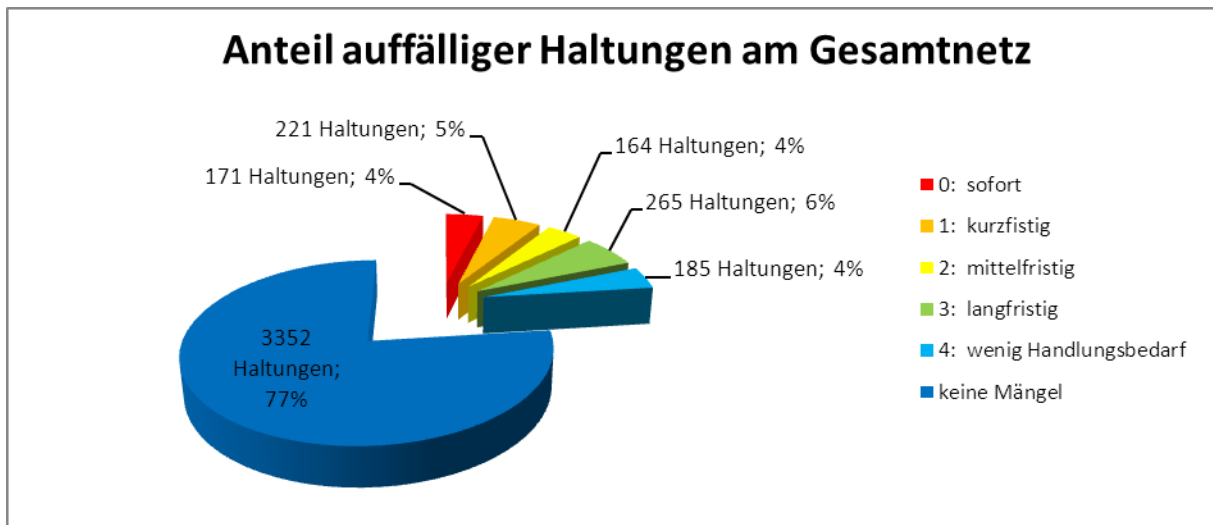


Abb. 5: Anteil der Haltungsklassen (MW, SW, RW) am Gesamtnetz

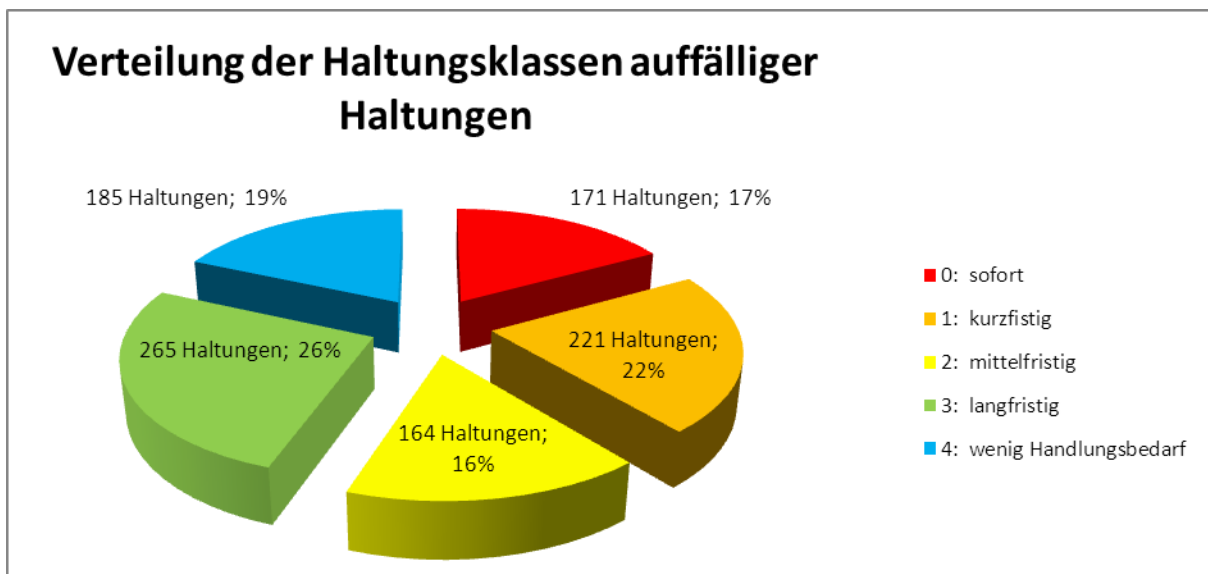


Abb. 6: Verteilung der Haltungsklassen (MW, SW, RW) auffälliger Haltungen

Bisher sind 1.684 Schächte von den ca. 4.172 Schächten des Kanalnetzes systematisch optisch inspiziert worden. Nach der Zustandsklassifizierung ergibt sich für diese Schächte folgende Verteilung der Schachtklassen:

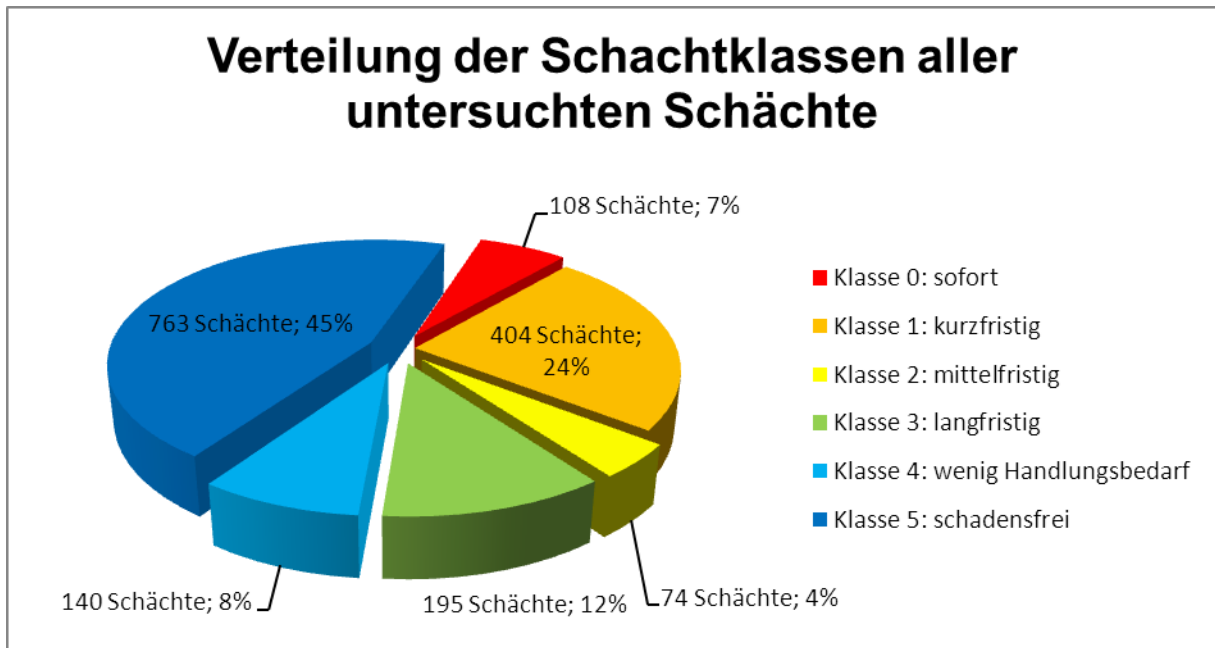


Abb. 7: Verteilung der Schachtklassen (MW, SW, RW) aller bisher untersuchten Schächte

zeigen, dass 65 % aller untersuchten Schächte keinen bis einen langfristigen Handlungsbedarf (Klasse 5 – 3) aufweisen. Bei den Schächten, die einen sofortigen bzw. kurzfristigen Sanierungsbedarf aufweisen, handelt es sich vorrangig um Schächte mit fehlenden bzw. schadhaften Steigeisen, die aus betrieblichen Sicherheitsaspekten als Sofortmaßnahmen eingeordnet sind.

Von den insgesamt 1.684 untersuchten Schächten liegen nur 6 % im Regenwassersystem. Alle übrigen untersuchten Schächte liegen in Schmutz- oder Mischwasserkanälen. Die Sanierungsbedürftigen Schächte liegen überwiegend im Bereich ebenfalls sanierungsbedürftiger Haltungen.

Der Übersichtsplan 009.1 „Bauliche Zustandsklassen“ gibt einen Überblick über die Verteilung der Zustandsklassen im Netz.



3.3.6 Betriebliche Aspekte und Erfahrungen

Das Kanalnetz der Stadt Altena funktioniert weitgehend störungsfrei und erfordert nach Einschätzung des Betreibers einen verhältnismäßigen Betriebsaufwand. Besondere Betriebserfahrungen sind folgende:

- An den SKU Rahmedestraße und Westiger Straße (Ruhrverband) kommt es häufiger zu Störungen des Drosselorgans (Oswald-Schulze-Klappen). Diese sollten nach Einschätzung des Abwasserwerkes ausgetauscht werden.
- Im lenneparallelen Hauptsammler gibt es im Bereich der Altstadt einen leichten Unterbogen. Naturgemäß führt dieser zu (vornehmlich sandigen) Ablagerungen, die regelmäßig geräumt werden. Die Betriebssicherheit ist dadurch nicht gefährdet, die Gefahr eines erhöhten Schmutzfrachtaustrages besteht ebenfalls nicht, da der Bereich nicht oberhalb einer Entlastungsanlage liegt. Ob die temporär auftretende Querschnittsreduzierung hydraulisch relevant ist, wird unter Kap. 5.5 untersucht.
- Wenige Endhaltungen neigen zu erhöhten Ablagerungen mit Geruchsentwicklung infolge mangelnder Fließtiefe. Das Spülintervall wurde hier von jährlich auf ¼-jährlich erhöht.
- Im Zuge des Nettetals kam es in der Vergangenheit gelegentlich zu Abflüssen über die Straße in Richtung Lennetal. Das letzte Ereignis dieser Art liegt allerdings schon ca. 20 Jahre zurück.
- Im Bereich des Industriegebietes Linscheid konnte in einem Fall Wasseraustritt bzw. mangelnder Wassereintritt und damit ein unzureichender Abfluss des Niederschlagswassers festgestellt werden.
- Oberhalb des RÜ Südstraße gab es in der Vergangenheit einen derart starken Wasseraustritt, dass die unterhalb weiterführende Kanalhaltung durch die vom ausgetretenen Wasser verursachte Erosion frei gespült und zerstört wurde.

Insgesamt sind aus der Sicht des Betreibers allein aus den Betriebserfahrungen mit Ausnahme des Bereiches oberhalb des RÜ Südstraße keinerlei Sanierungserfordernisse an seinen Anlagen abzuleiten.

Das Abwasserwerk der Stadt Altena betreibt auch die Regenwasserbehandlungsanlagen des Ruhrverbandes in dessen Auftrag seit ihrer Errichtung in den 1980er Jahren. Im Zusammenhang mit dem Betrieb dieser Anlagen (insbesondere dem Einstau) wurden bisher keine negativen Erfahrungen hinsichtlich negativer Wirkungen (z.B. Überstau) auf das öffentliche Kanalnetz gemacht.



3.4 Wasserrechtliche Aspekte

3.4.1 Erlaubnisse, Genehmigungen und Auflagen

Die Stadt Altena betreibt in dem hier behandelten Einzugsgebiet keinerlei nach §58.2 LWG genehmigungspflichtigen Anlagen. Eine übergreifende Entwässerungsplanung sowie der Betrieb des Kanalnetzes in seiner Gesamtheit wurde letztmalig in den 1960er Jahren angezeigt bzw. zur Genehmigung eingereicht. Eine Vielzahl von räumlich begrenzten Entwässerungsentwürfen wurden in den 1980er Jahren aufgestellt. Eine Übersicht der bei der Stadt Altena vorliegenden Einleitungserlaubnisse nach §7 WHG (bisher) bzw. §8 WHG (seit 2009) enthält Tab. 4: „Gewässereinleitungen aus dem öffentlichen Kanalnetz der Stadt Altena“. Für die Regenwassereinleitungen aus dem öffentlichen Kanalnetz liegen bisher keine Erlaubnisse vor. Die Einleitungserlaubnis für die Entlastungsabflüsse des Regenüberlaufs Südstraße ist abgelaufen.

Neben allgemeinen Hinweisen auf Pflichten beim Betrieb von Abwasseranlagen, Pflichten während der Bauausführung, Verkehrssicherungspflichten und sonstigen Pflichten aus dem Wasserrecht enthalten die Erlaubnis- bzw. Genehmigungsbescheide insbesondere folgende für die Planung relevante Auflagen und Nebenbestimmungen:

- Das Versickerungsbecken Ahornweg darf nicht mit einem Überlauf in das Quellgebiet der Heimecke betrieben werden (Erl. §7WHG). Ein evtl. Überlauf ist zu verrieseln (Zust. z. Anz. n. §58.1LWG).
- Der Drosselabfluss des RÜ Steinerne Brücke soll durch eine Blende zusätzlich reduziert werden. (Erl. §7WHG)
- Für den RÜ Südstraße (Springüberlauf) ist der Nachweis der Regelentsprechung zu erbringen bzw. eine Anpassung an die a.a.R.d.T. vorzunehmen. (Erl. §7WHG)

Mit der Bezirksregierung Arnsberg wurde im Zuge der Aufstellung der hier vorliegenden Planung folgende Vereinbarung getroffen:

- Für alle Einleitungen, für die keine gültige Erlaubnis vorliegt oder diese vor dem 31.12.2015 ausläuft, soll formlos eine Verlängerung bis zum 31.12.2015 beantragt werden. Die BR wird diese angesichts des Planungsfortschrittes erteilen. Im Gegenzug sind die erforderlichen Anpassungen an die a.a.R.d.T. bis zum 31.12.2015 umzusetzen.
- Die weitere Fortschreibung des städtischen Abwasserbeseitigungskonzeptes soll erst nach Zustimmung der BR zu der hier vorliegenden Planung erfolgen. Die derzeit



vorliegende 4. Fortschreibung des ABK mit Gültigkeit von 2007 bis 2012 wurde vom Rat der Stadt Altena am 18.12.2006 beschlossen.

3.4.2 Abwasserabgabe

Die Stadt Altena war zuletzt für das Jahr 2010 von der Abwasserabgabe für die Einleitung von mit Schmutzwasser vermishtem Niederschlagswasser befreit.

3.5 Übergeordnete Planungen und Ziele

3.5.1 Bauleitplanung

Der hier vorgelegten Planung liegt der gültige Flächennutzungsplan der Stadt Altena einschl. der 28. Änderung zugrunde. Er ist Grundlage der Festlegung der heutigen und zukünftigen Einzugsgebiete des Entwässerungssystems. Darüber hinaus wurden die zu erwartenden Entwicklungen eng mit der Stadt abgestimmt. Die Nutzungen sind im „Übersichtsplan Nutzungsart /Blatt 003) dargestellt.

Die Stadt Altena hat seit Jahren mit einem erheblichen Bevölkerungsrückgang zu kämpfen. Damit einher geht tendenziell eine Verringerung der Nutzung bereits erschlossener Flächen. So wurde bereits örtlich leerstehende Bebauung abgerissen, weitere Abrissmaßnahmen sind vorgesehen. Insbesondere im Ortsteil Nettenscheid wurden großflächig ehemals als Flächen für Wohnbebauung ausgewiesene Bereiche aus dieser Nutzung herausgenommen und wieder als Flächen für die Landwirtschaft ausgewiesen. Am östlichen Ortsrand ausgewiesene Wohnbauflächen sollen ebenfalls nicht mehr für diese Zwecke genutzt und in einer zukünftigen Änderung des FNP einer anderen Nutzung zugeführt werden. Von Seiten der Stadtplanung werden die in bereits erschlossenen Gebieten noch verfügbaren Flächen als ausreichend angesehen, um langfristig sowohl den Bedarf an Gewerbe- als auch an Wohnbauflächen zu decken. Mit Schreiben vom 04.11.2011 wurde mitgeteilt, dass innerhalb des hier betrachteten Prognosehorizontes (ca. 25 Jahre) selbst mit der Erschließung von innerhalb vorhandener Siedlungsgebiete gelegener Flächen, die innerhalb des FNP als Flächen für Wohngebiete erhalten bleiben, nicht mit einer Erschließung zu rechnen ist.

Mit der BR Arnsberg wurde bereits am 21.07.2011 abgestimmt, dass aufgrund der erkennbaren Entwicklung der Stadt Altena nicht mehr von Flächenzuwachsen oder Zunahmen bei häuslichem oder gewerblichem Abwasser auszugehen ist.



3.5.2 Integrale Entwässerungsplanung (IEP)

Zur weiteren Optimierung der Siedlungsentwässerung, aber auch im Zuge der Umsetzung der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRRL) stellt der Ruhrverband sukzessive in seinem gesamten Verbandsgebiet Integrale Entwässerungsplanungen (IEP) auf. Diese dienen als Grundlage für eine möglicherweise erforderliche Anpassung der Siedlungsentwässerung aufgrund von baulichen Veränderungen im Einzugsgebiet oder von erkannten Defiziten in der Siedlungsentwässerung bzw. beim Gewässerschutz. Weiterhin werden im Rahmen der IEP auch die Ergebnisse eines mit dem Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz NRW (MUNLV) sowie der beteiligten Aufsichtsbehörde (Bezirksregierung Arnsberg) vereinbarten Untersuchungsvorhabens einbezogen, das die Fremdwassersituation in den Kläranlageneinzugsgebieten einschließlich der Möglichkeiten zur Vermeidung und Verminderung des Fremdwasseranfalls sowie entsprechender Auswirkungen auf den Bau und Betrieb von Niederschlagswasser- und Abwasserbehandlungsanlagen mit Hilfe umfassender Messprogramme untersucht. Zusätzlich sind die vorhandenen Volumina sowie die Drosselabflüsse der bestehenden Anlagen zur Niederschlagswasserbehandlung zu überprüfen bzw. festzulegen.

Ziel der IEP ist es, das vorhandene System bzw. die noch ausstehenden Maßnahmen der Siedlungsentwässerung aufgrund von neuen Planungsgrundlagen sowie unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus den Untersuchungen zum Fremdwasseranfall zu optimieren. Außerdem soll die Beurteilung der Immissionssituation als Grundlage für die Verlängerung von Einleitungserlaubnissen dienen. Weiterhin soll eine Verknüpfung mit den Maßnahmenprogrammen und den Bewirtschaftungsplänen nach EU-WRRRL vorgenommen werden, um die Konsistenz von Daten und Anforderungen sowie die Kompatibilität von Maßnahmen und Zeitvorgaben im betreffenden Einzugsgebiet zu gewährleisten.

Die vorlaufende Fremdwasseruntersuchung für das Einzugsgebiet der Kläranlage Altena wurde im Jahre 2009 abgeschlossen. Die Aufstellung der integralen Entwässerungsplanung war für das Jahr 2012 vorgesehen. Bis zum Abschluss der hier vorliegenden Planung lagen Ergebnisse der IEP noch nicht vor.

Die wesentliche Wechselbeziehung zwischen der hier vorliegenden generellen Entwässerungsplanung (Abwasserableitung, Zuständigkeit der Kommune) und der integralen Entwässerungsplanung (Regenwasser- bzw. Mischwasserbehandlung, Abwasserbehandlung, Immissionssituation der Gewässer, Zuständigkeit des Ruhrverbandes) ist durch die Drosselabflüsse der Regenwasserbehandlungsanlagen gegeben, die wegen der teils langen Transportsammler und der ausgeprägten



Reihenschaltung von Behandlungs- und Entlastungsanlagen örtlich von großer Bedeutung für die Netzhydraulik sind. Deren Variation im Zuge der Systemoptimierung ist Bestandteil der IEP. Da die IEP nicht zeitgleich sondern nachlaufend zum GEP aufgestellt wird, muss hier also die mögliche Bandbreite für Veränderungen an den Drosselabflüssen ermittelt werden, sofern diese für die Hydraulik relevant sind.

3.5.3 Maßnahmenplanung nach EU-WRRL

Im Zuge der Maßnahmenplanung nach EU-WRRL wurden für die hier betroffenen abgegrenzten Wasserkörper sowie die Wasserkörpergruppen, denen sie zugeordnet wurden, die in der nachfolgenden Tabelle aufgeführten Maßnahmen mit Bezug zum Entwässerungssystem vorgesehen. Es handelt sich dabei neben der Umsetzung von ABK-Maßnahmen in erster Linie um die integrale Entwässerungsplanung des Ruhrverbandes und die Forderung nach der Aufstellung von Niederschlagswasserbeseitigungskonzepten, die in der Zuständigkeit der Kommune liegen.

Objekt		Maßnahmen			
WK-Obj	Name	Code	Maßnahmenbezeichnung	Titel	Beschr. - Behördenverbindlich -
WKG_RUH_1302 WKG_RUH_1303 WKG_RUH_1304	gesamte Wasserkörpergruppen "urban geprägt" "überwiegend naturnah" "überwiegend gestaut"	PQ_OW_K58_Misch- und Niederschlagswasser	Erstellung von Konzeptionen/Studien/Gutachten		Niederschlagswasserbeseitigungskonzepte im Zusammenhang mit der Erstellung/Fortschreibung der Abwasserbeseitigungskonzepte, spätestens aber bis 2012
DE_NRW_276694_0	Nette	PQ_OW_U08_Kommunen/Haushalte	Interkommunale Zusammenschlüsse und Stilllegung vorhandener Kläranlagen	ABK-2007-14 05962004-1/35/30.0,31.0,37,0	
DE_NRW_276694_0	Nette	PQ_OW_U08_Kommunen/Haushalte	Interkommunale Zusammenschlüsse und Stilllegung vorhandener Kläranlagen	ABK-2007-14 05962004-1/34/30.0	
DE_NRW_276694_0	Nette	PQ_OW_U45_Misch- und Niederschlagswasser	Neubau und Anpassung von Anlagen zur Ableitung, Behandlung und zum Rückhalt von	ABK-2007-5 05962004-1/36/60.0	
WKG_RUH_1302 WKG_RUH_1303 WKG_RUH_1304	gesamte Wasserkörpergruppen "urban geprägt" "überwiegend naturnah" "überwiegend gestaut"	PQ_OW_K58_Misch- und Niederschlagswasser	Erstellung von Konzeptionen/Studien/Gutachten		Integrale Entwässerungsplanung des Ruhrverbandes (IEP), Einzugsgebiet der Kläranlage Altena
WKG_RUH_1302 WKG_RUH_1303 WKG_RUH_1304	gesamte Wasserkörpergruppen "urban geprägt" "überwiegend naturnah" "überwiegend gestaut"	PQ_OW_U49_Misch- und Niederschlagswasser	Optimierung der Betriebsweise von Anlagen zur Ableitung, Behandlung und zum Rückhalt von Mischwasser		Integrale Entwässerungsplanung des Ruhrverbandes (IEP), Einzugsgebiet der Kläranlage Altena

Tab. 5: Relevante Maßnahmen gemäß Maßnahmenplanung nach EU-WRRL



3.6 Benachbarte Planungen

Planungen in benachbarten Entwässerungsgebieten, Planungen an Verkehrsanlagen oder Bauprojekte, die Auswirkungen auf das hier betrachtete Entwässerungssystem hätten, sind bei der Stadt Altena und dem Abwasserwerk der Stadt Altena nicht bekannt.

3.7 Restriktionen

3.7.1 Schutzgebiete

Überschwemmungsgebiete

Festgesetzte Überschwemmungsgebiete befinden sich im Stadtgebiet Altena ausschließlich beidseitig und auf voller Länge der Lenne. Aufgrund des engen Tales sind diese von geringer Ausdehnung. Sie umfassen jedoch rechtsufrig auch mit Gebäuden bestandene Bereiche in den Stadtteilen Freiheit, Altstadt/Mühlendorf und Linscheid. Dort liegen auch die Entwässerungsanlagen innerhalb des festgesetzten Überschwemmungsgebietes.

Aufgrund des engen Querschnittes tritt die Lenne im Bereich der Altstadt mit relativ großer Häufigkeit über die Ufer.

Wasserschutzgebiete

Nordwestlich der Stadtteile Evingsen und Dahle erstreckt sich ein ausgedehntes Trinkwasserschutzgebiet. Die Schutzzone I mit der Wasserfassung (Springer Quelle) liegt unmittelbar am Siedlungsrand nördlich der Straßen „Im Springen“ und „Bauernstraße“. Die Schutzzone II erstreckt sich nordwestlich davon über unbebautes Gelände. Die Schutzzone III umfasst auch besiedelte Bereiche des Stadtteiles Evingsen. Hier liegen auch die Entwässerungsanlagen innerhalb der Schutzzone.

Gebiete für Natur- und Landschaftsschutz (unterschiedliche Schutzkategorien)

Zusammenhängende besiedelte und vom Entwässerungssystem erfasste Bereiche erstrecken sich nicht in Gebiete des Natur- und Landschaftsschutzes. Nur sehr vereinzelt befinden sich Gebäude mit Anschluss an die Kanalisation innerhalb des Landschaftsschutzgebietes, das beinahe die gesamte außerhalb des besiedelten Bereichs gelegene Fläche der Stadt Altena ausmacht. In der Regel sind diese per Druckentwässerung angeschlossen.



Die Lenne gehört im Bereich des Stadtteils Praggpaul zu einem dort ausgewiesenen Naturschutz- und FFH-Gebiet. Die zur Kläranlage verlaufenden Lennekreuzungen des Entwässerungssystems (2 Düker, 2 Leitungen an bzw. auf Brücken) durchschneiden dieses Gebiet. Ansonsten liegen keinerlei Entwässerungsanlagen innerhalb von Schutzgebieten.

Die Schutzgebiete sind in den Blättern 005 und 006 („Übersichtsplan Schutzgebiete – Überschwemmungs- und Wasserschutzgebiete“, „Übersichtsplan Schutzgebiete – Natur- und Landschaftsschutzgebiete“) dargestellt.

3.7.2 Sonstige Restriktionen

Verkehrsanlagen

Aufgrund der sehr engen Tallagen stellen die oftmals ebenfalls sehr engen Verkehrswege eine deutliche Restriktion für die Planung zur Erneuerung des Entwässerungssystems dar. Oftmals gibt es keine Umfahrungsmöglichkeiten, was insbesondere vor dem Hintergrund der Andienung der in den Tälern gelegenen Industriebetriebe kritisch ist. Straßen(voll) - sperrungen sind insbesondere in den Tälern von Nette (L698) und Rahmede (L530) bereichsweise undenkbar.

Hydraulische Leistungsfähigkeit der Gewässer

Die begrenzte hydraulische Leistungsfähigkeit der in weiten Teilen verrohrten Gewässer Rahmede und Nette stellt ebenfalls eine deutliche Restriktion für die Entwässerungsplanung dar. Aufgrund der bekannten Beobachtungen und auf der Grundlage der (teilweise überholten) hydraulischen Berechnungen kann vermutet werden, dass dort schon heute aus Sicht des Hochwasserschutzes kritische Verhältnisse vorliegen. Eine weitere Erhöhung der Abflüsse, etwa durch zusätzliche Siedlungsabflüsse, kann nahezu ausgeschlossen werden.



4. WASSERWIRTSCHAFTLICHE GRUNDLAGEN

In den im Rahmen der hier vorliegenden Planung erhobenen wasserwirtschaftlichen Grundlagen spiegelt sich überwiegend der Stand der Verhältnisse im Einzugsgebiet wider, der bei Beginn der Bearbeitung, im Jahre 2010, vorlag. Überwiegend bleiben die für diesen Zeitpunkt erhobenen Daten für alle Betrachtungs- bzw. Planungshorizonte gültig. Aufgrund der rückläufigen Bevölkerungszahlen und der gegebenen Entwicklung im gewerblichen Bereich, wird in Abstimmung mit der Stadt Altena nicht mehr von Zuwächsen ausgegangen. In Abstimmung mit der Bezirksregierung Arnsberg werden deshalb für den Prognosezustand die gleichen Grundlagendatenangesetzt, wie im Istzustand. Einzige Ausnahme ist der Fremdwasserabfluss.

Die Grundlagen wurden anwendungsbezogen (für die Auslegung eines Kanalisationsnetzes) und systembezogen hinsichtlich der verwendeten Software (Kanal ++, Tandler Software, ehem. Pecher Software) erhoben. In diesem Software-System werden insbesondere die Flächendaten nicht vollständig gemäß ihrer Definition in ATV-DVWK A 198 verwaltet, da sie für die Kanalnetzberechnung nicht zwingend benötigt werden. Nachfolgend werden die Grundlagen sowie die Art ihrer Erhebung erläutert.

4.1 Einzugsgebiete

4.1.1 (Gesamt-) Einzugsgebiet A_E

Entsprechend der Fragestellung wird das Gesamteinzugsgebiet für die vorliegende Planung so definiert, dass es alle Flächen, die (planmäßig oder unplanmäßig) Abfluss an das Entwässerungssystem liefern können, umfasst. Seine Abgrenzung orientiert sich an den gegebenen Gefälleverhältnissen, der Flächennutzung gemäß FNP, der tatsächlichen Flächennutzung sowie den vorhandenen Grundstücksgrenzen. Es entspricht damit überwiegend der erschlossenen Siedlungsfläche, zzgl. ggf. solcher Flächen, die zur Siedlungsfläche hin Abfluss liefern (Außengebiete).

Zum hier betrachteten Einzugsgebiet gehört das gesamte besiedelte Gebiet der Stadt Altena einschließlich angrenzender Flächen und Streusiedlungen, das zur Kläranlage Altena hin entwässert. Außerhalb liegen nur wenige Einzelhäuser. Bereichsweise umfasst es auch Flächen, für die im Flächennutzungsplan eine Nutzung als Wald, Grünfläche oder Fläche für die Landwirtschaft ausgewiesen ist. Es handelt sich dabei in der Regel um Wohnbebauung im Außenbereich oder solche, die schon vor der Festsetzung bestand. Mehrfach kommt es



auch vor, dass die Grenze zwischen den Nutzungsarten auf Grundstücken verläuft, die dann als Ganzes einbezogen wurden.

Das Gesamteinzugsgebiet ist in dem „Übersichtsplan Entwässerungssystem“ (Blatt 002) farblich abgestuft je Regenwasserbehandlungsanlage dargestellt.

Tab. 10: „Zusammenstellung der Einzugsgebietsgrößen“ enthält eine Zusammenstellung der Einzugsgebiete in Gänze sowie der einzelnen Niederschlagswasserbehandlungsanlagen und differenziert nach Misch- und Trennsystem (die Angaben von Au beziehen sich in Trenngebieten auf den RW-Kanal).

Anmerkung zur Bilanzierung der Einzugsgebietsflächen in den Ergebnislisten des Kanalnetzrechnungsprogramms Dyna: In Dyna werden die Direkteinzugsgebiete der Sonderbauwerke bis zum nächsten oberhalb liegenden Sonderbauwerk bilanziert. So werden z.B. bei Regenwasserbehandlungsanlagen die Einzugsgebietsflächen oberhalb liegender Regenüberläufe nicht mit bilanziert. Sollten andere Bauwerke als Entlastungsanlagen, z.B. Überläufe vor Dükern, gemeinsame Schächte von Schmutz- und Regenwasserkanal mit Überlaufschwelle, Trennbauwerke etc. als Sonderbauwerk definiert sein, unterbricht auch dies die Bilanzierung. Die Einzugsgebiete von Entlastungsanlagen müssen in diesen Fällen durch Addition der jeweiligen Einzugsgebiete ermittelt werden. Es ist auch möglich, die Einzugsgebiete der Kanäle, die in Fließrichtung fortlaufend aufsummiert werden, heranzuziehen.

4.1.2 Kanalisiertes Einzugsgebiet $A_{E,k}$

Das kanalisierte Einzugsgebiet ist der Teil des Gesamteinzugsgebietes, der planmäßig vom Entwässerungssystem erfasst wird und dessen Oberflächenabfluss regelmäßig zum Entwässerungssystem abfließt oder im Falle selten oder unerwartet auftretender Abflüsse (etwa bei Extremereignissen) nur zum Entwässerungssystem hin abfließen kann. Es stellt die durch die Erschließung mit einem Kanalsystem nutzbar werdende Fläche dar. Es liegt der Dimensionierung des Entwässerungssystems zugrunde und beinhaltet:

- Befestigte Flächen
- Angeschlossene oder über befestigte Flächen entwässernde unbefestigte Flächen (z.B. zur Straße geneigte Böschungsf Flächen)
- Unbefestigte (Rest-)flächen, die zwischen den befestigten Flächen liegen oder diese umgeben.



Die Abgrenzung des kanalisierten Einzugsgebietes orientiert sich ebenfalls weitgehend an den Grundstücksgrenzen, sofern nicht eindeutig andere Entwässerungspfade für Teile von Grundstücken gegeben sind.

Da die Stadt Altena stark an Einwohnern verloren hat und ein weiterer Rückgang prognostiziert ist, wird kein Zuwachs mehr bei der vom Entwässerungssystem erfassten Fläche erwartet. Für den Prognosezustand wird damit von einer gleichbleibenden Größe gegenüber dem Istzustand ausgegangen.

4.1.2.1 Befestigte Fläche(n) $A_{E,b}$ und undurchlässige Fläche A_u

Auf der Grundlage der Erhebungen zur Einführung des gesplitteten Gebührenmaßstabes (flächenabhängige Niederschlagswassergebühr) wurden alle an das Entwässerungsnetz angeschlossenen befestigten Flächen auf dem Gebiet der Stadt Altena detailliert erfasst und direkt den Haltungen, an die sie angeschlossen sind, zugeordnet. Die Erhebungen basieren auf der Selbsterklärung der Anschlussnehmer, die vor Ort überprüft und mit Anzahl und Lage der Anschlussstutzen an die Kanalisation abgeglichen wurde. Aufgrund dieser außergewöhnlich detaillierten Betrachtung besteht eine hohe Genauigkeit hinsichtlich der Größe der an die Kanalisation angeschlossenen befestigten Fläche. Im Zuge dieser Erhebungen wurde auch erkannt, dass der Anteil der direkt an die Gewässer angeschlossenen befestigten Flächen deutlich größer ist, als dies in bisherigen wasserwirtschaftlichen Untersuchungen zugrunde gelegt wurde. In der Tab. 10: sind die in der generellen Entwässerungsplanung jetzt festgestellten undurchlässigen Flächen A_u denen in der letztmaligen Schmutzfrachtberechnung des Ruhrverbandes aus 1997 für den damaligen „Heute-Zustand“ (1995) und den Prognosezustand + 15a (2010) gegenübergestellt.

Definitionsgemäß nach Regelwerk (ATV-DVWK A 198) umfasst die befestigte Fläche alle innerhalb eines Einzugsgebietes gelegenen befestigten Teilflächen, ausdrücklich unabhängig davon, ob diese an das Entwässerungssystem angeschlossen sind. Da in Altena die nicht an das Entwässerungssystem angeschlossenen befestigten Flächen nicht erhoben wurden, kann der Wert für $A_{E,b}$ für das betrachtete Einzugsgebiet nicht angegeben werden. Er ist für die Bemessung und den Nachweis des Entwässerungssystems aber unerheblich.

Entsprechend der Flächencharakteristik wurden spezifische (im Modell so genannte) „Anteile der undurchlässigen Fläche an der Gesamtfläche“ für die befestigten Flächen festgelegt und



im Zuge der Modellkalibrierung angepasst bzw. verifiziert. Aufgrund der hohen Genauigkeit in der Erhebung müssen mit diesen Werten keine eventuellen Überschätzungen der angeschlossenen Flächen kompensiert werden. Deshalb fallen diese Werte vergleichsweise hoch aus. Nach Kalibrierung ergaben sich für die aufgeführten Flächenkategorien die nachfolgend genannten Werte, durch deren Multiplikation mit den angeschlossenen befestigten Teilflächen sich die in Tab. 10: „Zusammenstellung der Einzugsgebietsgrößen und Vergleich mit der Schmutzfrachtberechnung des Ruhrverbandes von 1997 [ha]“ aufgeführten Rechenwerte der undurchlässigen Fläche A_u ergeben.

Flächenkategorie	Undurchlässiger Anteil
Dachflächen	0,99
Straßenflächen	0,97
Pflasterflächen	0,75
Teilbefestigte Flächen	0,05 – 0,70

Tab. 6: Undurchlässige Anteile der befestigten Flächen

Die angeschlossenen befestigten Flächen werden zwar als solche im Modell verwaltet, können jedoch in der derzeitigen Version nicht bilanziert werden und werden deshalb in nachfolgender Tabelle nicht angegeben.

Als weitere Parameter der Abflussbildung befestigter Flächen wurden nach Kalibrierung folgende Verluste festgesetzt:

	Neigungsklasse			
	1 = flach	2 = hügelig	3 = steil	4 = sehr steil
Anfangs- / Benetzungsverlust	1,0 mm			
Verdunstung / Dauerverlust	0,4 l/s*ha			
Muldenverlust	1,0 mm	0,9 mm	0,8 mm	0,6 mm

Tab. 7: Verlustansätze der befestigten Flächen

Als Parameter der Abflusskonzentration wurden ein Geschwindigkeitsbeiwert von 20 [m^{1/3}/s] sowie eine aus der tatsächlichen Geometrie je Einzelfläche ermittelte Fließlänge gewählt. Letztere wurde im Rahmen der Kalibrierung im Modell für alle Gebäude mit einem Faktor von 1,5 belegt, da ansonsten ein allgemein zu steiler Wellenablauf festzustellen war.



4.1.2.2 Durchlässige (nicht befestigte) Flächen $A_{E,nb}$

Die durchlässigen Flächen werden unterschieden nach:

- Angeschlossene oder über befestigte Flächen entwässernde unbefestigte Flächen (z.B. zur Straße geneigte Böschungsflächen)
- Unbefestigte (Rest-)flächen, die zwischen den befestigten Flächen liegen oder diese umgeben, und die nicht regelmäßig Abfluss liefern, von denen aber bei Extremereignissen Abfluss zum Kanalnetz gelangen kann.

Bei der Erhebung der Einzugsgebiete im Rahmen der Modellaufstellung wurden auch unbefestigte Einzelflächen, die regelmäßig Abfluss zum Kanalnetz liefern, detailliert ermittelt und den aufnehmenden Haltungen direkt zugeordnet. Ihnen wurde im Modell ein niedriger Befestigungsgrad (1%) zugeordnet, damit für diesen Teil der Fläche der Abflussbildungsansatz für befestigte Flächen greift. Dies ist erforderlich, um auch bei Ereignissen mit Wiederkehrwahrscheinlichkeiten von ein bis drei Jahren nennenswerte Abflüsse von diesen Flächen zu simulieren. Der Modellansatz für die unbefestigten Flächen liefert hier zu spät Abflüsse. Für die unbefestigten Restflächen wird kein Befestigungsgrad angesetzt, so dass hier nur der Modellansatz für die unbefestigten Flächen greift.

Als Parameter der Abflussbildung unbefestigter Flächen wurden auf der Grundlage von Literaturangaben (u.a. TU Dresden [4]) folgende Werte festgesetzt:

	Neigungsklasse			
	1 = flach	2 = hügelig	3 = steil	4 = sehr steil
Angangs- / Benetzungsverlust	1,0 mm			
Verdunstung / Dauerverlust	0,4 l/s*ha			
Muldenverlust	4,0 mm	3,0 mm	2,5 mm	2,0 mm
Anfangsversickerung	160 l/s*ha			
Endversickerung	20 l/s*ha			
Regenerationskonstante	0,056			
Bodenkapazität	15,0 mm			
Anteil der abflusswirksamen unbefestigten Flächen	1,0			

Tab. 8: Abflussbildungsparameter der unbefestigten Flächen



Da im Modell nur die unbefestigten Flächen berücksichtigt werden, die Abfluss an das Kanalnetz liefern (können), muss der Anteil der abflusswirksamen unbefestigten Flächen gleich 1 gesetzt werden.

Als Parameter der Abflusskonzentration wurden ein Geschwindigkeitsbeiwert von 4 [m^{1/3}/s] sowie eine aus der tatsächlichen Geometrie je Einzelfläche ermittelte Fließlänge gewählt. Letztere wurde ebenfalls mit einem Faktor von 1,5 belegt.

4.1.3 Natürliche Einzugsgebiete (Außengebiete) A_A

Außengebiete bezeichnen solche weitgehend natürlichen oder, land- bzw. forstwirtschaftlich genutzten Flächen, die unplanmäßig und unerwünscht i.d.R. bei Starkregenereignissen Oberflächenabflüsse zum Kanalnetz liefern. Bei weniger starken Ereignissen versickert der auftreffende Niederschlag vollständig. Sie werden bei der Dimensionierung der Entwässerungsanlagen normalerweise nicht berücksichtigt, spielen aber bei der Beurteilung bzw. Sicherstellung einer ausreichenden Überflutungssicherheit bei der heutigen Rechts- und Regellage u.U. eine bedeutende Rolle.

In dem betrachteten Einzugsgebiet ist das Auftreten von Abflüssen aus Außengebieten bereichsweise bekannt, zum großen Teil aber unklar. Deshalb wurde der gesamte Rand des Einzugsgebietes durch Auswertung von Höheninformationen und Besichtigung in der Örtlichkeit daraufhin untersucht. Ausgehend von der Beurteilung vor Ort wurden solche Flächen als Außengebiete behandelt und im hydraulischen Modell definiert, bei denen bei Starkregen mit Abflüssen zum Entwässerungssystem gerechnet werden muss. Diese Festlegung bzw. Einschätzung muss durch Beobachtungen und in Abstimmung mit zukünftig gegebenenfalls aufzustellenden Niederschlag-Abfluss-Modellen für die Gewässereinzugsgebiete weiter überprüft und fortgeschrieben werden.

Die Parameter der Abflussbildung der Außengebiete wurden anhand von Literaturangaben (u.a. TU Dresden [4]) abweichend zu den unbefestigten Flächen in Abhängigkeit der Vegetation festgesetzt:



	Neigungsklasse				
	1 = flach	2 = hügelig	3 = steil	4 = sehr steil	
Angangs- / Benetzungsverlust	1,0 mm				
Verdunstung / Dauerverlust	0,4 l/s*ha				
Muldenverlust	Brachland	9,9 mm	8,8 mm	6,6 mm	4,4 mm
	Wald	8,0 mm	6,8 mm	5,0 mm	4,0 mm
Anfangsversickerung	160 l/s*ha				
Endversickerung	20 l/s*ha				
Regenerationskonstante	0,056				
Bodenkapazität	15,0 mm				
Anteil der abflusswirksamen unbefestigten Flächen	1,0				

Tab. 9: Abflussbildungsparameter der Außengebiete

Die Außengebiete werden im Modell nicht als separate Flächenkategorie verwaltet. Sie können daher nicht direkt bilanziert werden und werden deshalb in nachfolgender Tab. 10: nicht angegeben.

Anmerkungen zu den Trennsystemen:

In Nettenscheid gibt es 5 separate Trennsysteme mit Einleitung in Versickerungsanlagen. Im Verlauf des Nettetals befinden sich 11 örtliche Trennsysteme mit Einleitung des Niederschlagswassers in die Nette. Die Regenwasserkanäle sind dort überwiegend zusätzlich parallel zu dem von Dahle/Evingsen zum Lennetal führenden Mischwasserkanal verlegt. Das Schmutzwasser wird überwiegend der Mischwasserkanalisation zugeführt. Schmutzwasserkanäle sind nur im Einzelfall vorhanden.

In den Lagen Dorf Nettenscheid, Mühlenstraße, Hünengraben, Brachtenbecker Weg, Großendrehscheid, Bergfeld, Horst und Werdohler Straße wird nur das Schmutzwasser gefasst und abgeleitet. Eine öffentliche Niederschlagsentwässerung gibt es dort nicht.



	Flächenermittlung 2010		Flächen gemäß SFB 1997 (RV)	
	A _E	A _U	A _U (1995)	A _U (2010)
(Teil-) Einzugsgebiet (Direkteinzugsgebiete)				
SKU Unterer Ardeyweg	28,03	9,12	14,82	16,24
davon RÜ Mühlenrahmede	21,99	6,75	10,59	11,92
SKU Rahmedestraße	34,63	13,29	17,99	19,18
davon RÜ Südstraße	18,56	6,57	5,74	6,14
SKU Südstraße	14,14	5,50	7,39	7,62
SKO Werdohler Straße	1,32	1,30	2,34	3,51
SKO Dahle	50,01	20,42	23,01	25,47
SKU Fuhleck	2,97	0,90	4,86	6,01
RÜB Pleuger	63,76	27,61	37,12	44,30
SKU Westiger Straße	15,58	4,92	14,71	16,63
SKO Linscheid	20,34	7,88	9,24	10,17
davon RÜ Linscheid	11,27	3,65	5,32	6,12
RÜB KA Altena	127,57	63,27	76,78	80,34
davon RÜ Rahmedestraße	6,43	2,30	4,24	4,34
davon RÜ PW Winkelsen	0,11	0,11		
davon RÜ Winkelsen Brücke	0,45	0,44		
davon RÜ Steinere Brücke	5,47	3,34	6,49 *)	6,69 *)
davon RÜ Bahnhofstraße	18,23	9,30	5,70	5,85
davon RÜ Knerling	29,73	10,54	14,67	16,67
*) mit Überläufen Winkelsen				
Mischsystem insgesamt	358,35	154,21		
Trennsysteme Nettenscheid	3,91	2,39		
Trennsysteme Nettetal	6,08	2,06		
Trennsystem Vorm Kalkofen	1,02	0,78		
Trennsystem Pragpaul	5,15	2,15		
Örtl. Einzelableitungen	0,65	0,53		
Trennsystem(e) insgesamt	16,81	7,91		
gesamt	375,16	162,12		

Tab. 10: Zusammenstellung der Einzugsgebietsgrößen und Vergleich mit der Schmutzfrachtberechnung des Ruhrverbandes von 1997 [ha]



4.1.4 Neigungsgruppen

Die Neigungsgruppen der an die Kanalisation angeschlossenen Flächen wurden im Rahmen der Flächenerhebungen differenziert je Einzelfläche durch Anschauung vor Ort festgelegt. Im Rahmen der Kalibrierung wurden diese Werte wiederum angepasst, um den Verlauf der simulierten Abflüsse den gemessenen anzupassen. Insbesondere die Neigung der Dachflächen besitzt einen relevanten Einfluss auf Form und Spitze der Ganglinien. Sie musste im Berechnungsmodell gegenüber der tatsächlichen Neigung erheblich reduziert werden, um einer Überschätzung des Abflussscheitels entgegenzuwirken. So wurde für die Dachflächen einheitlich eine Neigung von 2% angesetzt.

Die mittlere Geländeneigung im Einzugsgebiet beträgt 5,44 %.

4.2 Niederschlag

Im Bereich der Stadt Altena gibt es keine für wasserwirtschaftliche Untersuchungen geeigneten langjährigen Niederschlagsaufzeichnungen. In Abstimmung mit dem Landesamt für Natur, Umwelt und Verbraucherschutz Nordrhein-Westfalen (LANUV) wurde deshalb die Regenreihe der Station Iserlohn-Kesbern als nächstgelegene herangezogen. Diese liegt für die Jahre 1973 bis 2011 (38 Jahre) vor und weist eine mittlere jährliche Niederschlagshöhe von 1067 mm auf. (Zum Vergleich: die Station Altena des DWD 1234 mm/a). Sie ist nach Auskunft des LANUV in voller Länge für die Durchführung von Seriensimulationen und die Beurteilung von Überstauhäufigkeiten geeignet. Für die Beurteilung von Starkregen und die daraus resultierende Gefährdung durch Überflutungen ist sie jedoch erst ab dem Aufzeichnungsjahr 1998 geeignet und zugelassen. Da der damit zu diesem Zweck zur Verfügung stehende Zeitraum sehr kurz ist, sollen in Absprache mit dem LANUV insbesondere zur Beurteilung des Überflutungsschutzes zusätzlich Berechnungen mit aus den KOSTRA-Daten abgeleiteten Modellregen durchgeführt werden. Langjährige Daten weiterer ortsnaher Stationen zur Berücksichtigung einer ungleichmäßigen Überregnung stehen nicht zur Verfügung.

Für den Zeitraum einer Fremdwasseruntersuchung des Ruhrverbandes (Januar bis Juni 2009) liegen zeitgleiche Regendaten von den Stationen Wiblinwerde Bauhof, Altena Dahle, Altena Fuelbecke-Talsperre und Altena Linscheid (Stadtwerke) vor. Diese zeigen tendenziell, dass das Einzugsgebiet häufig deutlich ungleichmäßig überregnet wird. In dem gesamten Zeitraum wurden jedoch keine Niederschlagsereignisse aufgezeichnet, die auch nur in die Nähe bemessungsrelevanter Intensitäten reichen. Die Aufzeichnungen bieten daher nicht die



Möglichkeit mittels der Nachrechnung aufgezeichneter Naturregen den Einfluss der ungleichmäßigen Überregnung zumindest abzuschätzen.

Aufgrund der Datenlage muss sowohl innerhalb der Seriensimulation zur Bestimmung der Überstauhäufigkeiten als auch in den Modellregenerberechnungen, mit denen die Überflutungsgefährdung beurteilt wird, entgegen tatsächlicher Wahrscheinlichkeit von einer gleichmäßigen Überregnung ausgegangen werden. Ein solches Vorgehen ist üblich und aufgrund begrenzter Datenverfügbarkeit landesweit noch immer die Regel. Die Berechnungsergebnisse werden daher eher auf der sicheren Seite liegen. Die ausgeprägte Reihenschaltung von Regenwasserbehandlungs- und Entlastungsanlagen mit teilweise scharfer Drosselung in weiten Teilen des Netzes begrenzt jedoch den Einfluss und die Gefahr der unrealistischen Überschätzung von Abflüssen erheblich. Damit ist die Gefahr unwirtschaftlicher Überdimensionierungen aus dieser Einschränkung gering.

4.3 Trockenwetterabfluss

Der Trockenwetterabfluss setzt sich in dem Modell Dyna aus dem Schmutzwasserabfluss und dem Fremdwasserabfluss zusammen. Dabei wird der häusliche Schmutzwasseranfall aus den direkt den Einzelflächen zugeordneten Einwohnern und dem spezifischen Wasserverbrauch berechnet. Der gewerbliche Schmutzwasseranfall wird als konstanter Zufluss einzelnen Haltungen zugeordnet. Der Fremdwasserabfluss wird als flächenspezifische Abflussspende bei den Einzugsgebietsflächen angegeben. In dem Modell Dyna können keine Ganglinien für den Trockenwetterabfluss definiert werden. Für die Netzhydraulik werden mittlere Tagesspitzenwerte herangezogen, die mit Hilfe eines Spitzenstundenfaktors berechnet werden. Damit liegen die Berechnungsergebnisse für alle Tageszeiten „auf der sicheren Seite“. Für diese wird ein einheitlicher Parametersatz für das gesamte Einzugsgebiet angegeben. Dadurch kann es örtlich zu Unschärfen kommen, die aber für die Netzhydraulik unerheblich sind.

Die Werte des Trockenwetterabflusses an den einzelnen Sonderbauwerken sind bezogen auf deren Direkteinzugsgebiet in der Tab. 13: sowie als Gesamtabfluss an den Bauwerken in den Tabellen Tab. 14: und Tab. 15: für den Bestand und den Prognosezustand zusammengestellt. Zur Verifizierung des Trockenwetterabflusses wurden ebenfalls die Messdaten des Ruhrverbandes aus der Fremdwasseruntersuchung des Jahres 2009 sowie die Aufzeichnungen des Zuflusses zur Kläranlage Altena herangezogen. Wo dies möglich ist, weil Standorte von Messstellen sich mit Sonderbauwerken decken, wurden die gemessenen



bzw. aus der Messung abgeleiteten Werte den im Kanalnetzmodell berechneten Werten in diesen Tabellen gegenübergestellt.

(Innerhalb der Fremdwasserauswertung gibt es am RÜB Pleuger eine Differenz in der Bilanzierung seiner drei Zuflüsse gegenüber dem Abfluss. Hier wird weiterhin die Bilanzierung der Zuflüsse verwendet, weil deren Werte höher und damit auf der sicheren Seite liegen.)

In den Ergebnislisten von Dyna werden jeweils nur die für die Hydraulik relevanten Maximalwerte von Schmutzwasserabfluss und Trockenwetterabfluss ausgegeben. Die übrigen hier genannten Werte sind der zugehörigen Datenbank entnommen bzw. können mit den angegebenen Ansätzen zurückgerechnet werden.

In das hier betrachtete Kanalnetz der Stadt Altena werden Abflüsse aus Nachrodt-Wiblingwerde eingeleitet. Dabei handelt es sich um Drosselabflüsse von Regenwasserbehandlungsanlagen. Diese werden als konstante Zuflüsse im Modell angesetzt und deshalb in den Ergebnislisten als Schmutzwasser bilanziert. In den genannten Tabellen sind auch die Werte ohne diese Zuflüsse aufgeführt.

Die vom Modell Dyna berechneten Werte des Trockenwetterabflusses sind für den Zweck der Kanalnetzhydraulik bestimmt. Für die ebenfalls in dieser Unterlage dargelegten Nachweise der Regelentsprechung von Sonderbauwerken sind diese nicht geeignet bzw. zu ungenau. Werte aus einer zu diesem Zweck besser geeigneten Schmutzfrachtberechnung liegen jedoch nicht in aktueller Form vor, da der Ruhrverband die integrale Entwässerungsplanung für das Einzugsgebiet der Kläranlage Altena erst in den nächsten Jahren aufstellen wird. Für die Bauwerksnachweise wird deshalb auf detailliertere Werte zurück gegriffen, die wann immer möglich aus dem Messprogramm des Ruhrverbandes übernommen oder abgeleitet wurden. Im Zweifelsfall wurde ein Wert „auf der sicheren Seite“ gewählt. Falls erforderlich, werden die angesetzten Werte bei den Nachweisen der Sonderbauwerke erläutert. Bei Aufstellung der IEP ist ein Abgleich vorzunehmen.

4.3.1 Häusliches Schmutzwasser

Der häusliche Schmutzwasserabfluss wurde aus der Wasserverbrauchsstatistik der Stadtwerke Altena sowie dem Einwohnermelderegister der Stadt Altena jeweils mit Stand 31.12.2009 ermittelt. Der Spitzenfaktor zur Berücksichtigung der Tagesschwankungen



wurde aus dem aus den Messungen gewonnenen mittleren Tagesgang des Zuflusses zur KA Altena rechnerisch abgeleitet.

Bei einem Wasserverbrauch von ca. 107 l/E*d, ca. 17.667 Einwohnern im Einzugsgebiet und einem Spitzenfaktor $x = 14,86$ ergibt sich ein mittlerer häuslicher Schmutzwasserabfluss von 21,7 l/s sowie in der Spitze von 35,1 l/s, der in Ist- und Prognosezustand gleichermaßen angesetzt wird (Rundungsfehler im Modell).

Die Stadt Altena hat im vergangenen Jahrzehnt bereits stark an Einwohnern verloren. Da auch für die Zukunft eher von einem weiteren Rückgang ausgegangen wird, wird in Abstimmung mit der BR Arnsberg für den Prognosezustand von gleichbleibenden Verhältnissen und Einwohnerzahlen ausgegangen. Dieser Ansatz liegt vermutlich deutlich auf der sicheren Seite. Bei Abschluss der hier vorgelegten Planung war die Einwohnerzahl gegenüber dem Planungsbeginn nochmals um rund 1.000 Einwohner zurück gegangen.

4.3.2 Gewerbliches Schmutzwasser

Auf der Grundlage des Indirekteinleiter-Katasters des LANUV (Quelle:ELWASIMS) sowie der Verbrauchsstatistik für Gewerbekunden der Stadtwerke Altena wurden die nachfolgend zusammengestellten gewerblichen Einleiter als Einzeleinleiter im Modell berücksichtigt:

Betriebsname	Betrieb-Nr.	Anhang AbwV	Quelle / Zuständige Behörde	Q [l/s] (gemäß StW Altena)
Eksi GmbH & Co. KG	52991		INKA_KR962	0,07
Fritz Finkernagel GmbH & Co. KG	171	Metallbearbeitung, Metallverarbeitung	INKA_BR9	0,4
Klincke J.H. Sohn GmbH & Co. KG	53169	Metallbearbeitung, Metallverarbeitung	INKA_KR962	0,05
Lüling GmbH & Co. KG, Fr. u. H.	170	Metallbearbeitung, Metallverarbeitung	INKA_BR9	0,1
Ossenberg GmbH & Co. KG	53155		INKA_KR962	0,31
Pütz GmbH	53151	Metallbearbeitung, Metallverarbeitung	INKA_KR962	0,04
Thyssen Krupp VDM GmbH	232	Mineralöhlhaltiges Abwasser	INKA_BR9	0,24
Wilh. vom Hofe Drahtwerke GmbH	168	Metallbearbeitung, Metallverarbeitung	INKA_BR9	0,26
Bau- und, Liegenschaftsbetrieb NRW			Stadtwerke Altena	0,04
Bierbach, Verbindungstechnik GmbH			Stadtwerke Altena	0,07
Claas Max W., GmbH & Co. KG			Stadtwerke Altena	0,05
Evgl. Perthes-Werk e.V.			Stadtwerke Altena	0,35
Friedr. Brüninghaus & Söhne, Drahtwerk			Stadtwerke Altena	0,16
Friedr.-Wilh. Mayweg, GmbH & Co. KG			Stadtwerke Altena	0,19
Möhling GmbH & Co. KG			Stadtwerke Altena	0,4
Nedschroef Altena GmbH			Stadtwerke Altena	0,14
St. Vinzenz Altena GmbH			Stadtwerke Altena	0,52

Tab. 11: Einzeleinleiter



Es ergibt sich ein mittlerer gewerblicher Schmutzwasserabfluss von insgesamt 3,4 l/s, der ebenfalls für den Ist- und Prognosezustand angesetzt wird.

4.3.3 Fremdwasser

Im Rahmen der „Analyse der Fremdwassersituation und Erarbeitung von Handlungskonzepten im Einzugsgebiet der Ruhr – Projektphase 5“ wurden auch die Fremdwasserabflüsse im Einzugsgebiet der Kläranlage Altena im Zeitraum Januar bis Juni 2009 durch den Ruhrverband untersucht. Der innerhalb des Untersuchungszeitraums ermittelte gesamte Fremdwasserzufluss zur Kläranlage entsprach mit im Mittel 115,3 l/s beinahe exakt dem aus den Durchflussdaten der Kläranlage ermittelten langjährigen Wert von 116 l/s. Damit können die dort erzielten Werte als ausreichend genau und repräsentativ angesehen und innerhalb der generellen Entwässerungsplanung zugrunde gelegt werden. Da innerhalb des verwendeten Modells kein Jahresgang für den Fremdwasserabfluss berücksichtigt werden kann, wird mit den Mittelwerten gerechnet. Da die überflutungsrelevanten Starkregenereignisse vornehmlich im Sommerhalbjahr zu erwarten sind, ist dieser Ansatz „auf der sicheren Seite“, da die Fremdwasserabflüsse dann ihre Minima erreichen.

Innerhalb des Stadtgebietes Altena waren 16 Messstellen installiert. Differenziert nach den Einzugsgebieten dieser Messstellen werden für den Istzustand spezifische Fremdwasserabflussspenden angesetzt, die aus den vom Ruhrverband ermittelten absoluten Abflüssen errechnet wurden. Im verwendeten Modell werden diese auf die angeschlossene befestigte Fläche bezogen. Diese musste deshalb in den Einzugsgebieten der Messstellen separat bilanziert werden.

Für den Prognosezustand wurde davon ausgegangen, dass die vom Ruhrverband in Absprache mit der Stadt Altena als erreichbar eingeschätzten Fremdwasserreduzierungen tatsächlich realisiert werden können. Es ergeben sich entsprechend abgeminderte Werte. Die zur Erreichung dieses Ziels notwendigen und in Abstimmung zwischen Ruhrverband und Stadt Altena festgelegten fremdwasserbedingten Sanierungsmaßnahmen werden zusammengefasst nach Fremdwasser-Schwerpunktgebieten als Sanierungsmaßnahmen innerhalb der generellen Entwässerungsplanung definiert (siehe Kapitel 6.5).

Die Messungen führen für den Teil des Einzugsgebietes der Kläranlage Altena, der zur Stadt Altena gehört, zu einem gesamten Fremdwasserabfluss von im Mittel 93,3 l/s. Dies



entspricht einem Fremdwasserzuschlag von mehr als 350 %. Als realistisch wurde eine Fremdwasserreduzierung um im Mittel ca. 32,5 l/s eingeschätzt, also um rund ein Drittel. Damit verbleibt ein Fremdwasserabfluss von ca. 60,8 l/s, was einem Fremdwasserzuschlag (bei entgegen dem sinkenden Trend gleichbleibend angesetztem Schmutzwasserabfluss) von mehr als 250 % entsprechen wird. Damit muss das Entwässerungssystem vor und nach Umsetzung der fremdwasserbedingten Sanierungsmaßnahmen als stark fremdwasserbehaftet betrachtet werden.

Der Fremdwasserabfluss wurde vor der Kalibrierung in das Modell implementiert. Durch die Veränderung der Flächenwerte innerhalb der Kalibrierung kommt es zu einer Abweichung des modellierten Fremdwasserabflusses zu den Messungen. Das Modell liefert mit 96,8 l/s (+4%) für den Bestand und 65,1 l/s (+7%) für den Prognosezustand leicht erhöhte Werte. Auf eine nochmalige Anpassung des Fremdwasseransatzes wurde aufgrund des Aufwandes jedoch verzichtet, da diese geringe Abweichung hydraulisch nicht relevant ist. Im Einzelfall kann die Abweichung dagegen relevant für die Ermittlung von Mindestdrosselabflüssen an Entlastungsanlagen sein. In solchen Fällen wird der örtlich zutreffende Fremdwasserabfluss für das Bauwerk innerhalb der Nachweisrechnungen einzeln auf den Messwerten basierend berechnet (s.o.).

Mst.-Nr.	Messstellenbezeichnung/TEZG	$\Delta Q_{F,PM}$ Direktein- zugsgebiet	Mögliche Reduzier- ung	Fremdwasser- abflussspende q_F	
		[l/s]	[l/s]	[l/(s·ha $A_{E,b}$)]	
Stadt Altena		Messung		Ist	Prognose
Mst_01	Abfluss Kernstadt (Linscheidstr.)	-	-	0	0
Mst_02	Zufluss RÜ Knerling	4,8	1,0	0,3691	0,2922
Mst_03	Abfluss Altena-Süd	11,7	4,2	4,1690	2,6724
Mst_04	Abfluss Altena-Ost	7,8	1,5	0,8034	0,6489
Mst_05	Zufluss SK Dahle	7,7	4,8	0,3635	0,2391
Mst_06	Zufluss SK Westiger Straße	9,1	1,7	1,6536	1,3447
Mst_07	Zufluss SK Unterer Ardeyweg	9,3	3,3	0,7779	0,5026
Mst_08	Zufluss SK Rahmedestraße	7,4	1,6	1,0321	0,8089
Mst_09	Zufluss RÜ Steinere Brücke	0,1		0,2547	
Mst_10	Abfluss Behördenviertel	3,8		0,3295	
Mst_11	Abfluss Linscheid	1,3		0,1102	
Mst_12	Zufluss Pleuger-Süd (Nettenscheid)	0,4		0,0603	



Mst.-Nr.	Messstellenbezeichnung/TEZG	$\Delta Q_{F,pM}$	Mögliche Reduzierung	Fremdwasserabflussspende q_F	
		Direkteinzugsgebiet		[l/(s·ha $A_{E,b}$)]	
		[l/s]	[l/s]		
Mst_13	Zufluss Pleuger-Nord (Evingsen)	15,8	12,8	0,6918	0,1314
Mst_14	Zufluss Pleuger-Ost (Dahle)	4,6		2,9247	
Mst_18	Abfluss Altena-Süd (Mittlere Brücke)	4,4	1,6	0,4603	0,2929
Mst_19	Abfluss Altena-Süd (Pott-Jost-Brücke)	6,5		0,3591	
	Gesamt *) *) ohne Zuflüsse Nachrodt-Wiblingwerde	93,3	32,5		

Tab. 12: Gemessene Fremdwasserabflüsse und mögliche Fremdwasserreduzierungen (Ruhrverband 2009) sowie daraus berechnete Fremdwasserabflussspenden

(Teil-) Einzugsgebiet	Einwohner [-]	$Q_{G,aM}$	$Q_{H,aM}$	$Q_{S,max}$	Q_F	$Q_{T,aM}$	$Q_{T,max}$
SKU Unterer Ardeyweg	1038	0,2	1,3	2,3	10,1 (9,3)	11,6	12,4
davon RÜ Mühlenrahmede	847		1,1	1,7	7,7	8,7	9,4
SKU Rahmedestraße	1826	0,1	2,3	3,7	7,8 (7,4)	10,1	11,5
davon RÜ Südstraße	874		1,1	1,7	2,4	3,5	4,2
SKU Südstraße	793		1,0	1,6	2,0	3,0	3,6
SKO Werdohler Straße	157		0,2	0,3	0,3	0,5	0,7
SKO Dahle	2237	0,3	2,8	4,8	9,6 (7,7)	12,6	14,4
SKU Fuhleck	120		0,4	0,6	2,9	3,3	3,5
RÜB Pleuger	3130		3,8	6,2	17,2	21,0	23,4
SKU Westiger Straße	394	0,9	0,3	1,4	9,8 (9,1)	11,0	11,1
SKO Linscheid	1040	0,2	1,2	2,1	1,2	2,6	3,3
davon RÜ Linscheid	705		0,9	1,4	0,7	1,6	2,1
RÜB KA Altena *)	6906	1,6	8,6	15,5	35,9	46,1	51,3
davon RÜ Rahmedestraße	206	0,1	0,4	0,7	0,9	1,3	1,5
davon RÜ PW Winkelsen	41		0,1	0,1	0	0,1	0,1
davon RÜ Winkelsen Brücke	19	<0,1	< 0,1	< 0,1	0,1	0,2	0,2
davon RÜ Steinerne Brücke	193		0,7	1,1	0,9 (0,1)	1,6	2,1
davon RÜ Bahnhofstraße	612		0,8	1,2	3,8 (3,8)	4,5	5,0
davon RÜ Knerling *)	1109		1,4	2,2	5,4 (4,8)	6,8	7,6
Gesamt *)	17667	3,4	21,7	38,5	96,8	122,0	135,3

Tab. 13: Zusammenstellung der Trockenwetterabflüsse aus den jeweiligen Direkteinzugsgebieten im Modell sowie nach Q_F -Projekt RV (..) für den Istzustand [l/s]



Bauwerk	Q _{G,aM}	Q _{H,aM}	Q _{S,aM}	Q _{S,max}	Q _F	Q _{T,aM}	Q _{T,max}
SKU Unterer Ardeyweg	0,2	1,3	1,5 (1,4)	2,3	10,1 (9,3)	11,6 (10,9)	12,4
RÜ Mühlenrahmede		1,1	1,1	1,7	7,7	8,7	9,4
SKU Rahmedestraße	0,3	3,5	3,8 (3,3)	6,0	17,9 (16,7)	21,7 (19,8)	23,9
RÜ Südstraße		1,1	1,1	1,7	2,4	3,5	4,2
SKU Südstraße		1,0	1,0	1,6	2,0	3,0	3,6
SKO Werdohler Straße		0,2	0,2	0,3	0,3	0,5	0,7
SKO Dahle	0,3	2,8	3,1 (3,3)	4,8	9,6 (7,7)	12,6 (11,0)	14,4
SKU Fuhleck	0,3	3,2	3,5	5,4	12,4	15,9	17,9
RÜB Pleuger	0,3	7,0	7,3 (7,5)	11,6	29,7 (28,7)	37,0 (36,0)	41,3
SKU Westiger Straße	1,3	7,3	8,6 (7,9)	13,0	39,4 (37,7)	47,9 (44,9)	52,4
SKO Linscheid	0,2	1,2	1,4	2,1	1,2	2,6	3,3
RÜ Linscheid		0,9	0,9	1,4	0,7	1,6	2,1
RÜB KA Altena *)	3,4	21,7	25,1	38,5	96,8	122,0	135,3
**)				130,5			227,3
RÜ Rahmedestraße	0,3	3,9	4,2	6,7	18,7	22,9	25,4
RÜ PW Winkelsen		0,1	0,1	0,1	0,0	0,1	0,1
RÜ Winkelsen Brücke	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	0,1	0,2	0,2
RÜ Steinerne Brücke		0,8	0,8 (0,6)	1,4	1,4 (1,1)	2,3 (1,8)	2,8
RÜ Bahnhofstraße		0,8	0,8 (0,8)	1,2	3,8 (3,8)	4,5 (4,7)	5,0
RÜ Knerling *)		1,4	1,4	2,2	5,4 (4,8)	6,8 (7,0)	7,6
**)			(3,3)	37,2	(7,2)	(11,2)	42,6
*) ohne Zuflüsse Nachrodt-Wiblingwerde							
***) einschl. max. Überleitung von Nachrodt-Wiblingwerde							

Tab. 14: Zusammenstellung der Trockenwetterabflüsse an den Sonderbauwerken im Modell sowie nach Q_F-Projekt RV (..) für den Istzustand [l/s]



Bauwerk	Q _{G,aM}	Q _{H,aM}	Q _{S,aM}	Q _{S,max}	Q _F	Q _{T,aM}	Q _{T,max}
SKU Unterer Ardeyweg	0,2	1,3	1,5 (1,4)	2,3	5,9 (6,0)	7,5 (7,6)	8,2
RÜ Mühlenrahmede		1,1	1,1	1,7	4,4	5,5	6,1
SKU Rahmedestraße	0,3	3,5	3,8 (3,3)	6,0	11,9 (11,8)	15,7 (14,9)	17,9
RÜ Südstraße		1,1	1,1	1,7	2,4	3,5	4,2
SKU Südstraße		1,0	1,0	1,6	2,1	3,1	3,6
SKO Werdohler Straße		0,2	0,2	0,3	0,3	0,5	0,7
SKO Dahle	0,3	2,8	3,1 (3,3)	4,8	6,9 (2,9)	10,0 (6,2)	11,7
SKU Fuhleck	0,3	3,2	3,5	5,4	9,8	13,3	15,2
RÜB Pleuger	0,3	7,0	7,3 (7,5)	11,6	14,1 (11,1)	21,4 (18,4)	25,7
SKU Westiger Straße	1,3	7,3	8,6 (7,9)	13,0	22,0 (18,4)	30,6 (25,6)	35,0
SKO Linscheid	0,2	1,2	1,4	2,1	1,2	2,6	3,3
RÜ Linscheid		0,9	0,9	1,4	0,7	1,6	2,1
RÜB KA Altena *)	3,4	21,7	25,1	38,5	65,1	90,1	103,6
**)				130,5			195,6
RÜ Rahmedestraße	0,3	3,9	4,2	6,7	12,7	16,9	19,4
RÜ PW Winkelsen		0,1	0,1	0,1	0,0	0,1	0,1
RÜ Winkelsen Brücke	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	0,1	0,2	0,2
RÜ Steinere Brücke		0,8	0,8 (0,6)	1,4	1,4 (1,1)	2,2 (1,8)	2,8
RÜ Bahnhofstraße		0,8	0,8 (0,8)	1,2	3,8 (3,8)	4,6 (4,7)	5,0
RÜ Knerling *)		1,4	1,4	2,2	4,3 (3,8)	5,7 (6,0)	6,5
**)			(3,3)	37,2			41,5
*) ohne Zuflüsse Nachrodt-Wiblingwerde							
***) einschl. max. Überleitung von Nachrodt-Wiblingwerde							

Tab. 15: Zusammenstellung der Trockenwetterabflüsse an den Sonderbauwerken im Modell sowie nach Q_F-Projekt RV (...) für den Prognosezustand [l/s]

4.4 Regenabfluss aus Trenngebieten

Der überwiegende Teil der Schmutzwasserabflüsse in den wenigen Trenngebieten des Einzugsgebietes wird in Drucknetzen gesammelt. Diese sind wenig anfällig für Niederschlagsabflüsse (i.d.R. keine Deckel, keine Fehlanlüsse). In einigen Bereichen wird das Niederschlagswasser separat abgeleitet, das Schmutzwasser vorhandenen Mischwasserkanälen zugeführt. Trotz Trennung angeschlossene Flächen werden hier einzeln berücksichtigt. Die ergänzenden Auswertungen in trennentwässerten Teileinzugsgebieten innerhalb der Fremdwasseruntersuchung des Ruhrverbandes haben zudem gezeigt, dass diese kaum von Niederschlag beeinflusst und in den Abflusssummen



vernachlässigbar sind. Deshalb wird im Kanalnetzmodell in den Trenngebietten grundsätzlich kein Regenabfluss in den Schmutzwasserkanälen angesetzt.

4.5 Zuflüsse von außerhalb des Planungsgebietes

Das Abwasserwerk Altena übernimmt an zwei Stellen Abflüsse aus der Gemeinde Nachrodt-Wiblingwerde in ihr Kanalnetz und leitet diese zur Kläranlage weiter. Dies sind die Abflüsse des RÜB Einsal und des RÜB Wiblingwerde. Im hydraulischen Modell werden die maximalen Zuflüsse von dort als konstante Zuflüsse angesetzt. Nach den zur Verfügung stehenden Daten der Drosselkalibrierung des Ruhrverbandes werden von diesen Anlagen 57 l/s bzw. 26 l/s weitergeleitet. Anhand der Messdaten, die der Ruhrverband in der Fremdwasseruntersuchung 2009 gewonnen hat, sowie der daran vorgenommenen Kalibrierung des Modells, muss jedoch vermutet werden, dass vom RÜB Wiblingwerde zumindest zeitweise deutlich mehr Wasser weitergeleitet wird. Dies ist vermutlich auf zeitweise erhöhten Wasserstand saugseitig des weiterleitenden Pumpwerks zurück zu führen, der zu einem erhöhten Förderstrom führt. Es werden daher für das RÜB Einsal 57 l/s und das RÜB Wiblingwerde 35 l/s als konstante Zuflüsse im Modell angesetzt.

4.6 Hochwasser der als Vorfluter dienenden Gewässer

Zur Beurteilung des Einflusses von Hochwässern auf das Entwässerungssystem stehen der Hochwasseraktionsplan Lenne sowie hydraulische Berechnungen für Nette und Rahmede zur Verfügung. Daraus wurden jeweils die zehnjährlichen Hochwasserstände entnommen, um die Gefahr des Eindringens von Hochwasser in das Entwässerungssystem zu beurteilen. Erkenntnisse bzgl. des Zusammentreffens von Hochwasser mit Starkregenereignissen liegen nicht vor, ein Abgleich historischer Aufzeichnungen ist nicht möglich, da keine ortsnah aufgezeichneten Niederschlagsdaten vorliegen. Deshalb wurden in den hydraulischen Berechnungen mittlere Gewässerwasserstände angesetzt und dies entsprechend bei der Beurteilung der Ergebnisse bzw. möglicher Gefährdungen berücksichtigt.



5. WASSERWIRTSCHAFTLICHE UNTERSUCHUNGEN

5.1 Anforderungen

Die europäische Norm EN 752 (2008) definiert neben weiteren funktionalen Anforderungen den ausreichenden Schutz vor Überflutung und den ausreichenden Schutz der Oberflächenvorfluter als die zentralen dimensionierungsrelevanten Kriterien für Entwässerungssysteme (Kap. 5.1 EN 752). Während der Schutz der Oberflächenvorfluter in erster Linie durch ausreichende Bemessung der Abwasserbehandlungsanlagen einschließlich der Niederschlagswasserbehandlungsanlagen und damit im Einzugsgebiet der Ruhr überwiegend vom Ruhrverband sichergestellt wird (außer Regenwasserbehandlung in Trenngebiet, Regelentsprechung kommunaler Entlastungsanlagen), obliegt der Schutz vor Überflutungen allein den abwasserbeseitigungspflichtigen Kommunen. Diese müssen sicherstellen, „dass das Leistungsvermögen [von Entwässerungssystemen] ausreichend ist, um Überflutungen auf national oder lokal festgelegte Häufigkeiten unter Beachtung der Rückstauenebene zu begrenzen.“ Dabei bezeichnet „Überflutung“ (DIN EN 752) einen Zustand, „bei dem Schmutzwasser und/oder Regenwasser aus einem Entwässerungssystem entweichen oder nicht in dieses eintreten können und entweder auf der Oberfläche verbleiben oder in Gebäude eindringen.“ Damit verbunden ist ein Schadenspotenzial.

Tabelle 3 — Empfohlene Häufigkeiten bei komplexen Bemessungsverfahren

Ort	Überflutungshäufigkeiten	
	Jährlichkeit (1-mal in „n“ Jahren)	Wahrscheinlichkeit für eine Überschreitung in 1 Jahr
Ländliche Gebiete	1 in 10	10 %
Wohngebiete	1 in 20	5 %
Stadtzentren, Industrie- und Gewerbegebiete	1 in 30	3 %
Unterirdische Bahnanlagen, Unterführungen	1 in 50	2 %

Tab. 16: Empfohlene Überflutungshäufigkeiten gemäß Tabelle 3, DIN EN 752

EN 752 lässt bei einfachen Entwässerungssystemen die Anwendung einfacher Bemessungsverfahren zu. „Bei Abflüssen aus größeren Erschließungen und Entwässerungssystemen, insbesondere wenn maßgebliche Schäden oder Risiken für die Gesundheit der Öffentlichkeit oder der Umwelt zu erwarten sind, sind [jedoch] zeitveränderliche Bemessungsregeln und computergestützte Modelle zur Abflusssimulation



einzusetzen.“ Dies ist hier der Fall. In Anhang E heißt es weiter: „Bei größeren wie auch bei kleineren Entwässerungssystemen, welche mit einem Abflusssimulationsmodell entworfen werden, sowie für größere Entwässerungssysteme, insbesondere wenn Schäden oder Gefährdungen der Gesundheit der Öffentlichkeit entstehen können, wird empfohlen, das Maß des Überflutungsschutzes direkt festzulegen. Die Kanalisation sollte zuerst, wie oben erwähnt, so ausgelegt werden, dass bei einem angemessenen Bemessungsregen keine Überlastung auftritt. Danach sollte der Abfluss mit einem Simulationsmodell nachgerechnet werden, um die Einhaltung der Überflutungshäufigkeit zu überprüfen. Der Entwurf ist dort anzupassen, wo der erforderliche Überflutungsschutz nicht erreicht wird. Anforderungen in nationalen oder lokalen Vorschriften oder der zuständigen Stelle an die Überflutungshäufigkeit sind einzuhalten. Werden keine Überflutungshäufigkeiten vorgegeben, sollten die Werte aus Tabelle 3 [EN 752] angewendet werden.“

Auf nationaler Ebene gilt das DWA-Arbeitsblatt A 118 als allgemein anerkannte Regel der Technik. Es führt die Überstauhäufigkeit anstelle von Bemessungsregen als Kriterium zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit von Kanalnetzen ein: „In Anlehnung an die Vorgaben in DIN EN 752-2 und vorbehaltlich der Festlegung anderer Werte durch die zuständige Stelle werden [in A 118] für den Nachweis der Überstauhäufigkeit bei Neuplanungen bzw. nach Sanierung die Werte nach Tabelle 3 [A 118] empfohlen (Bezugsniveau „Geländeoberkante“).

Ort	Überstauhäufigkeiten bei Neuplanung bzw. nach Sanierung (1-mal in „n“ Jahren)
ländliche Gebiete	1 in 2
Wohngebiete	1 in 3
Stadtzentren, Industrie- und Gewerbegebiete	seltener als 1 in 5
Unterirdische Verkehrsanlagen, Unterführungen	seltener als 1 in 10 ¹⁾
<small>¹⁾ Bei Unterführungen ist zu beachten, dass bei Überstau über Gelände i. d. R. unmittelbar eine Überflutung einhergeht, sofern nicht besondere örtliche Sicherungsmaßnahmen bestehen. Hier entsprechen sich Überstau- und Überflutungshäufigkeit mit dem in Tabelle 2 genannten Wert „1 in 50“!</small>	

Tab. 17: Empfohlene Überstauhäufigkeiten für den rechnerischen Nachweis bei Neuplanungen bzw. nach Sanierung (hier: Bezugsniveau Geländeoberkante) (DWA A 118, Tabelle 3)



Sowohl die Festlegung der für die (Mindest-)Leistungsfähigkeit des Kanalnetzes einzuhaltenden Überstauhäufigkeiten als auch die Festlegung der im Einzugsgebiet des Kanalnetzes einzuhaltenden Überflutungshäufigkeit erfolgt anhand der örtlichen Gegebenheiten, insbesondere dem Schutzanspruch, der sich in der Nutzung und dem Gefährdungspotenzial für die verschiedenen Schutzgüter im Einzugsgebiet begründet.

Wasserwirtschaftliche Anlagen jeder Art können nur auf Belastungen bestimmter Wiederkehrwahrscheinlichkeiten ausgelegt werden. Darüber hinausgehende Belastungen sind ab bestimmter Größe technisch oder mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand nicht bzw. örtlich begrenzt nicht beherrschbar. Über den Bemessungsfall hinaus muss deshalb gerade auch der Versagensfall der untersuchten Anlagen betrachtet werden: „Bei Ereignissen, bei denen die Bemessungsüberflutungshäufigkeit überschritten wird, muss der Planer unter Berücksichtigung der Überflutungshäufigkeiten und -folgen das Überflutungsrisiko beurteilen. Die Fließwege bei Überflutung sollten untersucht werden, um die Auswirkungen zu ermitteln und, wenn möglich, sollte die Planung geändert werden, um die Auswirkungen zu minimieren. Falls das Überflutungsrisiko dadurch nicht verringert werden kann, sollte die Bemessungshäufigkeit herabgesetzt werden.“ (Kap. 8.4.3.3 EN 752). Es muss also eine „Versagensfallbetrachtung“ erfolgen, in der insbesondere die Bewertung der Gefahr für Leib und Leben und für besonders schützenswerte Güter erfolgt und ggf. darauf reagiert wird. Es bietet sich an, diese nach einer Recherche besonders gefährdeter Bereiche und Güter in einem Zuge mit der Überflutungsprüfung vor Ort durchzuführen. Feste Größen oder Regeln für diese Betrachtung gibt es nicht. Die Einschätzung der Gefahren und der Verhältnismäßigkeit von Mitteln obliegt allein dem Planer bzw. Betreiber.

Neben der Leistungsfähigkeit der Kanäle ist das Entwässerungssystem auch hinsichtlich seiner sonstigen Funktion und Betriebssicherheit zu beurteilen. Dies gilt insbesondere für Sonderbauwerke. Dabei sind verschiedene Technische Regeln, insbesondere DWA-Arbeitsblätter, zugrunde zu legen. Hier sind insbesondere zu nennen A 111, A 112, A 116, A 134, A 138, A 153, A 166, in denen verschiedene einzuhaltende Kriterien für die unterschiedlichen Bauwerke aufgeführt sind. Auf diese wird bei den jeweiligen Bauwerkstypen näher eingegangen.

Als sonstige Funktion ist auch die Gewährleistung hygienisch unbedenklicher Verhältnisse zu betrachten. Auch diese erfordert die Einhaltung zulässiger Überstauhäufigkeiten, selbst wenn kein Gefährdungspotenzial hinsichtlich Überflutungsschäden besteht.



5.2 Methodik

DIN EN 752 empfiehlt: „Die Kanalisation sollte zuerst so ausgelegt werden, dass bei einem angemessenen Bemessungsregen keine Überlastung auftritt. Danach sollte der Abfluss mit einem Simulationsmodell nachgerechnet werden, um die Einhaltung der Überflutungshäufigkeit zu überprüfen. Der Entwurf ist dort anzupassen, wo der erforderliche Überflutungsschutz nicht erreicht wird.“ In Anlehnung daran wird nach Einführung der Überstauhäufigkeit anstelle des Bemessungsregens in A 118 konkretisiert: „Es wird empfohlen, im ersten Schritt den rechnerischen Nachweis nach der Zielgröße Überstauhäufigkeit zu führen und im zweiten Schritt den jeweils geforderten Überflutungsschutz unter Betrachtung der örtlichen Gegebenheiten zu prüfen und ggf. durch bauliche Maßnahmen sicherzustellen.“ Bauliche Maßnahmen sind dabei nicht zwingend Aufdimensionierungen von Kanalabschnitten. Auch Maßnahmen an der Oberfläche sind zulässig, wenn sie zuverlässig zur Verhütung von Überflutungen geeignet sind.

In der hier vorliegenden Generalentwässerungsplanung wird auf der Grundlage von EN 752 und A 118 konkret folgendes Vorgehen gewählt:

1. Klassifizierung des Einzugsgebietes hinsichtlich der Schutzbedürftigkeit anhand der örtlichen Gegebenheiten und Gefährdungspotenziale und Festlegung der damit verbundenen zulässigen Überstau- und Überflutungshäufigkeiten.
2. Ermittlung der zu erwartenden Überstauhäufigkeiten für das bestehende Netz (Istzustand) durch hydrodynamische Langzeit-Serien-Simulation mit einer Starkregen-Serie der Niederschlagsstation Iserlohn-Kesbern.
3. Ermittlung der überflutungsgefährdeten Bereiche des bestehenden Netzes durch Überrechnung mit Modellregen der Häufigkeit, die der zulässigen Überflutungshäufigkeit entspricht.
4. Überprüfung der bestehenden Sonderbauwerke auf ihre Regelentsprechung.
5. Ermittlung der zu erwartenden Überstauhäufigkeiten für das Netz nach abgeschlossener Gebietsentwicklung und beabsichtigten Veränderungen (Prognosezustand) durch hydrodynamische Langzeit-Serien-Simulation mit einer Starkregen-Serie der Niederschlagsstation Iserlohn-Kesbern.
6. Ermittlung der zukünftig überflutungsgefährdeten Bereiche des Netzes nach abgeschlossener Gebietsentwicklung und beabsichtigten Veränderungen (Prognosezustand) durch Überrechnung mit Modellregen der Häufigkeit, die der zulässigen Überflutungshäufigkeit entspricht.
7. Überprüfung der Regelentsprechung solcher Sonderbauwerke, bei denen sich Veränderungen im Prognosezustand ergeben.



8. Sanierungsplanung I: Entwicklung geeigneter Maßnahmen, um überall im Netz die zulässigen Überstauhäufigkeiten einzuhalten (Mindestleistungsfähigkeit).
9. Sanierungsplanung II: Überprüfung der bei Umsetzung der Sanierungsmaßnahmen verbleibenden Überstauvolumina hinsichtlich einer Überflutungsgefährdung durch Überrechnung mit Modellregen der Häufigkeit, die der zulässigen Überflutungshäufigkeit entspricht. Iterative Anpassung der Planung, bis ein ausreichender Überflutungsschutz gegeben ist.
10. Sanierungsplanung III: Entwicklung von Maßnahmen zur Anpassung der Sonderbauwerke an die a.a.R.d.T..
11. **Überstaunachweis:** Abschließender Nachweis der (Mindest-)Leistungsfähigkeit des Kanalnetzes durch hydrodynamische Langzeit-Serien-Simulation mit einer Starkregen-Serie und Ausweisung der dabei verbleibenden (zulässigen) Überstauhäufigkeiten.
12. **Überflutungsnachweis:** Ermittlung der bei Extremereignissen trotz Sanierung verbleibenden Überstauvolumina durch Überrechnung mit Modellregen der Häufigkeit, die der zulässigen Überflutungshäufigkeit entspricht, Nachweis des ausreichenden Überflutungsschutzes durch Protokollierung der Gefährdungseinschätzung (Unschädlichkeit der verbleibenden Austrittsvolumina) vor Ort.
13. **Risikobetrachtung:** Einschätzung möglicher Gefahren bei Versagen des Entwässerungssystems. Insbesondere Einschätzung der Gefährdung hoher Schutzgüter, wie Leib und Leben von Menschen oder von Einrichtungen, die für das Gemeinwohl oder die öffentliche Sicherheit von besonderer Bedeutung sind (Energieanlagen, Versorgungseinrichtungen etc.). Ggf. Einleitung von Maßnahmen des Objektschutzes, Meldung erkannter Gefahren an die Ordnungsbehörden.

Die Schritte 2 bis 4 verschaffen zunächst einen Überblick über die Defizite des bestehenden Systems und ggf. vorhandene Gefährdungen. Dies ist insbesondere für die Festlegung von Prioritäten der Sanierung von Bedeutung. Die Schritte 5 bis 7 zeigen auf, wie sich Regelentsprechung, Defizite und Gefährdungen mit der weiteren Entwicklung des Entwässerungssystems und seines Einzugsgebietes entwickeln werden. Es kann somit festgestellt werden, welche Voraussetzungen vor der Entwicklung geschaffen werden müssen. Die eigentliche Sanierungsplanung in den Schritten 8 bis 10 erfolgt iterativ. Der Erfolg der Planung wird abschließend in zwei Stufen nachgewiesen (Einhaltung zulässiger Überstauhäufigkeiten = ausreichende Bemessung, Unschädlichkeit verbleibender Austrittsvolumina = ausreichender Überflutungsschutz) und die trotz ausreichender Bemessung und ausreichendem Überflutungsschutz verbleibenden Risiken eingeschätzt und ggf. darauf reagiert (13).



5.3 Klassifizierung des Einzugsgebietes

Gemäß DWA A 118 gilt:

Die Anforderungen an den Überflutungsschutz sind in Abhängigkeit von der jeweiligen Örtlichkeit zu wählen. Dabei ist zunächst zu differenzieren nach:

- Art der baulichen Nutzung (ländliche Gebiete, Wohngebiete, Stadtzentren, Industrie- und Gewerbegebiete)
- und besonderen zu entwässernden Einrichtungen (z.B. unterirdische Verkehrsanlagen, Unterführungen).

Daneben sind:

- die örtlichen Gegebenheiten,
- das Niederschlagsgeschehen,
- die örtlich unterschiedliche Gefährdung bei auftretender Überlastung des Entwässerungssystems,
- die topographische Lage des Gebietes (Berg oder Hanglage, Tiefpunkt, Nähe zum Gewässer),
- Vorflutsituation,
- Hochwassergefährdung des Gewässers und
- Ableitungsmöglichkeiten im Straßenraum bzw. über unbebautes Gelände
- sowie das jeweilige Schadenspotenzial

zu berücksichtigen

Anhand der vorstehend genannten Kriterien erfolgt eine räumlich differenzierte Festlegung der Schutzbedürftigkeit und damit der in Kap. 5.1 aufgeführten Anforderungen gemäß EN 752 für das hier betrachtete Einzugsgebiet der Stadt Altena:

In flächigen Bereichen des Einzugsgebietes herrscht Wohnbebauung vor. Industrie und-Gewerbeansiedlungen konzentrieren sich auf die Tallogen der Gewässer. Dabei ist die Besonderheit zu beachten, dass der überwiegende Teil der Industrieansiedlungen nur Schmutzwasser in die öffentliche Abwasseranlage einleitet. Die Niederschlagswasserableitung erfolgt in der Regel durch werkseigene Kanalisationssysteme mit eigenen Einleitungen in die Gewässer. Damit wird auch der Überflutungsschutz für diese Flächen überwiegend von den Betrieben selbst sichergestellt. Bedeutendste Ausnahme davon ist das Industriegebiet im Ortsteil Linscheid. Ausgeprägte Zentrumslagen oder Konzentrationen hochwertiger baulicher Anlagen gibt es im Einzugsgebiet nicht. Auch besondere zu entwässernde Einrichtungen, wie z.B. Unterführungen, sind nicht vorhanden.



Die relevanten Starkregenereignisse treten aufgrund der weitläufigen Anlage des Gemeindegebietes und der zerklüfteten Topographie sehr kleinräumig auf. In allen Tallagen verlaufen Gewässer. Deren Abflüsse sind aufgrund einer Vielzahl von (privaten) Niederschlagswassereinleitungen zum Teil urban geprägt, Hochwässer treten also ggf. gemeinsam mit Spitzenabflüssen in der Kanalisation auf. Ein ausreichender Hochwasserschutz an den Gewässern ist zum Teil fraglich.

Bereiche mit besonderem Schadenspotenzial werden nicht gesehen.

In Würdigung der aufgezählten Aspekte wird für den überwiegenden Teil des Einzugsgebietes der Schutzanspruch für Wohngebiete als maßgeblich festgesetzt. Einzig für das Industriegebiet in Linscheid wird ein höherer Schutzanspruch gesehen. Damit ist im Zuge der Sanierungsplanung für das Entwässerungssystem im gesamten Stadtgebiet die Unterschreitung einer Überstauhäufigkeit von $n = 0,33$ (einmal in drei Jahren) und einer Überflutungshäufigkeit von $n = 0,05$ (einmal in zwanzig Jahren) sicher zu stellen. Für das Industriegebiet Linscheid sind diese Anforderungen auf eine Überstauhäufigkeit von $n = 0,2$ (einmal in fünf Jahren) bzw. eine Überflutungshäufigkeit von $n = 0,033$ (einmal in dreißig Jahren) zu verschärfen.

Der Hochwassergefährdung im Bereich der Gewässer wird bei der Planung Rechnung getragen, soweit dies notwendig erscheint. Eine Verschärfung der Anforderungen für das Entwässerungssystem erscheint dagegen nicht angemessen.

5.4 Modelltechnische Abbildung des Entwässerungssystems

Das Entwässerungssystem wurde haltungsscharf mit seiner tatsächlichen Geometrie im hydrodynamischen Kanalnetzmodell abgebildet. Es wurde grundsätzlich eine betriebliche Rauheit von $k_b = 1,0$ mm angesetzt, darüber hinaus werden Einzelverluste an den Schächten in Abhängigkeit der Winkel von Zu- und Abflüssen vom Modell berücksichtigt. In Einzelfällen wurden geringere Rauheiten angesetzt, wenn Kanäle reine Transportfunktion ohne Zuflüsse haben oder etwa bei Drosselstrecken.

Auch die Sonderbauwerke werden in der Regel mit ihren tatsächlichen Abmessungen abgebildet (sie müssen deshalb nicht etwa mit mehreren fiktiven Schächten für Zulauf und Abläufe idealisiert werden). Die koordinatengetreue Lage der angeschlossenen Haltungen wird über „Rohranschlusspunkte“, die im Modell verwaltet werden können, berücksichtigt.



Entlastungswehre werden mit ihren tatsächlichen Längen und Höhenlagen berücksichtigt, die Überfallbeiwerte werden individuell anhand der tatsächlichen Ausbildung der Wehrkrone, die vor Ort festgestellt wurde, angesetzt.

Für Drosselgeräte wurden feste Abflusswerte angesetzt. Diese stammen bei den Regenwasserbehandlungsanlagen des Ruhrverbandes aus einer von dessen Seite durchgeführten Drosselkalibrierung, bei städtischen Bauwerken aus den Angaben der Hersteller. Drosselblenden und Schieber werden als solche im Modell abgebildet und realitätsnah in Abhängigkeit der zeitlich veränderlichen hydraulischen Verhältnisse berechnet.

Problematisch ist die Abbildung von Springüberläufen. Hierfür bietet das Modell keine spezielle Berechnungsoption an. Die vorhandenen Springüberläufe (Südstraße und Linscheid) wurden deshalb als „Normalschächte“ mit zwei übereinander abgehenden Rohrleitungen gerechnet. Durch die parallel durchgeführte detaillierte Bauwerkshydraulik kann die Güte der so erzielten Berechnungsergebnisse sehr gut überprüft werden. Die Abweichungen sind vergleichsweise gering, was aber in beiden Fällen auch darauf zurück zu führen ist, dass die Kapazitätsgrenze der weiterführenden Rohrleitung jeweils erreicht wird.

Um den hydraulisch ungünstigsten Fall abzubilden, wurden Schmutzwasserpumpwerke mit ihrem maximalen Förderstrom angesetzt. Die Zuflüsse aus Drucknetzen wurden mit dem maximalen Schmutzwasserabfluss der angeschlossenen Einwohner bzw. Betriebe berücksichtigt. Bei dem einzigen vorhandenen Mischwasserpumpwerk wurde der maximale Förderstrom als ungünstigster Fall angesetzt, da die druckseitigen Verhältnisse maßgeblich sind. Oberhalb kann kein Überstau vom Pumpwerk ausgehen, da eine Entlastungsanlage vorgeschaltet ist.

Düker wurden als Haltungen abgebildet, Überlaufschwelle in den Häuptern als Wehre. Bei den Dükerleitungen wurden vorhandene Knicke zum Teil vernachlässigt und durch eine erhöhte Rauheit berücksichtigt.

5.5 Untersuchung des Ist-Zustandes

5.5.1 Definition des Ist-Zustandes

Der in der vorliegenden Untersuchung mit „Istzustand“ bezeichnete Systemzustand spiegelt folgende Verhältnisse wider:



Geometrie des Kanalnetzes	Bestand und Erkenntnisstand AWW Altena 01.01.2012
Angeschlossene befestigte Flächen	Erkenntnisstand AWW Altena 31.12.2010
Einwohner	Städt. Einwohnerstatistik 2010
Gewerbliche Abflüsse	Verbrauchsstatistik StW Altena 2010
Fremdwasser	RV Untersuchung 2009
Außengebiete	Ersteinschätzung März 2012

Tab. 18: Definition des Istzustandes

5.5.2 Kalibrierung des Kanalnetzmodells

5.5.2.1 Messungen von Niederschlag und Abfluss

Zur Kalibrierung des Kanalnetzmodells standen die Messdaten von Niederschlag und Abfluss zur Verfügung, die der Ruhrverband im Rahmen des Projektes „Analyse der Fremdwassersituation und Erarbeitung von Handlungskonzepten im Einzugsgebiet der Ruhr, Projektphase 5: Untersuchung der Einzugsgebiete: KA Altena,...“ gewonnen bzw. aufbereitet hat. Rohdaten von Niederschlagsaufzeichnungen wurden teilweise von den Stadtwerken Altena zur Verfügung gestellt. Die Messkampagne fand vom 09. Januar bis zum 09. Juli 2009 statt.

Es standen die Aufzeichnungen von vier Niederschlagsschreibern zur Verfügung, die sich weit über das Stadtgebiet verteilten:

- Regenschreiber Kläranlage Altena (Stadtteil Pragpaul, Talsohle des Lennetals)
- Regenschreiber Filterwerk Stadtwerke Altena (südlich des Stadtteils Altroggenrahmede, hoch gelegen in der Quellregion des Rahmedezuflusses „Fuelbecke“)
- Regenschreiber Freibad Dahle (Stadtteil Dahle, in der Talsohle der obersten Nette)
- Regenschreiber Stadtwerke Altena (Stadtteil Mühlendorf, Talsohle des Lennetals).

Die im Untersuchungszeitraum gewonnenen Niederschlagsdaten weisen eine sehr geringe Eignung zur Kalibrierung hydrologischer Modelle auf. Obwohl die Summenlinien aller Stationen über den Halbjahreszeitraum einen durchaus ähnlichen Verlauf zeigen, ist die Ungleichmäßigkeit der Überregnung in den für eine Abflusssimulation relevanten



Zeitintervallen teilweise extrem. Zudem ist der Niederschlag mindestens in den Monaten Januar und Februar vermutlich überwiegend als Schnee gefallen. Auch im März muss davon ausgegangen werden, dass trotz positiver Temperaturen an der Klimastation (auf der Kläranlage im Lennetal) in den teils mehrere Hundert Meter höher gelegenen äußeren Stadtteilen Schnee gefallen ist und somit ein verzögerter Abfluss stattgefunden hat. Die Monate April bis Juni waren wiederum ausgesprochen trocken. Im gesamten Untersuchungszeitraum konnten nur sechs Niederschlagsereignisse isoliert werden, während derer an allen Stationen (mit tolerierbarer zeitlicher Varianz) Niederschlag aufgezeichnet wurde. Die Abweichungen in den summierten Niederschlagshöhen über die jeweils abgegrenzten Zeiträume zwischen allen vier Stationen lagen bei all diesen Ereignissen jeweils in der Größenordnung von 30 % bis 40 %. Zudem handelt es sich ausschließlich um Ereignisse mit sehr geringen mittleren und maximalen Intensitäten, selbst bei dem einzigen Ereignis mit großer Niederschlagshöhe.

Erste Berechnungen zeigten, dass keines der isolierten Ereignisse an irgendeiner Stelle des Kanalnetzes im Modell zu einer Entlastung führte. Dabei fielen die Unterschreitungen der Drosselabflüsse und die geringe Speicherausnutzung so deutlich aus, dass es auch unter Berücksichtigung möglicher Fehler und Abweichungen vermutlich während des gesamten Untersuchungszeitraumes an keiner Stelle des Netzes zu einer Entlastung gekommen sein dürfte.

Es muss daher klar zum Ausdruck gebracht werden, dass ein zielgenaues Ankalibrieren der mit dem aufgestellten Kanalnetzmodell simulierten Abflüsse an die gemessenen Abflüsse absolut unsinnig wäre. Zum einen ist bei den kleinen Niederschlagsereignissen der Einfluss der Anfangsverluste, deren Höhe bezogen auf das spezielle Einzelereignis nur schwer zutreffend festgesetzt werden kann, durchaus relevant. Zum anderen ist bei derart erkennbarer erheblicher ungleichmäßiger Überregnung auch die Anzahl von vier teilweise weit voneinander entfernt liegenden Niederschlagsschreibern bei weitem nicht ausreichend, um die tatsächlich zu erwartende Überregnung hinreichend genau nachzubilden.

Die Daten können allenfalls dazu dienen, Tendenzen zu erkennen und diese zu korrigieren.

Der Abfluss in dem hier betrachteten Kanalnetz wurde an insgesamt 16 Messstellen aufgezeichnet. An drei dieser Messstellen lagen jedoch für die abgegrenzten Niederschlagsereignisse keine Messdaten vor bzw. waren unplausibel.

Die Messstellen sind in dem Übersichtsplan „Entwässerungssystem“ (Blatt 002) dargestellt.



5.5.2.2 Vorgehen bei der Kalibrierung

Die Kalibrierung wird grundsätzlich in drei Schritten durchgeführt:

Zunächst erfolgt eine Abflusssimulation mit den abgegrenzten Niederschlagsereignissen als Eingangsdaten und dem Modell, so wie es auf der Grundlage von Standardparametern oder eigenen Einschätzungen aufgestellt wurde („Grundlauf“). Die berechneten Abflüsse werden mit den gemessenen Abflüssen verglichen, berechnete und simulierte Abflussvolumina werden je Messstelle und insgesamt über die Dauer der Niederschlagsereignisse bilanziert und die Abweichungen je Ereignis und im volumengewichteten Mittel aller Ereignisse festgestellt.

Im zweiten Schritt werden die Abflussbildungsparameter so lange variiert, bis eine zufriedenstellende Übereinstimmung im volumengewichteten Mittel der simulierten Volumina mit den gemessenen über alle Ereignisse erzielt wird.

Erst im dritten Schritt erfolgt eine Ankalibrierung der simulierten an die gemessenen Abflussganglinien in Abflussspitze und im Verlauf. Dazu werden die Abflusskonzentrationsparameter iterativ variiert. Ziel ist vornehmlich eine gute Übereinstimmung in der Spitze der Abflusswelle zu erzielen, jedoch nicht in ihrem absoluten Scheitelwert, sondern in ihrer Charakteristik. Erfahrungsgemäß führen auftretende Abflussspitzen erst in einer gewissen zeitlichen Ausdehnung zu relevanten Belastungen.

Im vorliegenden Fall wurden die Abflussbildungsparameter global für das ganze Netz variiert. Eine einzugsgebietsspezifische Variation wäre zwar grundsätzlich möglich gewesen, ist aber mit der verwendeten Software sehr aufwändig, da alle Einzelflächen zu bearbeiten wären. Die aufgrund der erzielten Messwerte sehr schlechten Voraussetzungen für eine Kalibrierung und der deshalb zu erwartende eher geringe Erfolg bzw. die großen zu erwartenden verbleibenden Unsicherheiten rechtfertigen einen solch großen Aufwand jedoch nicht.

5.5.2.3 Ergebnisse der Kalibrierung

Die Nachrechnung der oben beschriebenen Niederschlagsereignisse mit dem erstellten Kanalnetzmodell führt im Grundlauf zunächst zu folgenden Auffälligkeiten:

- Es gibt eine größere berechnete Unterschreitung des gemessenen Abflussvolumens an der Messstelle RÜ Knerling. Vermutlich wurde die Überleitungsmenge von



Wiblingwerde im Modell zu gering angesetzt. Die Überleitung erfolgt durch ein Pumpwerk, dessen Förderstrom in Abhängigkeit der saugseitigen Wasserspiegel variiert. Für das Modell wurde der Sollwert (Mindestwert) angesetzt.

- Eine ausgesprochen große berechnete Unterschreitung des gemessenen Abflussvolumens zeigt sich an der Messstelle Mühlenrahmede (MSt 7). Die große Abweichung von mehr als 50 % kann nicht erklärt werden. Der Volumenfehlbetrag findet sich folgerichtig auch in der unterhalb gelegenen Messstelle 8 Rahmedestraße und immer weiter abgeschwächt auch im weiteren Verlauf des Rahmede-Sammlers, womit ein Messgerätefehler unwahrscheinlich erscheint. Eine derart große Fehleinschätzung der angeschlossenen Flächen ist ausgeschlossen, da derart große Flächen, die den Fehlbetrag begründen könnten, gar nicht vorhanden sind.
- Eine relativ große berechnete Unterschreitung des gemessenen Abflussvolumens gibt es auch an der Messstelle Evingsen (MSt 13). Im Zeitraum der Messungen war an dem Kanalnetz oberhalb unglücklicherweise ein Bach wegen einer Baumaßnahme provisorisch angeschlossen. Dieser wurde zwischenzeitlich wieder abgeklemmt. Sein Abfluss wurde durch die Messung mit erfasst, ist jedoch im Kanalnetzmodell nicht abgebildet.
- Die Messstellen im Hauptsammler des Lennetals müssen mit großer Vorsicht behandelt werden. Die aufgrund Rückstau schwierigen Verhältnisse für Messungen und die Auswirkungen der stark ungleichmäßigen Überregnung lassen hier große Abweichungen von Messungen und Simulation erwarten. Die Berechnungen zeigen hier tatsächlich variierend je nach Zeitpunkt innerhalb der Ereignisse und unterschiedlich je nach Ereignis eine stark schwankende Qualität.
- Tendenziell verlaufen die berechneten Ganglinien des Abflusses an allen Messstellen gegenüber der Messung zu steil.

Insgesamt ergibt sich aus der Berechnung aller 6 berücksichtigten Regenereignisse ohne die Variation der Abflussbildungsparameter eine mittlere volumengewichtete Abweichung des simulierten zum gemessenen Abflussvolumen von -5,2%.

Um eine sichere Grundlage für die Dimensionierung und den Leistungsnachweis der Kanalisation zu erhalten wird es als notwendig erachtet, diesen Fehlbetrag durch die Anpassung der Abflussbildungsparameter zu verringern. Dabei bleibt die Messstelle Mühlenrahmede aufgrund ihrer Unplausibilität unbeachtet. Im Zuge der Kalibrierung wurden daher die Parameter wie folgt angepasst:



Befestigter Anteil Dachflächen: 95% → 99%
Befestigter Anteil Straßenflächen: 90% → 97%
Befestigter Anteil Pflasterflächen: 70% → 75%.

Diese Variation führt zu der in Tab. 19: zusammengefassten Volumenbilanz. Die Ergebnisse für die einzelnen Messstellen sind als Anlage 3.2 beigefügt.

Gesamtergebnis						
Regen	Abflussvolumina					Bemerkungen
	Messung	Grundlauf		Kalibrierung		
	[m ³]	[m ³]	Abweichung [%]	[m ³]	Abweichung [%]	
Σ / \emptyset	223636	212071	-5,17	218713	-2,20	volumengewichtet

Tab. 19: Gesamtergebnis der Volumenbilanz nach Variation der Abflussbildungsparameter

Um eine bessere Übereinstimmung im Verlauf der Ganmlinien, insbesondere der Charakteristik der Spitze, zwischen Messung und Simulation zu erzielen, wurden die Parameter der Abflusskonzentration gegenüber den im Modell DYNA implementierten Standardwerten ebenfalls verändert. Nach iterativer Berechnung wurden folgende Einstellungen gewählt, die zu einer guten Übereinstimmung sowohl der Abflussspitzen als auch der Ganmlinien führten:

Fließlänge Oberflächenabfluss Dächer (Entfernung Flächenschwerpkt): 100% → 150%.
Geschwindigkeitsbeiwert Oberflächenabfluss (KSt): 70 → 20
Neigung der Dachflächen: individuelle Werte → 2 %

Als Fazit der zum Zwecke der Modellkalibrierung durchgeführten Berechnungen kann gezogen werden:

- Das eingesetzte stadthydrologische Modell bietet eingeschränkte Möglichkeiten zur Kalibrierung, insbesondere bei Abbildung eines derart weitläufigen und extrem inhomogenen Entwässerungssystems/Einzugsgebietes.
- Die vorliegenden Messdaten bieten sehr eingeschränkte Möglichkeiten zur Kalibrierung, insbesondere wegen der wenigen Niederschlagsereignisse mit geringen Intensitäten bei gleichzeitig extremer ungleichmäßiger Überregnung.
- Insgesamt wird das Ergebnis vor diesem Hintergrund trotz unterschiedlicher Qualität an den verschiedenen Messstellen als noch zufriedenstellend angesehen.



- Die Qualität der Übereinstimmung von simulierten mit gemessenen Abflüssen ist mit Ausnahme des Ortsteils Mühlenrahmede überall ausreichend gut, um aussagekräftige Ergebnisse hinsichtlich Leistungsnachweis und Dimensionierung der Anlagen zur Abwasserableitung zu erzielen.
- Es wird vermutet, dass der deutlich höher aufgestellte Niederschlagsschreiber an der Fuelbecke-Talsperre die Verhältnisse im Rahmedetal nicht zutreffend wiedergibt.
- In Abstimmung mit der BR Arnsberg war eine erneute Messung von Niederschlag und Abfluss im Bereich Mühlenrahmede parallel zur weiteren Planung durchzuführen.

5.5.2.4 *Nochmalige Messung im Ortsteil Mühlenrahmede*

Aufgrund der unerklärlichen Abweichungen zwischen den mit den Niederschlagsdaten der Station Fuelbecke simulierten Abflüssen und den an der Messstelle 7 gemessenen Abflüssen, wurde nochmals ein Durchflussmessgerät im Zulauf zum Regenüberlauf Mühlenrahmede eingebaut. Außerdem wurde ein Niederschlagsschreiber nur etwa 100m entfernt aufgestellt. Der Messzeitraum war vom 04. April bis zum 25. Mai 2012. Es konnten mehrere volumenstarke Ereignisse mittlerer Intensität und damit gut geeignete Niederschlags- und Abflussereignisse aufgezeichnet werden.

Die Simulation der Abflüsse mit dem wie oben beschrieben angepassten Model und den ortsnah aufgezeichneten Niederschlagsdaten führte zu einer ausgezeichneten Übereinstimmung mit den im Kanal gemessenen Abflüssen. Die Abweichungen in der Volumenbilanz lagen je nach Ereignis im Bereich von +/- 4 % und im volumengewichteten Mittel bei + 3 %, was für eine einzelne Messstelle als ausgezeichnet zu bewerten ist. Die Charakteristik der Abflusswellen kann ebenfalls sehr gut nachgebildet werden. Eine weitere Notwendigkeit zur Veränderung der wie oben beschrieben festgesetzten Parametersätze ergibt sich aus dieser zusätzlichen Messung nicht.

Das vorliegende, leicht angepasste Modell kann in Abstimmung mit der BR Arnsberg für sämtliche Leistungsnachweise und Planungen eingesetzt werden.

5.5.3 *Ergebnisse der hydraulischen Untersuchungen des Ist-Zustandes*

Die hydrodynamischen Kanalnetzrechnungen mittels Langzeit-Serien-Simulation zeigen, dass es nur wenige Bereiche im Einzugsgebiet gibt, in denen die zulässigen



Überstauhäufigkeiten überschritten werden und damit die Kanalisation nicht ausreichend dimensioniert ist. Einen erkennbaren Schwerpunkt bildet dabei der Ortsteil Evingen.

Die Niederschlagsserie enthält ein extremes Starkregenereignis, dass in weiten Teilen der Kanalisation zu einem rechnerischen Überstau führt. Die Belastung und Überlastung des Kanalnetzes ist dabei deutlich stärker als etwa bei einem zwanzigjährigen Modellregen. Dieses Ereignis kann daher unterstützend zur Einschätzung von Risiken herangezogen werden.

Die Berechnungen mit Modellregen der Häufigkeit $n = 0,05$ zeigen einige Bereiche auf, in denen bei derart starken und seltenen Ereignissen mit größeren Austrittsvolumina gerechnet werden muss. Diese Bereiche verteilen sich erwartungsgemäß über das gesamte Einzugsgebiet.

Nachfolgend werden die Ergebnisse der hydrodynamischen Berechnungen ortsteilweise kurz erläutert. Die Überstauhäufigkeiten und das rechnerische Überstauvolumen bei einem zwanzigjährigen Ereignis sind in den Übersichtsplänen „Überstauvolumen und –häufigkeiten“, Blätter 301 bis 310, dargestellt. Die Berechnungsergebnisse sind außerdem in Listenform in der Anlage 4 zu finden.

Pragpaul (Blatt 301):

Im gesamten Ortsteil gibt es keine Überschreitungen zulässiger Überstauhäufigkeiten. Das Kanalnetz ist damit in Gänze ausreichend dimensioniert. Mit größeren Austrittsvolumina bei selteneren Starkregenereignissen ist ebenfalls nicht zu rechnen.

Brachtenbeck (Blatt 301):

Es gibt keine Überschreitungen zulässiger Überstauhäufigkeiten und auch mit größeren Austrittsvolumina bei selteneren Starkregenereignissen ist nicht zu rechnen.

Knerling (Blatt 301):

Es gibt keine Überschreitungen zulässiger Überstauhäufigkeiten. Das Kanalnetz ist damit grundsätzlich ausreichend dimensioniert. Jedoch ist bei Starkregen mit größeren Austrittsvolumina im Bereich der Kreuzung Gustav-Selve-Straße / Friedrich-Ebert-Straße zu rechnen, von denen eine Gefährdung der unterhalb liegenden Bebauung ausgeht.

Tiergarten (Blatt 301):

Es gibt keine Überschreitungen zulässiger Überstauhäufigkeiten. Mit größeren Austrittsvolumina und mit einem davon möglicherweise ausgehenden Schadenspotenzial für



die Unterhalb liegende Bebauung muss jedoch in zwei Bereichen gerechnet werden, der Graf-Engelbert-Straße sowie der Graf-Adolf-Straße.

Linscheid (Blatt 302):

Im Ortsteil Linscheid werden die zulässigen Überstauhäufigkeiten im Bereich des nahe der Lenne gelegenen Industriegebietes deutlich überschritten. Betroffen ist vor allem der Hauptkanal vom SKO Linscheid zum Düker Linscheider Brücke. Dabei ist der Kanal selbst, ausgenommen der Abschnitt unmittelbar oberhalb des Dükers, grundsätzlich ausreichend leistungsfähig, um den Sollabfluss des SKO Linscheid und die weiteren Zuflüsse abzuführen. Maßgeblich verursacht wird der Überstau durch das hohe Rückstauniveau vom Hauptsammler mit seinen Dükern sowie dem tatsächlichen Abfluss des SKO Linscheid, der mit ca. 200 l/s beinahe den siebenfachen Sollwert erreicht.

Im Zulauf zum SKO befindet sich ein Schacht im Böschungsbereich zum Einschnitt des Hegenscheider Baches. Aufgrund der Höhenlage läuft dieser häufig über wirkt quasi als zusätzlicher Überlauf.

Mit großen Austrittsvolumina ist vornehmlich im Bereich des Industriegebietes zu rechnen. Die Berechnungsergebnisse werden durch Beobachtungen vor Ort gestützt.

Mühlendorf (Blatt 302):

An den Schächten des parallel zum Hauptsammler verlegten örtlichen Entwässerungskanals in der Linscheidstraße kommt es rechnerisch zu einer deutlichen Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeit. Aufgrund des hohen Rückstaulevels vom Hauptsammler wird die Leistungsfähigkeit des Kanals deutlich reduziert. Aufgrund des hier ausgeprägten relativen Geländetiefpunktes ist zudem mit größeren Austrittsvolumina zu rechnen.

Innenstadt (Altstadt / Freiheit bis Buchholz) (Blatt 303 und 307):

Zur Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten kommt es östlich der Lenne ausschließlich an Schächten des in der Lenneuferstraße verlegten Hauptsammlers sowie in dessen Nahbereich an unmittelbaren Zuläufen. Die hohe Belastung des Hauptsammlers und das damit verbundene Einstauniveau sind dafür verantwortlich. Die ebenfalls zu erwartenden großen Überstauvolumina bei seltenen Starkregenereignissen sind dort eher unkritisch zu sehen, da sie ohne Schadenspotenzial in die Lenne abfließen können. Weitere Bereiche mit relativ großen zu erwartenden Überstauvolumina bei seltenen Starkregenereignissen befinden sich insbesondere in Lennestraße und Freiheitsstraße.



Westlich der Lenne wird die zulässige Überstauhäufigkeit nur in der Brückenrampe zur Fritz-Berg-Brücke überschritten. In der Lüdenscheider Straße sind jedoch örtlich bei Starkregen größere Austrittsvolumina zu befürchten.

Nette / Nettetal (Blätter 303, 304, 307):

Im Nettetal zwischen Pleuger und Lenne treten keine Überschreitungen der zulässigen Überstauhäufigkeiten auf. Große Austrittsvolumina bei Starkregen sind unmittelbar im Übergang des Nettetals in das Lennetal zu befürchten, wo ein drastischer Gefällewechsel liegt. Diese Volumina können jedoch unschädlich zur Lenne ablaufen. Außerdem sind größere Volumina zu befürchten in der Nettestraße im Bereich der Einmündung des Kohlhagener Weges und im Übergang zur Bachstraße.

Die Überstaufreiheit des Nettetals ist ausschließlich auf das Vorhandensein der bereits in Kap. 3.3.3 genannten Überläufe zurückzuführen. Ein maßgeblicher Anteil der Abflüsse bei Starkregen wird durch diese auf den Bachlauf der Nette verlagert. Ob dieser jedoch zu diesen Zeiten in der Lage wäre, die zugeführten Abflüsse abzuleiten, steht zumindest bei Extremereignissen in Frage.

Nettenscheid (Blatt 304):

Im gesamten Ortsteil gibt es keine Überschreitungen zulässiger Überstauhäufigkeiten. Das Kanalnetz ist damit in Gänze ausreichend dimensioniert. Mit größeren Austrittsvolumina bei selteneren Starkregenereignissen ist ebenfalls nicht zu rechnen.

Evingen (Blatt 305):

Im Ortsteil Evingen wird die zulässige Überstauhäufigkeit in den Straßen „Auf dem Weithahn“, „Zur Roleye“, „Ihmerter Straße“, „Auf dem Sürenfeld“ und „Martin-Luther-Weg“ überschritten. In diesen Bereichen ist auch bei Starkregen mit entsprechend großen Austrittsvolumina zu rechnen. Darüber hinaus befinden sich Bereiche mit großen zu befürchtenden Austrittsvolumina bei Starkregen auch im Löttringser Weg und der Ebbergstraße.

Dahle (Blatt 306):

Im Ortsteil Dahle können die zulässigen Überstauhäufigkeiten an einzelnen Schächten in den Straßen „Hasenkampstraße“, „Kempenstraße“ und „Mühlenberg“ nicht eingehalten werden. In deren Umfeld ist auch mit großen Austrittsvolumina bei Starkregen zu rechnen. Ansonsten gibt es keine Bereiche mit ausgeprägten Überstauungen bei Starkregen.



Breitenhagen / Drescheider Berg (Blatt 308):

In diesem Ortsteil werden die zulässigen Überstauhäufigkeiten nur im Zu- und Ablauf des Regenüberlaufes Südstraße überschritten, wo oberhalb auch die größten Austrittsvolumina bei Starkregen zu erwarten sind. Ausgetretene Wassermassen haben hier in der Vergangenheit bereits zu einer Hangrutschung mit Zerstörung des in dem betroffenen Hang gelegenen Mischwasserkanals geführt. Weitere Bereiche mit ausgeprägten Überstauungen bei Starkregen gibt es nicht.

Rahmede / Mühlenrahmede (Blätter 308, 309, 310):

Es gibt keine Bereiche mit Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten. Ein einzelner Schacht mit großem Austrittsvolumen bei Starkregen findet sich im oberen Ardeyweg.

5.5.4 Funktion der Sonderbauwerke und Drucknetze im Istzustand

Die Sonderbauwerke des Kanalnetzes (Düker, Pumpwerke, Entlastungsanlagen) werden in dem hydrodynamischen Kanalnetzmodell mit all ihren Komponenten berücksichtigt und ggf. mit Hilfe von Ersatzelementen abgebildet. Dies gewährleistet, dass ihr Einfluss auf die Hydraulik des Gesamtsystems hinreichend genau nachgebildet werden kann. Ihre ausreichende Leistungsfähigkeit bzw. ihr Einfluss auf die Leistungsfähigkeit des Entwässerungssystems und den gegebenen Überflutungsschutz wird so realitätsnah ermittelt und im Zusammenhang nachgewiesen.

Darüber hinaus sind für einige Bauwerke Nachweise hinsichtlich ihrer Funktion und Konstruktion vornehmlich anhand des DWA-Regelwerkes zu erbringen. Dies gilt insbesondere für die Entlastungsanlagen. Nachfolgend werden die Ergebnisse der Untersuchung der städtischen Entlastungsanlagen (Regenüberläufe) erörtert. Untersuchung und Nachweis der Regenwasserbehandlungsanlagen obliegen dem Ruhrverband. Auf diese Anlagen wird hier nicht eingegangen.

Zur Untersuchung der Regelentsprechung der Regenüberläufe wird das Programm „Hydraulik-Expert 2.0“, das von der DWA vertrieben wird, verwendet. Die Eingabedaten und Berechnungsergebnisse finden sich im Einzelnen in der Anlage 5.1. Der Nachweisführung mit dieser Software liegt noch das DWA-Arbeitsblatt A 111 mit Stand 1994 zugrunde. Demgegenüber entfällt nach dem Arbeitsblatt A 111 von 2010 der Nachweis der Schwellenlänge anhand des Querschnittes des Zulaufkanals. An seine Stelle tritt der Nachweis der zulässigen Schwellenbelastung nach A166 für einen einjährigen Abfluss.



Außerdem entfällt die Einhaltung einer höchst zulässigen Schwellenhöhe (Kriterium 2) von 0,8 der Zulaufhöhe. Zusätzlich werden die erforderlichen Maße und Abstände einer ggf. vorh. Tauchwand überprüft. In den Ergebnislisten des Programms sind eingehaltene Kriterien mit einem Haken, nicht eingehaltene mit einem Kreuz gekennzeichnet. Nachfolgend werden die Ergebnisse mit Blick auf die Regelentsprechung bauwerksweise erörtert. Insbesondere wird auch auf Abweichungen eingegangen.

Die für die Untersuchung der meisten Kriterien nach DWA A128, A166 und A111 maßgeblichen einjährigen Abflüsse wurden der hydrodynamischen Kanalnetzrechnung mit einem einjährigen Modellregen entnommen. Gegenüber der statistischen Auswertung der Abflüsse einer Langzeit-Serien-Simulation liegt man damit erfahrungsgemäß auf der sicheren Seite. Die Trockenwetterabflüsse werden ebenfalls überwiegend dem Modell entnommen, jedoch mit den vorliegenden Messdaten abgeglichen. In Einzelfällen, dort wo die Abweichungen relevant sind, wird ggf. auf die Daten aus der Fremdwasser-Messkampagne des Ruhrverbandes zurück gegriffen. Dies wird im Einzelnen bei den Bauwerksnachweisen erläutert. Die kritischen Abflüsse (Q_{krit}) wurden ohne Fließzeitabminderung ermittelt. Die in der detaillierten Bauwerkshydraulik mit Hydraulik-Expert ermittelten Drosselabflüsse bei Entlastungsbeginn und bei Mischwasserzufluss ($n=1$) werden den maximal bei einem einjährigen Ereignis aufgetretenen weitergeleiteten Abflüssen aus dem hydrodynamischen Modell gegenübergestellt, um die Qualität der Modellabbildung beurteilen zu können. Durch Gegenüberstellung und Auswertung der Durchflüsse von Drosseln und Entlastungskanälen wird untersucht, ob auch bei den evtl. auftretenden rückgestauten Abflussverhältnissen während der Entlastung ständig mindestens der kritische Mischwasserabfluss weitergeleitet werden kann. Die Abflusskurven bei einem einjährigen Abfluss sind dazu ebenfalls in der Anlage beigefügt.

Anders als zunächst beabsichtigt, konnte seitens des Ruhrverbandes nicht zeitparallel zu der hier vorliegenden Planung eine Schmutzfrachtberechnung (im Rahmen der integralen Entwässerungsplanung) zur Verfügung gestellt werden. Aussagen zu Entlastungshäufigkeiten und Frachten sowie zum Mischverhältnis an den städtischen Entlastungsanlagen lagen daher nicht vor. Deshalb wurde vom Abwasserwerk der Stadt Altena eine einschätzende Schmutzfrachtberechnung auf der Grundlage des Kanalnetzmodells durch das Ingenieurbüro Tandler beauftragt. Auf deren Grundlage kann ausgesagt werden, dass an allen Bauwerken die Regeln der Technik eingehalten werden können und die geplanten Maßnahmen der Stadt Altena keine negativen Einflüsse auf das Entlastungsverhalten des Netzes haben. Die Nachweisführung für das gesamte System bleibt jedoch Sache des Ruhrverbandes.



Innerhalb der Untersuchungen der städtischen Entlastungsanlagen wird auch das Mischverhältnis ermittelt, obwohl dies üblicherweise ebenfalls im Zusammenhang mit der Schmutzfrachtberechnung erfolgt. Da aber ggf. Drosseleinstellungen zur hydraulischen Optimierung des Netzes verändert werden, ist die Auswirkung auf diesen Wert von Interesse. Dabei sei angemerkt, dass es sich bei dem hier untersuchten Kanalnetz um ein sehr stark fremdwasserbehaftetes Netz handelt. In solchen Fällen ist das Mischverhältnis nach ATV A 128 keine geeignete Kenngröße, um Aussagen hinsichtlich der Verschmutzung von Entlastungsabflüssen und ihrer Wirkung hinsichtlich eines ausreichenden Gewässerschutzes zu machen. Das Mischverhältnis nach A 128 ist auf den gesamten Trockenwetterabfluss bezogen und berücksichtigt dabei die verdünnende Wirkung des unverschmutzten Fremdwassers nicht. Seine zwingende Berücksichtigung ist daher in solchen Fällen weder zielführend noch gerechtfertigt. Dies wurde der Bezirksregierung Arnsberg bereits in einem gemeinsamen Termin mit dem Ruhrverband am 02.03.2010 ausführlich dargelegt. Der Besprechungsvermerk ist als Anlage beigefügt. Insbesondere bei bestehenden Netzen und inhomogener Verteilung des Fremdwasseraufkommens kann die Ausrichtung der Entlastungsanlagen am Mischverhältnis nach A 128 sogar kontraproduktiv für den Gewässerschutz sein. Während in stark fremdwasserbehafteten Einzugsgebietsteilen Mischwasser mit geringen Schmutzkonzentrationen weitergeleitet werden müsste, dürfte in schwach fremdwasserbelasteten Einzugsgebieten weit stärker verschmutztes Mischwasser entlastet werden. Auf die konkreten Verhältnisse wird ggf. bei den einzelnen Bauwerken eingegangen.

Die Kennwerte der städtischen Entlastungsanlagen sind im Überblick in der Anlage 5.1 zusammengestellt.

Neben der Freigefällekanalisation betreibt die Stadt Altena einige kleinere Drucknetze. Diese sind nicht Bestandteil des Kanalnetzmodells, in dem lediglich ihre Abflüsse als Zuflüsse berücksichtigt werden. Ihre ausreichende Leistungsfähigkeit wird durch Gegenüberstellung der Auslegung mit den tatsächlichen Anschlussdaten nachgewiesen. Die Unterlagen zu ihrer Auslegung sind als Anlage 5.7 beigefügt. Analog wird auch die Regelentsprechung der von der Stadt Altena betriebenen Versickerungsanlagen (Anlage 5.5) und Regenrückhaltebecken (Anlage 5.4) durch Gegenüberstellung von Auslegung und tatsächlicher Belastung untersucht.

Bei Dükern (Anlage 5.6), Pumpwerken (Anlage 5.3) und Versickerungsanlagen stehen neben der hydraulischen Leistungsfähigkeit Aspekte der Betriebssicherheit im Vordergrund. Zu deren Beurteilung stehen häufig nur qualitativ bewertbare Kriterien zur Verfügung. Es ist daher wichtig, hier die Betriebserfahrungen in die Bewertung einzubeziehen.



5.5.4.1 Regenüberlauf Mühlenrahmede

Es handelt sich um einen Regenüberlauf mit Streichwehr (einseitiger Überfall), und Drosselung durch einen feststehenden Schieber. Die abführende Rohrleitung hat keine drosselnde Funktion.

Abflüsse:

$$Q_{T,aM} = 8,8 \text{ l/s}$$

$$A_u = 6,75 \text{ ha}$$

$$Q_{krit, 15} = 110 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 953 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 229 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 256 \text{ l/s} / 209 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (229 - 8,8) / 8,8 = 25,2$$

Zulaufkanal:

Der Zulaufkanal wird durch die hoch liegende Schwelle bis in eine Entfernung von mehr als der 20-fachen Profilhöhe über Scheitel eingestaut. Damit wird rückgestauter Vollfüllungsabfluss erzwungen. Der Nachweis der Fließverhältnisse (Froudezahl) entfällt damit.

Überlauf:

Die Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss beträgt $(953-256)/5 = 139 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$. Die Schwelle ist ausreichend lang.

Alle Kriterien bzgl. der Schwellenhöhe werden eingehalten.

Die Oberkante der Schwelle (210,02) liegt geringfügig oberhalb von HW_2 (209,90). Die Hochwassersicherheit des Bauwerkes wird durch eine Rückstauklappe gewährleistet.

Die Mindestsohlhöhendifferenz für Q_t kann nicht eingehalten werden, da das Bauwerk in eine vorhandene Rohrleitung eingebaut werden musste. Dies ist ohne Einfluss auf das Entlastungsverhalten.

Tauchwand:

$$\text{Überfallhöhe (n=1):} \quad 0,18 \text{ m}$$

$$\text{Abstand zur Schwelle:} \quad 0,5 \text{ m} > 2 h_{\bar{u}}$$

$$\text{Eintauchtiefe:} \quad 0,3 \text{ m} > 1 h_{\bar{u}} ; < 2 h_{\bar{u}}$$

Alle Kriterien sind erfüllt.



Drossel:

Für die abführende Rohrleitung ist die Einhaltung von Kriterien für eine Drosselstrecke nicht erforderlich, da die Drosselung über einen Schieber erfolgt.

Bei der eingestellten Öffnungshöhe können 229 l/s entlastungsfrei abgeführt werden. Dies entspricht mehr als dem doppelten $Q_{\text{krit},15}$ (110 l/s). Rückstau auf die Drossel tritt nicht auf, da unmittelbar unterhalb ein Absturz liegt. In der hydrodynamischen Berechnung wurde mit einer konstanten Drosselweiterleitung von 209 l/s (bisheriger Sollwert) gerechnet. Es können jedoch auch größere Abflüsse überlastungsfrei weitergeleitet werden.

Die Öffnungshöhe des Schiebers beträgt trotz der deutlich erhöhten Weiterleitung mit 18 cm weniger als die empfohlene Mindestöffnungshöhe von 20 cm. Einer erhöhten Verlegungsgefahr wurde mit einer für Regenüberläufe ansonsten unüblichen Notumleitung begegnet.

Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.

Fazit:

Das Bauwerk entspricht den a.a.R.d.T. und ist ausreichend leistungsfähig. Zur Entlastung des weiterführenden Kanalnetzes soll die Drosseleinstellung verkleinert werden.

5.5.4.2 Regenüberlauf Südstraße

Es handelt sich um einen Springüberlauf. Die abführende Rohrleitung hat dabei keine drosselnde Funktion.

Abflüsse:

$$Q_{T,aM} = 3,6 \text{ l/s}$$

$$A_u = 6,57 \text{ ha}$$

$$Q_{\text{krit}, 15} = 102 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 799 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, \text{krit}} = 201 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 260 \text{ l/s} / 268 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$



Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (201 - 3,6) / 3,6 = 55,6$$

Zulaufkanal:

Im Zulaufkanal herrscht schießender Freispiegelabfluss.

Überlauf:

Die Länge der Bodenöffnung beträgt ca. 60 cm, ihre Breite 42 cm. Aus der Länge der Bodenöffnung ergäbe sich nach der Bemessungsformel für Springüberläufe ein kritischer Mischwasserabfluss (ohne Entlastung) von 201 l/s. Nach Gleichung (19), A 111 und den Teilfüllungstabellen ergibt sich daraus eine Wasserspiegelbreite am Absturzquerschnitt von 52,4 cm. Damit ist die vorhandene Öffnung deutlich zu schmal für die Weiterleitung dieses Abflusses. Der Überlauf ist auch nicht regelgerecht konstruiert. Der Zufluss wird mit einem Schwanenhals durch die „Bodenöffnung“ und den Schacht geführt. Ein Absturz findet nicht statt. Abb. 8: macht deutlich, dass es sich nicht um einen regelgerecht konstruierten Überlauf handelt.

Drossel:

Die abführende Rohrleitung hat (abgesehen von Druckabfluss) eine maximale Leistungsfähigkeit von 202 l/s. Vermutlich kann aber dieser Abfluss aufgrund des geringen Höhenunterschiedes zwischen Zulauf und Ablauf in Verbindung mit dem Schwanenhals nicht in die Rohrleitung eintreten. Wird der kritische Abfluss überschritten, findet Druckabfluss statt, die weiterführende Leitung wirkt dann rückstauend auf die Bodenöffnung. Eine regelgerechte Funktion des Überlaufes ist auch von daher nicht sichergestellt. Es fehlt die zwingend notwendige Belüftung.

Das Bauwerk ist insgesamt nicht regelkonform.

Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.

Fazit:

Das Bauwerk entspricht nicht den a.a.R.d.T. Es lässt sich mit den Ansätzen für Springüberläufe nicht zutreffend nachrechnen. Das Berechnungsergebnis ist daher nur von orientierendem Wert. Es besteht Sanierungsbedarf. Eine bessere Abstimmung auf die Gesamthydraulik des Netzes ist zudem angezeigt.



Abb. 8: Blick in den Regenüberlauf Südstraße

5.5.4.3 Regenüberlauf Rahmedestraße

Es handelt sich um einen Regenüberlauf mit Streichwehr (einseitiger Überfall), und Drosselung durch die abführende Rohrleitung.

Abflüsse:

$$Q_{T,aM} = 22,8 \text{ l/s}$$

$$A_u = 2,30 \text{ ha}$$

$$Q_{krit, 15} = 100 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 372 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 171 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 180 \text{ l/s} / 184 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$



Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (171 - 22,8) / 22,8 = 6,5$$

Zulaufkanal:

Die unmittelbar oberhalb liegende Haltung DN 800 ist ohne Gefälle verlegt. Sie ist jedoch nur 8,92 m lang. Der Nachweis der Fließverhältnisse im Zulaufkanal ist deshalb für die nächst höher gelegene Haltung zu führen. Das untere Ende der Haltung wird durch die Schwelle bis über Scheitel eingestaut. Damit wird dort rückgestauter Vollfüllungsabfluss erzwungen. Der Nachweis der Fließverhältnisse (Froudezahl) entfällt damit. Oberhalb des rückgestauten Bereiches liegt die Froudezahl nahe 1, der Fließzustand ist kritisch.

Überlauf:

Die Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss beträgt $(372-180)/4 = 48 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$ und ist damit ausgesprochen gering. Die Schwelle ist ausreichend lang.

Alle Kriterien bzgl. der Schwellenhöhe werden eingehalten.

Die Oberkante der Schwelle (158,34) liegt deutlich unterhalb des HW_{10} der Rahmede von ca. 158,85 müNN.

Die Mindestsohlhöhendifferenz für Q_T kann nicht eingehalten werden, da das Bauwerk in eine vorhandene Rohrleitung eingebaut wurde. Dies ist ohne Einfluss auf das Entlastungsverhalten.

Tauchwand:

Es ist keine Tauchwand vorhanden.

Drossel:

Die Drosselleitung ist steiler verlegt, als das Höchstgefälle nach A 111. Dies wird als geringer Mangel angesehen. Ansonsten entspricht sie den Vorgaben. Der kritische Abfluss wird zu jeder Zeit sicher weitergeleitet.

Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.

Fazit:

Das Bauwerk entspricht weitgehend den a.a.R.d.T. und ist ausreichend leistungsfähig. Zur Entlastung des weiterführenden Kanalnetzes sollte die Drosseleinstellung verkleinert werden. Aufgrund des kritischen Fließzustandes oberhalb des recht kurzen eingestauten



Bereiches des Zulaufes, sollte die Schwelle um wenige Zentimeter angehoben werden, um ein Oszillieren im Zulauf sicher zu verhindern. Das Netz ist oberhalb mehrfach vorentlastet. Es wird die Nachrüstung einer Lamellentauchwand für sinnvoll erachtet. Zum Schutz gegen das Eindringen von Bachwasser sollte eine Hochwassersicherung nachgerüstet werden. Das Mischverhältnis liegt mit 6,5 knapp unterhalb des in ATV A 128 geforderten Mindestwertes von 7. Dies ist zunächst auf das ungünstige Verhältnis von Trockenwetterabfluss zu Einzugsgebietsgröße bzw. daraus abgeleiteter Drosseleinstellung zurückzuführen, wie dies typisch bei Reihenschaltung von Entlastungsanlagen vorkommen kann. Ursächlich für den großen Trockenwetterabfluss ist hier aber ein ausgesprochen großer Fremdwasseranteil. Bei einem mittleren Schmutzwasserabfluss von ca. 4,2 l/s beträgt der Fremdwasserzuschlag bei einem Fremdwasserabfluss von ca. 18,7 l/s annähernd 450%. Das Mischverhältnis ist daher an dieser Stelle des Kanalnetzes ungeeignet, um die Verschmutzung des Entlastungsabflusses und seine Wirkung auf das Einleitungsgewässer zu beurteilen, da die verdünnende Wirkung des unverschmutzten Fremdwassers in der Berechnung nach A 128 unberücksichtigt bleibt. Aufgrund der großen Verdünnung durch Fremdwasser wird die Unterschreitung des Mindestmischverhältnisses hier völlig unkritisch gesehen.

5.5.4.4 Regenüberlauf Pumpwerk Winkelsen

Es handelt sich um einen Regenüberlauf mit Streichwehr (einseitiger Überfall), und Drosselung durch die abführende Rohrleitung bzw. den Förderstrom des folgenden Pumpwerkes, sobald dieser vom Zufluss überstiegen wird. Die Bauwerkshydraulik wurde deshalb mit freiem Abfluss und mit Rückstau vom Pumpwerk gerechnet. Eine Nachweisführung mit dem einjährigen Zufluss war nicht möglich, da dieser kleiner ist als der Drosselabfluss. Für die Berechnungen musste deshalb der Zufluss demgegenüber erhöht werden.

Abflüsse:

$$Q_{T,aM} = 0,05 \text{ l/s}$$

$$A_u = 0,11 \text{ ha}$$

$$Q_{krit, 15} = 2 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 16 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 33 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = - \text{ l/s} / 16 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$



Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (33 - 0,05) / 0,05 = 665$$

Zulaufkanal:

Der Zulaufkanal ist erheblich überdimensioniert (ehemals war ein deutlich größeres Einzugsgebiet geplant). Es herrscht strömender Abfluss.

Überlauf:

Die Schwellenoberkante liegt über Mindesthöhe.

Der Nachweis der Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss erübrigt sich, da keine Entlastung stattfindet. Das Bauwerk entlastet erst bei Zuflüssen mit Wiederkehrwahrscheinlichkeiten unterhalb von $n = 0,5$.

Die Oberkante der Schwelle (159,96) liegt knapp unterhalb des HW_{10} (ca. 160,10 müNN, interpoliert aus Hochwasseraktionsplan Lenne).

Die Mindestsohlhöhendifferenz für Q_T kann nicht eingehalten werden. Da aber auch ein Trockenwetterabfluss nur periodisch in geringer Höhe auftritt, ist diese Nachweisgröße hier nicht aussagekräftig. Die Ablagerungsfreiheit muss ohnehin durch regelmäßiges Spülen sichergestellt werden. Erhöhte Entlastungsfrachten können nicht auftreten, da nicht entlastet wird.

Tauchwand:

Es ist keine Tauchwand vorhanden.

Drossel:

Die Drosselleitung ist deutlich steiler verlegt, als das Höchstgefälle nach A 111, sie ist zu kurz, der Mindestdurchmesser von 200 mm wird mit 150 mm unterschritten. Es findet keine Selbstfüllung statt. Am Einlauf ist eine Einschnürung wie bei einem unterströmten Schütz zu erwarten und es herrscht schießender Abfluss in der Drossel, bis es zum Rückstau vom unterhalb liegenden Pumpwerk kommt. Sie wirkt nicht als Drossel. Die Weiterleitung wird vom Förderstrom des Pumpwerkes begrenzt, sobald der Pumpensumpf befüllt und die Drossel überstaut ist. Dieser beträgt ca. 22 l/s.

Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.



Fazit:

Das Bauwerk entspricht weitgehend den a.a.R.d.T. und ist ausreichend leistungsfähig. Es kann jedoch nicht als „normaler“ Regenüberlauf betrachtet werden. Die Zuflüsse sind so gering, dass eine Drosselung auf übliche Größen keinen Sinn macht.

5.5.4.5 Regenüberlauf Winkelsen Brücke

Es handelt sich um einen Regenüberlauf mit Streichwehr (einseitiger Überfall), und Drosselung durch die abführende Rohrleitung.

Die Entlastungsschwelle dieses Überlaufes liegt 2 cm unter dem Scheitel der Drosselleitung. Um eine Hydraulik vollständig für alle Bauwerksteile rechnen zu können, musste die Sohlhöhe der Drosselleitung innerhalb der Berechnungen gegenüber den tatsächlichen Verhältnissen um 3 cm nach unten abgeändert werden.

Abflüsse:

$$Q_{T,aM} = 0,13 \text{ l/s}$$

$$A_u = 0,44 \text{ ha}$$

$$Q_{krit, 15} = 7 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 58 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 25 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 32 \text{ l/s} / 43 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (25 - 0,13) / 0,13 = 185$$

Zulaufkanal:

Der Zulaufkanal ist erheblich überdimensioniert (ehemals war ein deutlich größeres Einzugsgebiet geplant). Es herrscht schießender Abfluss.

Überlauf:

Die Schwellenoberkante liegt unter Mindesthöhe.

Die Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss beträgt $(58-32)/2 = 8 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$ und ist damit sehr gering. Die Schwelle ist ausreichend lang.

Die Oberkante der Schwelle (162,64 müNN) liegt oberhalb des HW_{10} (160,53 müNN) der Lenne.



Die Mindestsohlhöhendifferenz für Q_T kann nicht eingehalten werden. Da aber auch ein Trockenwetterabfluss hier ebenfalls nur periodisch in geringer Höhe auftritt, ist diese Nachweisgröße ebenso nicht aussagekräftig. Die Ablagerungsfreiheit muss durch regelmäßiges Spülen sichergestellt werden.

Tauchwand:

Es ist keine Tauchwand vorhanden.

Drossel:

Die Drosselleitung ist deutlich steiler verlegt, als das Höchstgefälle nach A 111, sie ist zu kurz. Es findet keine Selbstfüllung statt. Am Einlauf ist eine Einschnürung wie bei einem unterströmten Schütz zu erwarten und es herrscht schießender Abfluss in der Drossel. Die Berechnungsergebnisse sind deshalb nur von orientierendem Wert.

Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.

Fazit:

Das Bauwerk entspricht nicht den a.a.R.d.T.. Es kann vergleichsweise einfach angepasst werden. Eine Drosselung auf übliche Größen macht aber auch hier aufgrund der sehr geringen Zuflüsse keinen Sinn.

5.5.4.6 Regenüberlauf Steinerne Brücke

Es handelt sich um einen Regenüberlauf mit Streichwehr (einseitiger Überfall), und Drosselung durch die abführende Rohrleitung.

Abflüsse:

$$Q_{T,aM} = 2,3 \text{ l/s}$$

$$A_u = 3,89 \text{ ha} \quad (\text{einschl. Winkelsen, da dort nicht wirksam gedrosselt wird})$$

$$Q_{\text{krit}, 15} = 84 \text{ l/s} \quad (\text{einschl. Winkelsen, da dort nicht wirksam gedrosselt wird})$$

$$Q_{n=1} = 438 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, \text{krit}} = 177 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 189 \text{ l/s} / 201 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$



Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (177 - 2,3) / 2,3 = 77$$

Zulaufkanal:

Das untere Ende der Zulauf-Haltung wird durch die Schwelle bis über Scheitel eingestaut. Damit wird dort rückgestauter Vollfüllungsabfluss erzwungen. Der Nachweis der Fließverhältnisse (Froudezahl) entfällt damit.

Überlauf:

Die Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss beträgt $(438-189)/3,25 = 77 \text{ l/s*m} < 300 \text{ l/s*m}$ und ist damit ausgesprochen gering. Die Schwelle ist ausreichend lang.

Alle Kriterien bzgl. der Schwellenhöhe werden eingehalten.

Die Oberkante der Schwelle (158,16 müNN) liegt deutlich unterhalb des HW_{10} der Lenne, das hier etwa bei 159,31 müNN liegt.

Alle weiteren Kriterien für das Bauwerk werden eingehalten.

Tauchwand:

Es ist keine Tauchwand vorhanden.

Drossel:

Die Drosselleitung führt mit 177 l/s mehr als den doppelten kritischen Mischwasserabfluss ab. Es werden alle Kriterien eingehalten.

Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.

Fazit:

Das Bauwerk entspricht weitgehend den a.a.R.d.T. und ist ausreichend leistungsfähig. Das Netz ist vorentlastet. Es wird die Nachrüstung einer Lamellentauchwand oder Kulissentauchwand für sinnvoll erachtet. Zur Sicherung gegen eindringendes Hochwasser sollte das Bauwerk technisch nachgerüstet werden. Die Drosselung ist nicht effektiv genug, um das unterhalb gelegene Netz wirkungsvoll zu entlasten.



5.5.4.7 Regenüberlauf Bahnhofstraße

Es handelt sich um einen Regenüberlauf mit Streichwehr (einseitiger Überfall), und Drosselung durch die abführende Rohrleitung.

Abflüsse:

$$Q_{T,aM} = 4,5 \text{ l/s}$$

$$A_u = 9,30 \text{ ha}$$

$$Q_{krit, 15} = 144 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 937 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 240 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 284 \text{ l/s} / 350 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (240 - 4,5) / 4,5 = 51,8$$

Zulaufkanal:

Im Zulaufkanal herrscht sicher Strömender Abfluss. Die Froudezahlen für die verschiedenen Abflüsse liegen weit unterhalb 0,75.

Überlauf:

Die Schwellenbelastung bei einjährl. Abfluss beträgt $(937-284)/4,54 = 144 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$.

Die Schwelle ist ausreichend lang.

Bzgl. der Mindesthöhe der Schwelle können nicht alle Kriterien eingehalten werden. Die Schwelle ist zu niedrig, um die Mindestüberdeckung der Drosselleitung zur Vermeidung von Lufteintrag zu gewährleisten.

Die Oberkante der Schwelle (154,24 müNN) liegt ca. 60 cm unter dem HW_{10} der Lenne (154,82 müNN).

Alle weiteren Kriterien für das Bauwerk werden eingehalten.

Tauchwand:

Es ist keine Tauchwand vorhanden.

Drossel:

Die Drosselleitung führt mit ca. 240 l/s bei Entlastungsbeginn deutlich mehr als den kritischen Mischwasserabfluss ab. Sie ist sehr kurz, die Mindestlänge nach A 111 ist nicht gegeben. Dies führt zu einer schlechten Trennschärfe und einer deutlichen Zunahme der Weiterleitung bei steigenden Zuflüssen.



Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.

Fazit:

Das Bauwerk entspricht nicht vollständig den a.a.R.d.T., ist aber mit verhältnismäßig geringem Aufwand anzupassen. Es ist ausreichend hydraulisch leistungsfähig. Die Schwelle muss um mindestens 16 cm erhöht werden. Maßnahmen zur Verbesserung der Hochwassersicherheit sind ebenfalls zu ergreifen.

5.5.4.8 Regenüberlauf Linscheid (Wixbergstraße)

Es handelt sich um einen Springüberlauf. Die abführende Rohrleitung hat dabei keine drosselnde Funktion.

Abflüsse:

$$Q_{T,aM} = 1,6 \text{ l/s}$$

$$A_u = 3,65 \text{ ha}$$

$$Q_{krit, 15} = 56 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 524 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 349 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 490 \text{ l/s} / 244 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (349 - 1,6) / 1,6 = 221$$

Zulaufkanal:

Bei einjährlichem Zufluss herrscht Druckabfluss im Zulaufkanal.

Überlauf:

Die Länge der Bodenöffnung beträgt 82 cm, ihre Breite ca. 46 cm. Aus der Länge der Bodenöffnung ergibt sich nach der Bemessungsformel für Springüberläufe ein kritischer Mischwasserabfluss (ohne Entlastung) von 349 l/s. Bei einjährlichem Zufluss stiege der durch die Bodenöffnung abstürzende Anteil des Gesamtabflusses auf 490 l/s an. Diese Abflüsse können nicht weitergeleitet werden (s.u.). Der Überlauf funktioniert nicht wie ein



Springüberlauf. Bei Bemessungsabfluss ist der Querschnitt des durchlaufenden Gerinnes mit DN 500 zu klein.

Der Überlauf liegt hochwasserfrei mehrere Meter über dem Wasserspiegel des Linscheider Baches.

Drossel:

Die abführende Rohrleitung hat (abgesehen von Druckabfluss) eine maximale Leistungsfähigkeit von 239 l/s. Das ist weit weniger, als durch die Bodenöffnung des Überlaufes zum Absturz käme. Es kann bei Überschreiten kein freier Absturz am Bauwerk mehr stattfinden, es findet Druckabfluss statt und die weiterführende Leitung wirkt dann rückstauend auf die Bodenöffnung. Eine regelgerechte Funktion des Überlaufes ist nicht mehr sichergestellt. Die Verhältnisse werden durch die hydrodynamische Kanalnetzrechnung, die einen Maximalabfluss vom Bauwerk von 244 l/s liefert, bestätigt.

Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.

Fazit:

Das Bauwerk entspricht nicht den a.a.R.d.T. Die Bodenöffnung ist zu groß, der Querschnitt von Zulauf und Überlauf für die Funktion eines Springüberlaufes zu klein. Eine Anpassung des vorhandenen Bauwerkes an die Regeln der Technik ist mit den vorhandenen Gegebenheiten nicht möglich. Eine bessere Abstimmung der weitergeleiteten Wassermenge auf die Gesamthydraulik des Netzes ist zudem angezeigt.

5.5.4.9 Regenüberlauf Knerling

Es handelt sich um einen Regenüberlauf mit einer in die Überfallkammer eingehängten Rinne und beidseitigem Überfall. Die Drosselung erfolgt durch eine schwimmergesteuerte mechanische Drosseleinrichtung (Hydroslide). Die abführende Rohrleitung hat keine drosselnde Funktion.

Abflüsse:

$$Q_{T,aM} = 13,0 \text{ l/s}$$

$$A_u = 10,54 \text{ ha}$$

$$Q_{krit, 15} = 200 \text{ l/s}$$



$$Q_{n=1} = 1527 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, \text{krit}} = 366 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 366 \text{ l/s} / 366 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, \text{krit}} - Q_{T, aM}) / Q_{T, aM} = (366 - 13,0) / 13,0 = 53$$

Zulaufkanal:

Der Zulaufkanal ist nur ca. 12,30 m lang und damit deutlich kürzer als die zwanzigfache Profilhöhe. Oberhalb befindet sich ein Absturzbauwerk, in das zwei Zuflüsse einmünden. Die iterative Berechnung der Hydraulik führt für den einjährigen Zufluss zu keinem sinnvollen Ergebnis. Es wurden hilfsweise Berechnungen mit geringeren Abflüssen durchgeführt. Diese zeigen, dass extrem turbulente Verhältnisse im schießenden Bereich vorliegen. Die Zulaufsituation ist weder regelgerecht noch in dieser Form akzeptabel.

Überlauf:

Die Schwellenbelastung bei einjährl. Abfluss beträgt $(1527-366)/11 = 106 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$.

Die Schwelle ist ausreichend lang.

Alle Kriterien bzgl. der Schwellenhöhe werden eingehalten.

Die Oberkante der Schwelle (154,00 müNN) liegt absolut hochwasserfrei.

Die Mindestsohlhöhendifferenz für Q_t kann nicht eingehalten werden. Dies ist ohne Einfluss auf das Entlastungsverhalten.

Tauchwand:

Es sind keine Tauchwände vorhanden.

Drossel:

Für die abführende Rohrleitung ist die Einhaltung von Kriterien für eine Drosselstrecke nicht erforderlich, da die Drosselung über ein Drosselorgan erfolgt. Sie ist ausreichend leistungsfähig.

Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.



Fazit:

Das Bauwerk entspricht nicht vollständig den a.a.R.d.T.. Das Bauwerk selbst ist mit verhältnismäßig geringem Aufwand anzupassen. Die Zulaufsituation kann aufgrund der gegebenen Zwangspunkte nicht verändert werden. Der Zulauf sollte deshalb sehr hoch eingestaut werden, so dass rückgestauter Vollfüllungsabfluss erzwungen wird und auch das oberhalb gelegene Vereinigungsbauwerk eingestaut ist. Zudem kann die Nachrüstung von Lamellentauchwänden den Stoffrückhalt ggf. verbessern.

5.5.4.10 Überlaufschächte Nettetal

Entlang des Nette-Sammlers zwischen SKU Westiger Straße und dem Lennetal verlaufen abschnittsweise Regenwasserkanäle mit Einleitung in die Nette parallel zu dem durchgängig verlegten Mischwasserkanal. Misch- und Regenwasserkanäle haben insgesamt 46 gemeinsame Schachtbauwerke, in denen Mischwasserseite und Regenwasserseite nur durch eine Überlaufschwelle getrennt sind. Dabei handelt es sich i.d.R. um gemauerte Schächte, die der Örtlichkeit angepasst sind. Misch- und Regenwasserkanal weisen unterschiedliche Höhendifferenzen auf, häufig liegt der Regenwasserkanal deutlich höher. Die Schwellenlängen liegen überwiegend bei 1,0 m bis 1,2 m. Eine Beeinflussung des Abflusses, etwa Drosseln, gibt es nicht. Die Überläufe werden allein durch mangelnde Leistungsfähigkeiten von Haltungen bzw. durch Rückstau ausgelöst.

Das Überlaufverhalten an den Bauwerken wurde mit Modellregen der Häufigkeiten $n=1$ bis $n=0,2$ untersucht. Es gibt Abschlüge in die eine wie die andere Richtung. An wenigen Bauwerken läuft Regenwasser in den Mischwasserkanal über. An einzelnen Bauwerken kommt es je nach Stärke des Niederschlagsereignisses zu wechselndem Überlauf in die eine oder andere Richtung. In überwiegender Zahl und Größe kommt es jedoch zum Abschlag von Mischwasser in die Regenwasserkanäle und damit in die Nette. Die Abschlüge von Niederschlagswasser aus den Regenwasserkanälen in den Mischwasserkanal wirken erhöhend auf die jeweils unterhalb auftretenden Mischwasserabschlüge.

Bei einem einjährlichen Niederschlagsereignis laufen an vier Bauwerken insgesamt ca. 140 l/s Niederschlagswasser in die Mischkanalisation. Demgegenüber steht ein Mischwasserüberlauf in die Regenwasserkanäle von in der Summe ca. 400 l/s an acht Bauwerken. Bei einem fünfjährlichen Ereignis erhöht sich der Mischwasserüberlauf auf insgesamt ca. 2060 l/s an 17 Bauwerken. Der Überlauf von Niederschlagswasser in die Mischkanalisation verringert sich hingegen auf ca. 100 l/s an nur noch drei Bauwerken. An



25 Bauwerken kommt es bei keinem der gewählten Belastungsereignissen zu einem Überlauf. Eine Aufstellung der auftretenden Überläufe findet sich in Anlage 5.2.

Die Überläufe und damit auch die Regenwassereinleitungen in die Netze sind nicht regelkonform.

5.5.4.11 Schmutzwasserpumpwerk Brinkweg

Die Pumpstation „Brinkweg“ dient zur Weiterleitung des Schmutzwassers von ca. 23 Einwohnern der Häuser „Brinkweg“ Nr.: 15 bis 27. Das Schmutzwasser wird über eine 106 m lange Druckleitung DN 100 in den Schacht-Nr. 80240030 der Mischwasserkanalisation gepumpt. Die Pumpstation befindet sich neben „Brinkweg“ Haus-Nr.: 19 und ist eingezäunt. Es handelt sich um eine vorkonfektionierte Fertigteil-Pumpstation DN 1000 mit 2 Tauchmotorpumpen der Firma KSB. Die Pumpen fördern einzeln und im Wechsel. Bei Ausfall einer Pumpe besteht somit volle Redundanz und der weitere Betrieb bis zur Instandsetzung ist sichergestellt. Die Druckrohrleitung verläuft kontinuierlich ansteigend.

Das Pumpwerk wird als ausreichend leistungsfähig und betriebssicher eingeschätzt:

Bei den gegebenen Verhältnissen wird sich bei maximaler geodätischer Förderhöhe ein Förderstrom von ca. 3,7 l/s bei einer manometrischen Förderhöhe von 9,5 m einstellen. Die erforderliche Motorleistung beträgt ca. 1,2 KW. Die eingesetzten Antriebsmotoren haben eine Leistungsabgabe von ca. 2,1 KW. Damit steht eine Leistungsreserve von fast 50 % zur Verfügung, wie dies in ATV-DVWK-A134 empfohlen wird.

Die zulässigen Schaltzahlen werden weit unterschritten.

Die Fließgeschwindigkeit in der Druckrohrleitung ist ausreichend hoch, um Ablagerungen vorzubeugen.

Allerdings ist die Verweildauer in der Druckrohrleitung sehr groß und die Fließgeschwindigkeit in der Druckrohrleitung ist nicht groß genug, um der Bildung von Sielhäuten ausreichend vorzubeugen. Es muss mit H₂S-Bildung gerechnet werden, was Korrosionsprobleme auslösen kann. Diesem ist durch geeignete Maßnahmen vorzubeugen.

Das Pumpwerk wird seit Jahren ohne nennenswerte Betriebsstörungen betrieben.



5.5.4.12 Schmutzwasserpumpwerk Großendrehscheid

Das Schmutzwasserpumpwerk „Großendrehscheid“ dient zur Weiterleitung des Schmutzwassers von ca. 35 Einwohnern des südlichen Teils des Ortsteils Großendrehscheid, Häuser Nr.: 7 bis 19. Das Schmutzwasser wird über eine 220 m lange Druckleitung DN 75 in den Schacht-Nr. 85250050 des zur Mischwasserkanalisation im Ortsteil Mühlenrahmede führenden Schmutzwasserkanals gepumpt. Das Pumpwerk befindet sich neben „Großendrehscheid“ Haus-Nr.: 13a und ist eingezäunt. Es handelt sich um eine vorkonfektionierte Fertigteil-Pumpstation DN 1500 mit 2 Tauchmotorpumpen der Firma Jung. Die Pumpen fördern einzeln und im Wechsel. Bei Ausfall einer Pumpe besteht somit volle Redundanz und der weitere Betrieb bis zur Instandsetzung ist sichergestellt. Die Druckrohrleitung verläuft kontinuierlich ansteigend.

Das Pumpwerk wird mit Einschränkungen als ausreichend leistungsfähig und betriebssicher eingeschätzt:

Bei den gegebenen Verhältnissen wird sich bei maximaler geodätischer Förderhöhe ein Förderstrom von ca. 3,7 l/s bis 3,8 l/s bei einer manometrischen Förderhöhe von ca. 22 m bis 24 m einstellen. Die erforderliche Motorleistung beträgt ca. 2,8 KW. Die eingesetzten Antriebsmotoren haben eine Leistungsabgabe von ca. 3,1 KW. Damit steht eine Leistungsreserve von ca. 50 %, wie dies in ATV-DVWK-A134 empfohlen wird, nicht zur Verfügung.

Die zulässigen Schaltzahlen werden weit unterschritten.

Die Fließgeschwindigkeit in der Druckrohrleitung ist ausreichend hoch, um Ablagerungen vorzubeugen.

Allerdings ist die Verweildauer in der Druckrohrleitung sehr groß und die Fließgeschwindigkeit in der Druckrohrleitung ist nicht groß genug, um der Bildung von Sielhäuten ausreichend vorzubeugen. Es muss mit H₂S-Bildung gerechnet werden, was Korrosionsprobleme auslösen kann. Diesen ist durch geeignete Maßnahmen vorzubeugen.

Das Pumpwerk wird seit Jahren ohne nennenswerte Betriebsstörungen betrieben. Es wird dennoch empfohlen, im Vorfeld einer anstehenden Ertüchtigung der Anlage den Bestand detaillierter aufzunehmen und die Auslegung insbesondere der Antriebsmotoren zu hinterfragen. Ggf. sollten stärkere Motoren eingesetzt werden.



5.5.4.13 Mischwasserpumpwerk Winkelsen

Das Mischwasserpumpwerk „Winkelsen“ dient zur Weiterleitung des Schmutzwassers von ca. 40 Einwohnern der Siedlung Winkelsen, Häuser Nr.: 1 bis 10 und des Niederschlagsabflusses von ca. 0,11 ha befestigter Fläche. Das Mischwasser wird über eine 159 m lange Druckleitung DN_i 114 in den Schacht-Nr. 60430010 der Mischwasserkanalisation gepumpt. Das Pumpwerk befindet sich am Ende der Straße „Winkelsen“ in der Straßenfläche. Es handelt sich um eine vorkonfektionierte Fertigteil-Pumpstation DN 1500 mit 2 Tauchmotorpumpen der Firma Jung. Die Pumpen fördern einzeln und im Wechsel. Bei Ausfall einer Pumpe besteht somit volle Redundanz und der weitere Betrieb bis zur Instandsetzung ist sichergestellt.

Das Pumpwerk wird mit Einschränkungen als ausreichend leistungsfähig und betriebssicher eingeschätzt:

Bei den gegebenen Verhältnissen wird sich bei maximaler geodätischer Förderhöhe ein Förderstrom von ca. 25 l/s bis 26 l/s bei einer manometrischen Förderhöhe von ca. 20,5 m bis 21 m einstellen. Die erforderliche Motorleistung beträgt ca. 8,8 KW. Die eingesetzten Antriebsmotoren haben eine Leistungsabgabe von ca. 9,2 KW. Damit steht eine Leistungsreserve von ca. 25 %, wie dies in ATV-DVWK-A134 empfohlen wird, nicht zur Verfügung.

Die zulässigen Schaltzahlen werden weit unterschritten.

Die Fließgeschwindigkeit in der Druckrohrleitung ist ausreichend hoch, um Ablagerungen und der Bildung von Sielhäuten vorzubeugen.

Allerdings ist die Verweildauer in der Druckrohrleitung sehr. Es muss mit H₂S-Bildung gerechnet werden, was Korrosionsprobleme auslösen kann. Diesen ist durch geeignete Maßnahmen vorzubeugen.

Das Pumpwerk wird seit Jahren ohne nennenswerte Betriebsstörungen betrieben. Es wird dennoch empfohlen, im Vorfeld einer anstehenden Ertüchtigung der Anlage den Bestand detaillierter aufzunehmen und die Auslegung insbesondere der Antriebsmotoren zu hinterfragen. Ggf. sollten stärkere Motoren eingesetzt werden.

5.5.4.14 Schmutzwasserpumpwerk Südstraße

Die Pumpstation „Südstraße“ dient zur Weiterleitung des Schmutzwassers von ca. 6 Einwohnern der Häuser Südstraße Nr. 1 und 3. Das Schmutzwasser wird über eine 80 m



lange Druckleitung DN_i 50 in den Schacht-Nr. 60560070 der Mischwasserkanalisation gepumpt. Die Pumpstation „Südstraße“ befindet sich auf der linken Seite der Lenne, hinter der „Steinerne Brücke“. Es handelt sich um eine vorkonfektionierte Fertigteil-Pumpstation DN 1000 mit 2 Tauchmotorpumpen der Firma Jung. Die Pumpen fördern einzeln und im Wechsel. Bei Ausfall einer Pumpe besteht somit volle Redundanz und der weitere Betrieb bis zur Instandsetzung ist sichergestellt

Das Pumpwerk wird mit Einschränkungen als ausreichend leistungsfähig und betriebssicher eingeschätzt:

Bei den gegebenen Verhältnissen wird sich bei maximaler geodätischer Förderhöhe ein Förderstrom von ca. 3,2 l/s bei einer manometrischen Förderhöhe von ca. 16,7 m einstellen. Die erforderliche Motorleistung beträgt ca. 1,9 KW. Die eingesetzten Antriebsmotoren haben eine Leistungsabgabe von ca. 2,1 KW. Damit steht eine Leistungsreserve von ca. 50 %, wie dies in ATV-DVWK-A134 empfohlen wird, nicht zur Verfügung.

Die zulässigen Schaltzahlen werden weit unterschritten.

Die Fließgeschwindigkeit in der Druckrohrleitung ist ausreichend hoch, um Lufteinschlüsse mit zu transportieren. Eine Entlüftung des Zwischenhochpunktes ist damit nicht erforderlich. Sie ist auch hoch genug, um Ablagerungen und der Bildung von Sielhäuten vorzubeugen. Allerdings ist die Verweildauer in der Druckrohrleitung sehr. Es muss mit H₂S-Bildung gerechnet werden, was Korrosionsprobleme auslösen kann. Diesen ist durch geeignete Maßnahmen vorzubeugen.

Das Pumpwerk wird seit Jahren ohne nennenswerte Betriebsstörungen betrieben. Es wird dennoch empfohlen, im Vorfeld einer anstehenden Ertüchtigung der Anlage den Bestand detaillierter aufzunehmen und die Auslegung insbesondere der Antriebsmotoren zu hinterfragen. Ggf. sollten stärkere Motoren eingesetzt werden.

5.5.4.15 Schmutzwasserpumpwerk Mühlhofstraße

Die Pumpstation „Mühlhofstraße“ dient zur Weiterleitung des Schmutzwassers von ca. 10 Einwohnern der Häuser Mühlhofstraße Nr.: 7 und 9 sowie Luckenbachweg Nr.:4. Das Schmutzwasser wird über eine 20 m lange Druckleitung DN_i 50 in den Schacht-Nr. 45047030 der Mischwasserkanalisation gepumpt. Die Pumpstation „Mühlhofstraße“ befindet sich in Dahle. Der Pumpenschacht liegt auf dem Grundstück Mühlhofstr. Nr.:7. Es handelt sich um eine vorkonfektionierte Fertigteil-Pumpstation DN 1000 mit 2 Tauchmotorpumpen der Firma Jung. Die Pumpen fördern einzeln und im Wechsel. Bei Ausfall einer Pumpe



besteht somit volle Redundanz und der weitere Betrieb bis zur Instandsetzung ist sichergestellt

Das Pumpwerk wird mit Einschränkungen als ausreichend leistungsfähig und betriebssicher eingeschätzt:

Bei den gegebenen Verhältnissen wird sich bei maximaler geodätischer Förderhöhe ein Förderstrom von ca. 3,8 l/s bei einer manometrischen Förderhöhe von ca. 12,5 m einstellen. Die erforderliche Motorleistung beträgt ca. 1,5 KW. Die eingesetzten Antriebsmotoren haben eine Leistungsabgabe von ca. 2,1 KW. Damit steht eine Leistungsreserve von ca. 50 %, wie dies in ATV-DVWK-A134 empfohlen wird, nicht zur Verfügung.

Die zulässigen Schaltzahlen werden weit unterschritten.

Die Fließgeschwindigkeit in der Druckrohrleitung ist ausreichend hoch, um Ablagerungen und der Bildung von Sielhäuten vorzubeugen. Die Verweildauer in der Druckrohrleitung ist vergleichsweise kurz. Das Problem der H₂S-Bildung wird hier geringer ausfallen. Dennoch muss auch hier Korrosionsproblemen durch geeignete Maßnahmen begegnet werden.

Das Pumpwerk wird seit Jahren ohne nennenswerte Betriebsstörungen betrieben. Es wird dennoch empfohlen, im Vorfeld einer anstehenden Ertüchtigung der Anlage den Bestand detaillierter aufzunehmen und die Auslegung insbesondere der Antriebsmotoren zu hinterfragen. Ggf. sollten stärkere Motoren eingesetzt werden.

5.5.4.16 Schmutzwasserpumpwerk Vorm Kalkofen

Das Schmutzwasserpumpwerk „Vorm Kalkofen“ dient zur Weiterleitung des Schmutzwassers von ca. 34 Einwohnern aus den Häusern „Zur Roleye“ Nr.: 59, 60, 61, 62, 67, 69, 70 und 72 und des Schmutzwassers aus dem Gewerbegebiet „Vorm Kalkofen“. Das Schmutzwasser wird über eine 228 m lange Druckleitung DN_i 50 in den Schacht-Nr. 35035010 der Mischwasserkanalisation gepumpt. Das Pumpwerk „Vorm Kalkofen“ befindet sich im Zufahrtbereich des Gewerbegebietes „Vorm Kalkofen“. Es handelt sich um eine vorkonfektionierte Fertigteil-Pumpstation DN 1200 mit 2 Tauchmotorpumpen der Firma KSB. Die Pumpen fördern einzeln und im Wechsel. Bei Ausfall einer Pumpe besteht somit volle Redundanz und der weitere Betrieb bis zur Instandsetzung ist sichergestellt.

Das Pumpwerk wird mit Einschränkungen als ausreichend leistungsfähig und betriebssicher eingeschätzt:



Bei den gegebenen Verhältnissen wird sich bei maximaler geodätischer Förderhöhe ein Förderstrom von ca. 2,8 l/s bei einer manometrischen Förderhöhe von ca. 32,5 m einstellen. Die erforderliche Motorleistung beträgt ca. 3,1 KW. Die eingesetzten Antriebsmotoren haben eine Leistungsabgabe von ca. 3,95 KW. Damit steht eine Leistungsreserve von ca. 50 %, wie dies in ATV-DVWK-A134 empfohlen wird, nicht zur Verfügung.

Die zulässigen Schaltzahlen werden weit unterschritten.

Die Fließgeschwindigkeit in der Druckrohrleitung ist ausreichend hoch, um Ablagerungen und der Bildung von Sielhäuten vorzubeugen.

Allerdings ist die Verweildauer in der Druckrohrleitung sehr. Es muss mit H₂S-Bildung gerechnet werden, was Korrosionsprobleme auslösen kann. Diesen ist durch geeignete Maßnahmen vorzubeugen.

Das Pumpwerk wird seit Jahren ohne nennenswerte Betriebsstörungen betrieben. Es wird dennoch empfohlen, im Vorfeld einer anstehenden Ertüchtigung der Anlage den Bestand detaillierter aufzunehmen und die Auslegung insbesondere der Antriebsmotoren zu hinterfragen. Ggf. sollten stärkere Motoren eingesetzt werden.

5.5.4.17 Schmutzwasserpumpwerk Evingen Bauernstraße

Die Pumpstation „Bauernstraße“ dient zur Weiterleitung des Schmutzwassers von ca. 23 Einwohnern der Häuser „Bauernstraße“ Nr.: 13, 15, 28, 30 und 32. Das Schmutzwasser wird über eine 100 m lange Druckleitung DN_i 50 in den Schacht-Nr. 36270010 der Mischwasserkanalisation gepumpt. Die Pumpstation „Bauernstraße“ befindet sich im Bereich des Wendehammers der Bauernstraße aus Richtung Evingen kommend. Die Pumpstation liegt in der „Wasserschutzzone IIIA“. Es handelt sich um eine vorkonfektionierte Fertigteil-Pumpstation DN 1500 mit 2 Tauchmotorpumpen der Firma Jung. Die Pumpen fördern einzeln und im Wechsel. Bei Ausfall einer Pumpe besteht somit volle Redundanz und der weitere Betrieb bis zur Instandsetzung ist sichergestellt

Das Pumpwerk wird als ausreichend leistungsfähig und betriebssicher eingeschätzt:

Bei den gegebenen Verhältnissen wird sich bei maximaler geodätischer Förderhöhe ein Förderstrom von ca. 2,6 l/s bei einer manometrischen Förderhöhe von 14,2 m einstellen. Die erforderliche Motorleistung beträgt ca. 1,3 KW. Die eingesetzten Antriebsmotoren haben eine Leistungsabgabe von ca. 2,1 KW. Damit steht eine Leistungsreserve von nicht ganz 50 % zur Verfügung, wie dies in ATV-DVWK-A134 empfohlen wird.

Die zulässigen Schaltzahlen werden weit unterschritten.



Die Fließgeschwindigkeit in der Druckrohrleitung ist ausreichend hoch, um Ablagerungen und der Bildung von Sielhäuten vorzubeugen. Die Verweildauer in der Druckrohrleitung ist vergleichsweise kurz. Das Problem der H₂S-Bildung wird hier geringer ausfallen. Dennoch muss auch hier Korrosionsproblemen durch geeignete Maßnahmen begegnet werden.

Das Pumpwerk wird seit Jahren ohne nennenswerte Betriebsstörungen betrieben.

5.5.4.18 Regenrückhaltebecken Vorm Kalkofen

Das Regenrückhaltebecken vorm Kalkofen ist ein Rundbecken aus Stahlbeton-Fertigteilen mit einem Gesamtvolumen von ca. 370 m³. Es dient der Rückhaltung und Drosselung des Regenabflusses aus einem Gewerbegebiet (B-Plan 34 –Ihmerter Straße) sowie befestigter Flächen der Straße „Zur Roleye“ vor Einleitung in den Ihmerter Bach. Gleichzeitig werden in dem Becken ständig 70 m³ Niederschlagswasser als Löschwasservorrat bereitgehalten. Damit verbleiben 300 m³ als Regenrückhalteraum. Die Drosselung erfolgt durch einen Alpheus Abflussbegrenzer der Firma Biogest auf einen Abfluss von 32 l/s. Das Becken verfügt über einen Notüberlauf DN 600.

Die Bemessung des Beckens erfolgte auf eine einjährige Überschreitungshäufigkeit. Dies deutet darauf hin, dass nicht Hochwasserschutz sondern Gewässerschutz Anlass der Rückhaltung ist. Dies wird durch den Verweis auf Abflussspenden natürlicher Einzugsgebiete im wasserrechtlichen Antrag bestätigt. Der Bemessung wurden seinerzeit (1996) außerdem folgende Daten zugrunde gelegt:

Spezifische Bemessungs-Abflussspende :	12,5 l/s * ha
Gesamteinzugsgebiet A _{E,k} :	4,45 ha
Befestigtes Einzugsgebiet A _{E,b} :	2,49 ha
Bemessungsregenspende r _{15,n=1} :	130 l/s * ha

Tatsächlich angeschlossen an das RRB sind derzeit folgende Flächen:

Gesamteinzugsgebiet A _{E,k} :	1,02 ha
Befestigtes Einzugsgebiet A _{E,b} :	0,78 ha

Eine Vergrößerung der angeschlossenen bzw. erschlossenen Fläche ist derzeit nicht absehbar.

Die Bemessung wird mit dem einfachen Verfahren nach DWA A 117 unter Verwendung der Regendaten nach KOSTRA 2000 überprüft. Dabei stellt sich folgendes heraus:



Legt man wiederum eine Überschreitungshäufigkeit von $n=1$ zugrunde, wären bei der derzeit angeschlossenen Fläche nur ca. 80 m³ Rückhaltevolumen erforderlich. Bei den gegebenen Verhältnissen (300 m³ Rückhalteraum) ist auch bei zwanzigjähriger Wiederkehrwahrscheinlichkeit nicht mit einem Überlaufen des Beckens zu rechnen.

Bei den ursprünglich vorgesehen Einzugsgebietsflächen wäre jedoch nach heutigen Bemessungsansätzen zur Einhaltung einer Überschreitungshäufigkeit von $n=1$ ein Rückhaltevolumen von ca. 405 m³ erforderlich.

Unter Beibehaltung einer Überschreitungshäufigkeit von $n=1$ könnte an das vorhandene Volumen eine undurchlässige Fläche von insgesamt ca. 2,28 ha angeschlossen werden. (Die Abflussbeiwerte der Einzelflächen wären einzeln neu zu bestimmen).

5.5.4.19 Regenrückhaltebecken Am Rimberg

Das Regenrückhaltebecken Am Rimberg ist ein Rundbecken aus Stahlbeton-Fertigteilen mit einem Gesamtvolumen von ca. 180 m³. Es dient der Rückhaltung und Drosselung des getrennt gesammelten Regenabflusses aus einem Wohngebiet vor Einleitung in das unterhalb weiterführende Mischwasserkanalnetz. Es wurde für die Neuerschließung erforderlich, da das unterhalb liegende Netz bereits stark ausgelastet war. Es dient also dem Überstau- bzw. Überflutungsschutz. Gleichzeitig werden in dem Becken ständig 50 m³ Niederschlagswasser als Löschwasservorrat bereitgehalten. Damit verbleiben 130 m³ als Regenrückhalteraum. Die Drosselung erfolgt durch einen Alpheus Abflussbegrenzer der Firma Biogest auf einen Abfluss von 15 l/s. Das Becken verfügt nicht über einen Notüberlauf.

Die Überprüfung der Bemessung erfolgt vor dem Hintergrund der Einhaltung einer zulässigen Überstauhäufigkeit von $n=0,5$.

An das RRB sind derzeit folgende Flächen angeschlossen:

Gesamteinzugsgebiet $A_{E,k}$: 0,92 ha

Befestigtes Einzugsgebiet $A_{E,b}$: 0,22 ha

Eine Vergrößerung der angeschlossenen bzw. erschlossenen Fläche ist derzeit nicht absehbar, ist aber generell geplant (die meisten Baugrundstücke sind noch unbebaut).

Die Bemessung wird mit dem einfachen Verfahren nach DWA A 117 unter Verwendung der Regendaten nach KOSTRA 2000 überprüft. (Da es sich nicht um ein Becken zum Schutz



eines Gewässers handelt, ist jedoch allein das Überstauverhalten im Netz maßgeblich.)
Dabei stellt sich folgendes heraus:

Bei den gegebenen Verhältnissen ist auch mit zwanzigjähriger Wiederkehrwahrscheinlichkeit das Beckenvolumen nicht voll ausgeschöpft (104 von 130 m³). Mit dreijährlicher Häufigkeit werden ca. 54 m³ in Anspruch genommen.

Unter Wahrung einer Überstauhäufigkeit von $n=0,33$ könnte an das vorhandene Volumen eine undurchlässige Fläche von insgesamt ca. 0,66 ha angeschlossen werden. (Die Abflussbeiwerte der Einzelflächen wären einzeln neu zu bestimmen). Dabei ist dann jedoch zu prüfen, ob auch die Überflutungssicherheit gewahrt ist, oder ob das bei etwa einem zwanzigjährigen Ereignis austretende Volumen ein Schadenspotenzial mit sich bringt.

5.5.4.20 Versickerungsbecken Ahornweg

Bei den Versickerungsbecken Ahornweg handelt es sich um eine zentrale, aus zwei untereinander am Hang liegenden Einzelbecken bestehende Versickerungsanlage ohne vorgeschaltete Absetzanlage. Die Becken dienen der Niederschlagsentwässerung von Wohnbebauung im Bereich des Ortsteiles Nettenscheid südlich der Nettenscheider Straße (Bebauungsplan Nr. 5.2) und haben jeweils ein eigenes Einzugsgebiet. Ein geregelter Belastungsausgleich zwischen den Anlagen findet nicht statt. Bei Überlastung läuft das Becken I in das darunter am Hang gelegene Becken II über. Becken II hat einen Notüberlauf in Richtung Gewässer. Becken und Einzugsgebiet weisen folgende Kennwerte auf:

Becken I:

Gesamteinzugsgebiet:	$A_{E,k} = \text{ca. } 2,00 \text{ ha}$
Befestigtes Einzugsgebiet:	$A_{E,b} = 0,72 \text{ ha}$
Durchlässigkeitsbeiwert des anstehenden Bodens:	$k_f = 4,632 \cdot 10^{-6}$
Durchlässigkeitsbeiwert in der ungesättigten Zone:	$k_{f,u} = 2,316 \cdot 10^{-6}$
Grundwasserflurabstand der GOK:	ca. 4 m
Min. Grundwasserflurabstand der Anlagensohle:	$h_s = 2,0 \text{ m}$
Sohlfläche:	$A_{s,min} = 165 \text{ m}^2$
Oberfläche bei Volleinstau:	$A_{s,max} = 260 \text{ m}^2$
Hydraulische Beschickung:	$A_u / A_{s,m} = 40$
Einstauhöhe:	$z = 1,54 \text{ m}$
Speichervolumen:	$V_{vorh.} = 324 \text{ m}^3$



Becken II:

Gesamteinzugsgebiet:	$A_{E,k} = \text{ca. } 1,50 \text{ ha}$
Befestigtes Einzugsgebiet:	$A_{E,b} = 0,61 \text{ ha}$
Durchlässigkeitsbeiwert des anstehenden Bodens:	$k_f = 4,632 * 10^{-6}$
Durchlässigkeitsbeiwert in der ungesättigten Zone:	$k_{f,u} = 2,316 * 10^{-6}$
Grundwasserflurabstand der GOK:	ca. 4 m
Min. Grundwasserflurabstand der Anlagensohle:	$h_s = 2,0 \text{ m}$
Sohlfläche:	$A_{s,min} = 168 \text{ m}^2$
Oberfläche bei Volleinstau:	$A_{s,max} = 273 \text{ m}^2$
Hydraulische Beschickung:	$A_u / A_{s,m} = 32$
Einstauhöhe:	$z = 1,70 \text{ m}$
Speichervolumen:	$V_{vorh.} = 371 \text{ m}^3$

Die Überprüfung der Funktion erfolgt anhand der Kriterien nach DWA A 138, die ausreichende Bemessung wird mit dem einfachen Verfahren nach DWA A 138 unter Verwendung der Regendaten nach KOSTRA 2000 überprüft. Es wird eine Bemessungshäufigkeit von $n = 0,2$ zugrunde gelegt. Dabei stellt sich folgendes heraus:

Die Niederschlagsabflüsse der angeschlossenen Flächen sind unbedenklich bis tolerierbar. Sie dürfen in zentralen Mulden/Becken versickert werden. Teilweise werden jedoch Vorbehandlungsmaßnahmen empfohlen.

Der Grundwasserflurabstand ist ausreichend.

Die hydraulische Beschickung ist mit 40 bzw. 32 recht hoch und unterstreicht den zentralen Charakter der Anlagen.

Wegen des Fehlens einer vorgeschalteten Absetzanlage ist der Bemessungswert der Durchlässigkeit in der Anlagensohle wegen der zu befürchtenden Kolmation auf ein Fünftel zu reduzieren.

Beide Becken sind deutlich unterdimensioniert. Das Bemessungsverfahren (Verfahren der maximalen Volumendifferenz zwischen Zufluss und Versickerung) bringt auch für eine Regendauer von 4 Tagen (und entsprechend niedriger Intensität) noch kein Volumenmaximum. Das rechnerisch erforderliche Speichervolumen läge deutlich über dem doppelten, ggf. dreifachen des jeweils vorhandenen Speichervolumens. Dies bei beiden Becken sogar dann, wenn auf die vorgeschriebene Abminderung des Durchlässigkeitsbeiwertes verzichtet wird. Die Entleerungsdauer beider Becken liegt bei einem Vielfachen von 24 h. Selbst unter Verzicht auf die Abminderung des Durchlässigkeitsbeiwertes ergeben sich rechnerisch jeweils Entleerungsdauern von deutlich



mehr als 5 Tagen für das vorhandene Anlagenvolumen (dabei läuft ein großer Teil des zufließenden Volumens auch im einjährigen Fall bereits über).

Vor Ort werden sich die Verhältnisse vermutlich etwas günstiger darstellen, als rechnerisch ermittelt, da Durchlässigkeitsbeiwerte in Bodengutachten in der Regel „auf der sicheren Seite“ angegeben werden. Ebenso wird sich der Einbau gemischter Böden in der Beckensohle und das dort im Porenraum zusätzlich vorhandene Volumen positiv auswirken. Wie groß dieser Einfluss ist, kann jedoch derzeit nicht ermittelt werden, da hierüber keine Erkenntnisse bzw. Kennwerte vorliegen.

Aufgrund der Untersuchungsergebnisse muss vermutet werden, dass sich eine deutliche Kolmation der Beckensohle einstellen wird bzw. bereits eingestellt hat. Außerdem ist zu erwarten, dass sich eine für Feuchtstandorte typische Vegetation einstellen wird bzw. bereits eingestellt hat. Die Anlage wird bereits bei unterjährlichen Ereignissen volumenstark überlaufen.

Die Bemessung dieser eindeutig zentralen Anlage(n) erfolgte seinerzeit nach den Bemessungsgrundsätzen für dezentrale Anlagen. Der Gültigkeitsbereich des damals vorliegenden ATV-Arbeitsblattes A 138 war deutlich überschritten, worin bereits im Grundsatz ein Verstoß gegen die a.a.R.d.T. vorliegt. Das derzeit gültige DWA-Arbeitsblatt A 138 nennt als Anwendbarkeitsgrenze für Versickerungsbecken einen Durchlässigkeitsbeiwert von $1 \cdot 10^{-5}$. Die Durchlässigkeit der im Bereich der Anlage anstehenden Böden liegt deutlich darunter.

Eine Ertüchtigung der Anlage ist grundsätzlich erforderlich. Dazu sollten die tatsächlichen Verhältnisse (insbesondere unmittelbar im Anlagenbereich gegebene Durchlässigkeiten von anstehendem Boden und den eingebauten Böden, Versickerungsraten, Überlaufhäufigkeiten, Entleerungsdauern) zunächst genauer ermittelt werden. Eine tolerierbare Überlaufhäufigkeit ist mit den Behörden neu abzustimmen (bisher lässt die wasserrechtliche Genehmigung keinen Überlauf ins benachbarte Gewässer zu). In jedem Falle sollten Absetzschächte in den Zuläufen nachgerüstet und die Einstaudauer begrenzt werden.

Ein Anschluss weiterer Flächen ist nicht möglich.



5.5.4.21 Rigolenversickerung Ahornweg

Bei der Rigolenversickerung Ahornweg handelt es sich um eine semi-zentrale, aus zwei untereinander vernetzten Rigolen bestehende Versickerungsanlage, die der Niederschlagsentwässerung von Wohnbebauung im Bereich des Ortsteiles Nettenscheid südlich der Nettenscheider Straße (Bebauungsplan Nr. 5.2, östlicher Bereich) dient. Die Anlagen verfügen über keinerlei Notüberläufe. Rigolen und Einzugsgebiet weisen folgende Kennwerte auf:

Rohr-Rigole:

Gesamteinzugsgebiet:	$A_{E,k} = \text{ca. } 0,20 \text{ ha}$
Befestigtes Einzugsgebiet:	$A_{E,b} = 0,05 \text{ ha}$
Durchlässigkeitsbeiwert des anstehenden Bodens:	$k_f = 4,632 \cdot 10^{-6}$
Durchlässigkeitsbeiwert in der ungesättigten Zone:	$k_{f,u} = 2,316 \cdot 10^{-6}$
Abmessungen:	$b \cdot h \cdot l = 2 \cdot 1,5 \cdot 50 \text{ m}$
Wirksame Versickerungsfläche:	$A_{s,m} = 137 \text{ m}^2$
Hydraulische Beschickung:	$A_u / A_{s,m} = 5$
Speichervolumen:	$V_{\text{vorh.}} = 55 \text{ m}^3$

Flächenhafte Rigole:

Gesamteinzugsgebiet:	$A_{E,k} = \text{ca. } 0,35 \text{ ha}$
Befestigtes Einzugsgebiet:	$A_{E,b} = 0,14 \text{ ha}$
Durchlässigkeitsbeiwert des anstehenden Bodens:	$k_f = 4,632 \cdot 10^{-6}$
Durchlässigkeitsbeiwert in der ungesättigten Zone:	$k_{f,u} = 2,316 \cdot 10^{-6}$
Abmessungen:	$b \cdot h \cdot l = 8 \cdot 1 \cdot 14 \text{ m}$
Wirksame Versickerungsfläche:	$A_{s,m} = 119 \text{ m}^2$
Hydraulische Beschickung:	$A_u / A_{s,m} = 14$
Speichervolumen:	$V_{\text{vorh.}} = 39 \text{ m}^3$

Die Überprüfung der Funktion erfolgt anhand der Kriterien nach DWA A 138, die ausreichende Bemessung wird mit dem einfachen Verfahren nach DWA A 138 unter Verwendung der Regendaten nach KOSTRA 2000 überprüft. Es wird eine Bemessungshäufigkeit von $n = 0,2$ zugrunde gelegt. Dabei stellt sich folgendes heraus:

Die Niederschlagsabflüsse der angeschlossenen Flächen sind gemäß A 138 unbedenklich bis tolerierbar. Sie dürfen, teils ausnahmsweise, in Rigolen versickert werden. Da eine Vorbehandlungsmaßnahme (Schlammfang) vorhanden ist, der Grundwasserflurabstand sehr



groß und die Durchlässigkeit sehr klein ist, werden keine Bedenken hinsichtlich der Qualität des ins Grundwasser eingeleiteten Niederschlagswassers gesehen.

Der Grundwasserflurabstand ist ausreichend.

Die hydraulische Beschickung ist mit 5 bzw. 14 gering bis mittel und liegt im bzw. angrenzend zum Bereich, in dem dezentrale Anlagen beschickt werden.

Die Rohrrigole ist bezogen auf die direkt angeschlossene Fläche deutlich überdimensioniert. Die flächenhafte Rigole weist hingegen bezogen auf die angeschlossene Fläche sowohl hinsichtlich des Speichervolumens als auch der zur Verfügung stehenden Sickerfläche ein Defizit auf. Durch die Vernetzung der Anlagen kann jedoch ein Belastungsausgleich stattfinden. In der Gesamtbilanz verbleibt rechnerisch ein Defizit des vorhandenen gegenüber dem erforderlichen Volumen von 1,5 m³ (weniger als 1 %, innerhalb rechnerischer Ungenauigkeiten), bei der zur Verfügung stehenden Sickerfläche ein Überschuss von 7,5 m². Die Anlage ist also ausreichend dimensioniert und wird als betriebssicher angesehen. Sie entspricht den gültigen a.a.R.d.T..

Die Anlage ist ausgelastet. Ein Anschluss weiterer Flächen ist nicht mehr möglich.

5.5.4.22 Versickerungsgraben Höllensteiner Weg

Bei dem Versickerungsbecken Höllensteiner Weg handelt es sich um eine zentrale Versickerungsanlage mit vorgeschalteter Absetzanlage. Er dient der Niederschlagsentwässerung von Wohnbebauung im Bereich des Ortsteiles Nettenscheid östlich des Ahornweges (Bebauungsplan Nr. 5.4). Der Versickerungsgraben verfügt über einen Notüberlauf in Richtung unbebauten, brachliegenden Geländes, das im Besitz der Stadt Altena ist. Aufgrund der großen planmäßigen Einstauhöhe von 1,2 m handelt es sich definitionsgemäß um ein Versickerungsbecken. In die Grabensohle wurde zudem eine Kiespackung eingebaut, womit die Kombination mit einem Rigolenelement gegeben ist. Dieses wird jedoch aufgrund des gegenüber dem Graben selbst geringen Volumens bei der Untersuchung zunächst vernachlässigt. Graben und Einzugsgebiet weisen folgende Kennwerte auf:

Gesamteinzugsgebiet:	$A_{E,k} = \text{ca. } 2,09 \text{ ha}$
Befestigtes Einzugsgebiet:	$A_{E,b} = 0,87 \text{ ha}$
Durchlässigkeitsbeiwert des anstehenden Bodens:	$k_f = 5,787 \cdot 10^{-6}$
Durchlässigkeitsbeiwert in der ungesättigten Zone:	$k_{f,u} = 2,894 \cdot 10^{-6}$
Grundwasserflurabstand der GOK:	ca. 4 m



Min. Grundwasserflurabstand der Anlagensohle:	$h_s = 2,0 \text{ m}$
Sohlfläche:	$A_{s,\min} = 400 \text{ m}^2$
Oberfläche bei Volleinstau:	$A_{s,\max} = 1000 \text{ m}^2$
Hydraulische Beschickung:	$A_u / A_{s,m} = 14$
Einstauhöhe:	$z = 1,20 \text{ m}$
Speichervolumen:	$V_{\text{vorh.}} = 813 \text{ m}^3$

Die Überprüfung der Funktion erfolgt anhand der Kriterien nach DWA A 138, die ausreichende Bemessung wird mit dem einfachen Verfahren nach DWA A 138 unter Verwendung der Regendaten nach KOSTRA 2000 überprüft. Es wird eine Bemessungshäufigkeit von $n = 0,2$ zugrunde gelegt. Dabei stellt sich folgendes heraus:

Die Niederschlagsabflüsse der angeschlossenen Flächen sind unbedenklich bis tolerierbar. Sie dürfen in zentralen Mulden/Becken versickert werden. Teilweise werden jedoch Vorbehandlungsmaßnahmen empfohlen. Eine Absetzanlage ist vorhanden.

Der Grundwasserflurabstand ist ausreichend.

Die hydraulische Beschickung ist mit 14 recht gering für eine zentrale Anlage.

Das Becken ist ausreichend dimensioniert. Das vorhandene Speichervolumen ist nahezu doppelt so groß, wie das erforderliche. Die Entleerungsdauer läge bei Vernachlässigung des unterhalb der Grabensohle vorhandenen Rigolenvolumens oberhalb von 24 h. Berücksichtigt man dieses Volumen von ca. 140 m^3 jedoch, so ergibt sich für den oberflächlichen Teil der Versickerungsanlage für den einjährigen Fall eine Entleerungsdauer von ca. 17 h.

Es können im Bedarfsfall noch zusätzliche Flächen an die Anlage angeschlossen werden.

5.5.4.23 Lennedüker Steinerne Brücke

Der Düker „Steinerne Brücke“ unterquert die Lenne im Bereich des Ortsteiles Breitenhagen in unmittelbarer Nähe zu dem gleichnamigen Kulturdenkmal. Er führt die (gedrosselten) Mischwasser-Abflüsse aus dem gesamten Rahmedetal dem rechtsufrig verlaufenden innerstädtischen Hauptsammler zu.

Es handelt sich um einen zweirohrigen Düker, bestehend aus einem Strang DN 300 und einem Strang in DN 500 aus geschweißten PE-HD-Rohren. Ein erster abfallender Ast führt jeweils zunächst als geneigte Rohrleitung vom Dükeroberhaupt bis in das Bett der Rahmede.



Dort knicken die Leitungen in den Verlauf der Rahmede und verlaufen weitgehend horizontal in deren Bett, knapp unterhalb der Sohle, bis zur Lenne. Dort ist jeweils ein zweiter abfallender Ast als geneigte Rohrleitung angeordnet, die den Düker bis unter das Sohlniveau der Lenne führt. Die die Lenne unterquerenden Dükerleitungen verlaufen horizontal. Die ansteigenden Äste sind wieder als geneigte Rohrleitungen ausgeführt. In das Dükeroberhaupt münden zwei Zuflüsse DN 300, die verlustarm vereint und dem „Trockenwetterrohr“ DN 300 zugeführt werden. Bei Vollaustung des ersten Stranges erfolgt die Beschickung des zweiten Rohres über ein etwa 2m langes Streichwehr, dessen Oberkante bei ca. 156,76 müNN und damit ca. 44 cm über dem Scheitel des abgehenden Trockenwetterrohres liegt. Das Dükeroberhaupt ist insgesamt verlustarm mit wenig Querschnittsveränderungen und gut ausgerundet gestaltet. Gleiches gilt auch für das Dükerunterhaupt, in das die Dükerleitungen deutlich oberhalb des von dort weiterführenden Kanals einmünden, so dass auf den Düker von unterhalb allerhöchstens bei Extremereignissen ein Rückstau wirken könnte.

Zum Düker fließen die Drosselabflüsse des Regenüberlaufes Rahmedestraße (ca. 170 bis 180 l/s) und des SKU Südstraße (ca. 27 l/s). Darüber hinaus sind nur Flächen von untergeordneter Bedeutung direkt an den Düker angeschlossen. Das Spektrum der auftretenden Abflüsse ist daher eher klein. Der Maximalabfluss wird durch die Drosseln bestimmt und tritt entsprechend häufig (vielfach jährlich) auf. Daraus ergeben sich die zu betrachtenden Lastfälle wie folgt:

„Trockenwetterrohr“: Trockenwetterabfluss, Vollaustung (Drosselabflüsse von oberhalb),
„Regenwetterrohr“: Drosselabfluss der oberhalb gelegenen Bauwerke + geringer Zuschlag für direkt angeschlossene Flächen.

Die ausreichende hydraulische Leistungsfähigkeit des Dükers ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen. Der Düker ist insgesamt weit unterlastet. Die Übereinstimmung von hydrodynamischer Berechnung und Einzelhydraulik ist gut.

Die Berechnungsergebnisse zeigen folgendes:

Bei mittlerem Trockenwetterabfluss (ca. 26 l/s) ist der Einlauf in das (TW-)Dükerrohr nicht überstaut. Evtl. mitgeführte Luft könnte sich im Düker ggf. vor dem zweiten absteigenden Ast sammeln. Mit nachhaltigen Störungen des Betriebes durch Lufteinschlüsse wird dennoch nicht gerechnet, da im Oberhaupt aufgrund der guten Ausbildung nur wenig Turbulenzen auftreten. Bei Vollaustung des Rohres (ca. 110 l/s) sind die Fließgeschwindigkeiten zudem so hoch, dass mit einem Austrag evtl. eingeschlossener Luft gerechnet werden kann.



Die Fließgeschwindigkeit im Düker ist bei Trockenwetterabfluss sehr klein, die Schleppspannungen sind gering. Es besteht Ablagerungsgefahr. Bei Vollauslastung sind die Schleppspannungen hingegen weit größer, als es zur Vermeidung von Ablagerungen erforderlich wäre. Auch für den ansteigenden Ast ist der Feststofftransport sowohl bei Berechnung als Steigrohr, wie auch bei Berechnung mit Feststofftransport an der Rohrsohle ausreichend, um das Rohr ablagerungsfrei zu halten.

Die Vollauslastung des Trockenwetterrohres tritt relativ häufig ein. Sie liegt mit ca. 110 l/s deutlich unterhalb der summierten Drosselabflüsse der oberhalb liegenden Entlastungsbauwerke. Durch die Speicherentleerung der oberhalb liegenden Anlagen wird sie zudem recht lang anhaltend auftreten. Offensichtlich ist der Feststofftransport während dieser Zeiten ausreichend groß, um auch ggf. in Trockenwetterzeiten abgelagertes Material wieder auszutragen. Die Betriebserfahrungen belegen, dass das Trockenwetterrohr keinen erhöhten Betriebsaufwand verursacht. Es ist keine Ablagerungstendenz festzustellen.

Das Regenwetterrohr des Dükers wird wegen der Drosselung an den unmittelbar oberhalb gelegenen Bauwerken beinahe unabhängig von der Intensität eines Regenereignisses mit Abflüssen von nur bis zu ca. 110 l/s beaufschlagt. Damit ist es deutlich unterlastet. Es treten nur geringe Fließgeschwindigkeiten mit geringen Schleppspannungen auf. Der Einlauf ist nicht überstaut. Es besteht grundsätzlich sowohl die Gefahr des Lufteintrags und der Ansammlung von Luft vor dem zweiten absteigenden Ast als auch die Gefahr von Ablagerungen.

Sollten aufgrund von Lufteinschlüssen oder Ablagerungen erhöhte hydraulische Verluste auftreten, so ist dies aufgrund der hohen Kapazitätsreserven gegenüber den auftretenden Abflüssen zunächst unkritisch. Durch den verringerten Querschnitt erhöhte Fließgeschwindigkeiten wirken in dem Falle weiteren Ablagerungen entgegen.

Die Selbstüberwachung zeigt keine Probleme mit etwa Verstopfungen für das Regenwetterrohr auf. Wie bei allen unterlasteten oder nur zeitweise beaufschlagten Dükern ist weiterhin eine regelmäßige Überwachung und ggf. eine turnusmäßige Räumung erforderlich.

Insgesamt wird der Düker als betriebssicher eingestuft.



5.5.4.24 Lennedüker Linscheider Brücke

Der Düker „Linscheider Brücke“ unterquert die Lenne im Bereich des Ortsteiles Linscheid in Fließrichtung unmittelbar oberhalb der Brücke der Linscheider Straße. Er ist Teil eines Düker- und Rohrsystems, das von hier die Lenne in Richtung der Kläranlage zweifach unterquert. Dieses ist teilweise in alte Stollen eingebaut worden, weshalb der Leitungsverlauf insbesondere zwischen den beiden Dükern mehrere Richtungswechsel aufweist. Das System ist Teil des „Lenne-Hauptsammlers“, der die (gedrosselten und ungedrosselten) Mischwasser-Abflüsse aus dem gesamten Stadtgebiet mit Ausnahme der Ortsteile Praggpaul, Brachtenbeck, Tiergarten und Knerling der Kläranlage zuführt.

Es handelt sich um einen zweirohrigen Düker, bestehend aus einem Strang DN 800 und einem Strang in DN 1000 aus Stahlbeton-Rohren. Der abfallende Ast ist jeweils als geneigte Rohrleitung, die Dükerleitung gefällelos und der ansteigende Ast ebenfalls als geneigte Rohrleitung ausgeführt. In das Dükeroberhaupt mündet neben dem Hauptsammler, der lenneparallel in der Linscheider Straße verläuft, auch der Zufluss aus dem Ortsteil Linscheid direkt ein. Bei Vollaustlastung des Stranges DN 800 erfolgt die Beschickung des zweiten Rohres über ein etwa 1,40 m langes Streichwehr, dessen Überfallkante auf ca. 151,30 müNN und damit ca. 30 cm über Scheitel der abgehenden Dükerrohre liegt. Die Dükerleitungen gehen scheidelgleich vom Oberhaupt ab.

In das Dükeroberhaupt werden die Rohrleitungen mit vergrößerter Sohlhöhendifferenz eingeführt. Die 1000er Leitung liegt ca. 40 cm tiefer. Beide Leitungen werden gut ausgerundet durch das Bauwerk geführt. Sie sind in voller Länge der Ausrundung durch ein Streichwehr getrennt. Der Hauptsammler wird von hier mit zwei Rohrsträngen DN 800 und DN 1200, teilweise durch das genannte Stollensystem weiter zum unterhalb gelegenen Düker „Linscheid Sauerlandhalle“ geführt und nicht wieder vereinigt. In das Dükeroberhaupt wird auch der Zufluss vom Regenüberlauf Bahnhofstraße eingeführt, was die Vergrößerung des Querschnittes des größeren Stranges von DN 1000 auf DN 1200 zur Folge hat.

Das Spektrum der auftretenden Abflüsse ist in Abhängigkeit des Niederschlaggeschehens relativ groß. Dies gilt auch für den Rohrstrang DN 800, da dessen Leistungsfähigkeit weit über den Trockenwetterabfluss hinausgeht. Zur Untersuchung des Betriebsverhaltens werden daher die Lastfälle „mittlerer Trockenwetterabfluss“ und „Vollaustlastung“ für den Rohrstrang DN 800 ausgewählt. Für den Regenwetterast bzw. den Düker in Gänze einen bestimmten Lastfall zum Nachweis seiner Leistungsfähigkeit zu untersuchen, ist nicht nötig und sinnvoll, da diese durch hydrodynamische Berechnungen untersucht und nachgewiesen wird. Für das Regenwetterrohr wird stattdessen der Abfluss ermittelt, der erforderlich ist, um



Ablagerungen sicher zu vermeiden bzw. wieder auszuräumen. Dieser Abfluss wird von seiner Größenordnung und seiner Wiederkehrwahrscheinlichkeit her eingeschätzt und der Düker so hinsichtlich seiner Betriebssicherheit beurteilt.

Die hydrodynamische Berechnung zeigt, dass der Düker bei Starkniederschlägen stark ausgelastet ist. Das gesamte Dükersystem, insbesondere die verbindende Leitung zwischen den Dükern liegt relativ flach zum Ortsteil Linscheid, so dass er das dorthin wirkende Rückstauniveau beeinflusst. Die Höhe der Schwelle im Dükeroberhaupt wirkt ungünstig auf die Hydraulik des oberhalb liegenden Netzes. Die Kapazität des zweiten Dükerstranges wird erst spät genutzt, wenn das Rückstauniveau ins Netz hinein schon sehr hoch ist. Die Übereinstimmung von hydrodynamischer Berechnung und Einzelhydraulik ist gut.

Mit Störungen des Betriebes durch Lufteinschlüsse wird nicht gerechnet, obwohl der Einlauf nicht ständig überstaut ist. Im Oberhaupt treten aber nur wenig Turbulenzen auf und durch die gefällelose Dükerleitung kann mitgeführte Luft schon bei geringen Fließgeschwindigkeiten transportiert werden und hindernisfrei am Unterhaupt entweichen. Bei größeren Abflüssen ist der Einlauf überstaut und die höheren auftretenden Fließgeschwindigkeiten sorgen dafür, dass Luft ggf. wieder ausgetragen wird.

Bei Trockenwetterabfluss, der hier im Mittel etwa 105 l/s beträgt, herrschen sehr geringe Fließgeschwindigkeiten und Schleppspannungen im Rohrstrang DN 800. In Trockenwetterphasen besteht daher Ablagerungsgefahr. Bei einem Abfluss von etwa 685 l/s ist der Strang so stark ausgelastet, dass der Wasserspiegel am Oberhaupt die Oberkante des Streichwehres erreicht. Weiter steigende Abflüsse führen zur Beaufschlagung des zweiten Rohres. Erst kurz vor Erreichen dieser Vollauslastung reichen die im Rohr DN 800 auftretenden Schleppspannungen aus, um Ablagerungen abzuräumen. Die Vollauslastung ist jedoch relativ häufig übers Jahr, schon bei mittelstarken Regenereignissen, gegeben. So kann von einer ausreichenden Ausräumung ggf. auftretender Ablagerungen ausgegangen werden.

Im zweiten Rohrstrang DN 1000 sind Fließgeschwindigkeit und Schleppspannungen bei einem Abfluss, der größer als ca. 1200 l/s ist, ausreichend, um Ablagerungen zu vermeiden. Ein Abfluss dieser Größenordnung wird vermutlich mehrmals jährlich auch über einen längeren Zeitraum auftreten.

Die Betriebserfahrungen zeigen, dass der Düker keinen erhöhten Betriebsaufwand verursacht. Weder im Trockenwetter- noch im Regenwetterrohr ist eine Ablagerungstendenz bisher festgestellt worden.



5.5.4.25 Lennedüker Linscheid Sauerlandhalle

Der Düker „Linscheid Sauerlandhalle“ unterquert die Lenne Zwischen den Stadtteilen Linscheid und Pragpaul. Sein Unterhaupt liegt unmittelbar neben der Sauerlandhalle. Es handelt sich um einen zweirohrigen Düker, bestehend aus einem Strang DN 700 und einem Strang in DN 1200 aus Stahlbeton-Rohren. Der abfallende Ast ist jeweils als geneigte Rohrleitung, die Dükerleitung leicht weiter absteigend und der ansteigende Ast ebenfalls als geneigte Rohrleitung ausgeführt. Es gibt kein als solches ausgeprägtes Dükeroberhaupt. Die beiden Leitungen DN 800 und DN 1200 des Hauptsammlers werden von dem genannten Stollen mit zwei PE-HD-Rohren DN 700 und DN 1200 mit mehreren Richtungswechseln zum Düker Sauerlandhalle und direkt in die Dükerleitungen geführt. Die Situation ist daher äußerst verlustarm. Eine Zugänglichkeit besteht lediglich durch direkt auf die Rohrleitungen aufgesetzte verschraubte Deckel. Im Dükerunterhaupt werden die beiden Rohrleitungen des Hauptsammlers wieder vereint und als DN 1600 zur Kläranlage geführt. Dabei mündet die Rohrleitung DN 1200 etwa 40 cm höher und fast ohne Ausrundung in einem Winkel von ca. 70° in das sich aufweitende Gerinne ein. Dieser Bereich ist bei großen Abflüssen sehr verlustreich. Ein Lastausgleich zwischen den beiden Strängen kann letztmalig am Unterhaupt des in Fließrichtung oberhalb gelegenen Dükers Linscheid Brücke erfolgen. Der Abfluss im Trockenwetterrohr wird daher von der Lastgrenze des Trockenwetterrohres am oberhalb liegenden Düker bestimmt. Erst wenn im Regenwetterstrang die Auslastung so hoch ist, dass am Dükerunterhaupt Linscheider Brücke ein Überlauf in entgegengesetzter Richtung stattfindet, kann sich der Abfluss im Trockenwetterrohr demgegenüber erhöhen.

Hinsichtlich des Spektrums der auftretenden Abflüsse gilt das gleiche wie beim Düker Linscheider Brücke. Es ist in Abhängigkeit des Niederschlaggeschehens relativ groß. Die Abflüsse werden von den Zuflüssen vom Düker Linscheider Brücke geprägt. Hinzu kommt lediglich der Abfluss vom Regenüberlauf Bahnhofstraße. Die Leistungsfähigkeit des Rohrstranges DN 700 geht weit über den Trockenwetterabfluss hinaus. Zur Untersuchung des Betriebsverhaltens werden daher auch hier die Lastfälle „mittlerer Trockenwetterabfluss“ und „Vollauslastung“ für den Rohrstrang DN 700 ausgewählt. Für das Regenwetterrohr wird auch hier der Abfluss ermittelt, der erforderlich ist, um Ablagerungen sicher zu vermeiden bzw. wieder auszuräumen. Dieser Abfluss wird von seiner Größenordnung und seiner Wiederkehrwahrscheinlichkeit her eingeschätzt und der Düker so hinsichtlich seiner Betriebssicherheit beurteilt.

Die Leistungsfähigkeit des Dükers wird anhand der hydrodynamischen Berechnungen beurteilt. Diese zeigen, dass der Düker bei Starkniederschlägen ebenfalls stark ausgelastet ist. Die insgesamt auftretenden Verlusthöhen sind jedoch vergleichsweise klein.



Mit Störungen des Betriebes durch Lufteinschlüsse wird nicht gerechnet, da die zuführenden Rohrleitungen jeweils ohne Übergang in den Düker eingeführt werden.

Bei Trockenwetterabfluss, der hier im Mittel etwa 110/s beträgt, herrschen auch an diesem Düker sehr geringe Fließgeschwindigkeiten und Schleppspannungen im Trockenwetterrohr. In Trockenwetterphasen besteht daher auch hier Ablagerungsgefahr. Bei einem Abfluss von etwa 660 l/s, der Lastgrenze am Düker, ab der das Regenwetterrohr beaufschlagt wird, sind jedoch Fließgeschwindigkeiten und Schleppspannungen so hoch, dass Ablagerungen sicher vermieden und vorhandene mit großer Wahrscheinlichkeit wieder ausgetragen werden können.

Im zweiten Rohrstrang DN 1200 sind Fließgeschwindigkeit und Schleppspannungen bei einem Abfluss, der größer als ca. 1910 l/s ist, ausreichend, um Ablagerungen zu vermeiden. Auch dieser Abfluss wird vermutlich mehrmals jährlich auch über einen längeren Zeitraum auftreten.

Die Betriebserfahrungen belegen, dass der Düker keinen erhöhten Betriebsaufwand verursacht. Weder im Trockenwetter- noch im Regenwetterrohr ist eine Ablagerungstendenz festzustellen.

5.5.4.26 Lennedüker Knerling

Der Düker Knerling unterquert die Lenne vom Ortsteil Knerling in Richtung der im Ortsteil Praggpaul gelegenen Kläranlage Altena des Ruhrverbandes. Er bestand ursprünglich aus zwei Rohrsträngen, einem „Trockenwetterrohr“ DN 250 und einem „Regenwetterrohr“ DN 500. Er diente dazu, den Drosselabfluss des Regenüberlaufes Knerling in Richtung Kläranlage abzuleiten. Da er, insbesondere das Regenwetterrohr, stark sanierungsbedürftig war, wurde er im Jahre 2005 durch eine Rohrbrücke ersetzt, mit deren Hilfe nun die Abflüsse ungedükert im Freigefälle- und Freispiegelabfluss zur Kläranlage geleitet werden können. Das Regenwetterrohr des Dükers wurde verdämmt, das Trockenwetterrohr wurde jedoch saniert und als Umgehungsleitung erhalten. Es kann somit genutzt werden, um ggf. an der Rohrbrücke erforderliche Inspektions- und Wartungsarbeiten deutlich erleichtert durchführen zu können.



Da der Düker nicht mehr regelmäßig betrieben wird, erübrigt sich eine Untersuchung seiner hydraulischen Leistungsfähigkeit, Funktion und Betriebssicherheit. Der verbliebene Rohrstrang ist bei weitem leistungsfähig genug, um den relativ geringen Trockenwetterabfluss vom RÜ Knerling weiterzuleiten. Dies ist für die Durchführung von Arbeiten an der Rohrbrücke ausreichend.

5.5.4.27 Drucknetz Bergfeld

Das Drucknetz Bergfeld dient dem Anschluss der östlich des Ortsteiles Mühlenrahmede gelegenen Streusiedlung Bergfeld an die städtische Mischwasserkanalisation. Es besteht aus zwei wesentlichen Nebensträngen mit insgesamt 6 angeschlossenen Kompaktpumpwerken und der Hauptsammelleitung in Richtung des Freigefällekanals im Hemecker Weg, an die auch das Drucknetz Horst mit angeschlossen ist.

Das Netz wurde im Jahre 2005 vom Lieferanten, Jung-Pumpen, Steinhagen, den a.a.R.d.T. entsprechend mit einer Spezialsoftware ausgelegt. Dabei wurde ein Zuschlagsfaktor für einen späteren erhöhten Abwasseranfall von 1,5 berücksichtigt. Je Pumpwerk wurden 4 EW, ein max. Schmutzwasseranfall von 0,005 l/s (gemäß DWA A 116) sowie ein täglicher Schmutzwasseranfall von 150 l/d berücksichtigt. Für die Bemessung wurden somit insgesamt 24 Einwohner berücksichtigt. Hinzu kommt eine Belastung von insgesamt 47 Einwohnern aus Horst für den Hauptstrang. Insgesamt sind derzeit 15 Einwohner an das Netz angeschlossen. Alle Pumpwerke und Leitungsstränge verfügen über erhebliche Reserven.

5.5.4.28 Drucknetz Horst

Das Drucknetz Horst dient dem Anschluss der südöstlich des Ortsteiles Mühlenrahmede gelegenen Streusiedlung Horst an die städtische Mischwasserkanalisation. Es besteht aus zwei Sammelleitungen mit 9 angeschlossenen Kompaktpumpwerken und der Transportleitung in Richtung Bergfeld. Aufgrund deren erheblicher Länge wurde eine Druckluftspülstation eingebaut, um die Austauschzeit der Abwassers in der Leitung zu begrenzen.



Das Netz wurde im Jahre 2010 vom Lieferanten, Jung-Pumpen, Steinhagen, den a.a.R.d.T. entsprechend mit einer Spezialsoftware ausgelegt, wobei auch das Netz Bergfeld mitgerechnet wurde. Es wurde kein Zuschlagsfaktor für einen späteren erhöhten Abwasseranfall berücksichtigt. Je Pumpwerk wurden zwischen 4 EW und 10 EW (insgesamt 47), ein max. Schmutzwasseranfall von 0,005 l/s (gemäß DWA A 116) sowie ein täglicher Schmutzwasseranfall von max. 150 l/E*d für die Berechnung der Pumpenleistung berücksichtigt. Für die Ermittlung der Austauschzeit wurden 100 l/E*d angesetzt. Insgesamt sind derzeit 25 Einwohner an das Netz angeschlossen. Alle Pumpwerke und Leitungsstränge verfügen über erhebliche Reserven.

5.5.4.29 Drucknetz Wiesenstraße

Das Drucknetz Wiesenstraße dient der Schmutzwasser-Entsorgung des Nördlichen Abschnittes der Wiesenstraße zur höher gelegenen Freigefällekanalisation im Ortsteil Drehscheid. Es besteht aus einer Sammelleitung mit 6 angeschlossenen Kompaktpumpwerken sowie einer Druckluftspülstation, um die Austauschzeit des Abwassers in der Leitung zu begrenzen.

Das Netz wurde im Jahre 2006 vom Lieferanten, Jung-Pumpen, Steinhagen, den a.a.R.d.T. entsprechend mit einer Spezialsoftware ausgelegt. Es wurde ein Zuschlagsfaktor für einen späteren erhöhten Abwasseranfall von 1,5 berücksichtigt. Je Pumpwerk wurden 4 EW (insgesamt 24), ein max. Schmutzwasseranfall von 0,005 l/s (gemäß DWA A 116) sowie ein täglicher Schmutzwasseranfall von max. 150 l/E*d für die Berechnung der Pumpenleistung berücksichtigt. Für die Ermittlung der Austauschzeit wurden 100 l/E*d angesetzt. Insgesamt sind derzeit 37 Einwohner an das Netz angeschlossen. Damit wird der bei der Bemessung angesetzte Maximalwert an Einwohnern (36) ausgeschöpft. Jedoch beträgt der mittlere Wasserverbrauch tatsächlich nur 107 l/s gegenüber den angesetzten 150 l/s. Alle Pumpwerke und der Leitungsstrang verfügen deshalb trotzdem noch immer über erhebliche Reserven.

5.5.4.30 Drucknetz Werdohler Straße

Das Drucknetz Werdohler Straße dient der Schmutzwasser-Entsorgung einer Wohnsiedlung an der Werdohler Straße am östlichen Ortseingang zur Stadt Altena hin zur



Freigefällekanalisation im Ortsteil Buchholz. Es besteht aus einer Haupt- und einer Nebensammelleitung mit 6 angeschlossenen Kompaktpumpwerken sowie einer Druckluftspülstation, um die Austauschzeit der Abwassers in der Leitung zu begrenzen.

Das Netz wurde im Jahre 2005 vom Lieferanten, Jung-Pumpen, Steinhagen, den a.a.R.d.T. entsprechend mit einer Spezialsoftware ausgelegt. Es wurde ein Zuschlagsfaktor für einen späteren erhöhten Abwasseranfall von 1,5 berücksichtigt. Je Pumpwerk wurden 1 EW bis 5 EW (insgesamt 13), ein max. Schmutzwasseranfall von 0,005 l/s (gemäß DWA A 116) sowie ein täglicher Schmutzwasseranfall von max. 150 l/E*d für die Berechnung der Pumpenleistung berücksichtigt. Insgesamt sind derzeit 15 Einwohner an das Netz angeschlossen. Alle Pumpwerke und Leitungsstränge verfügen über erhebliche Reserven.

5.5.4.31 Drucknetz Villenberg (Dahle)

Bei dem Drucknetz Villenberg handelt es bisher nur um eine Transportleitung, an die ein einzelner Anschlussnehmer angeschlossen ist. Da es sich um Außengebiet handelt, ist mit weiteren Anschlüssen bis auf weiteres nicht zu rechnen. Eine Drucknetzberechnung ist daher bisher nicht erforderlich. Die Transportleitung wurde von der Stadt Altena zur Verfügung gestellt, die Auslegung der Pumpstation obliegt dem Anschlussnehmer.

5.5.4.32 Drucknetz Mühlenstraße (Dahle)

Das Drucknetz Mühlenstraße dient der Schmutzwasser-Entsorgung einer Wohnsiedlung in der Mühlenstraße am südlichen Rand des Ortsteiles Dahle. Es handelt sich um eine Sammeldruckleitung mit einer Nebensammelleitung sowie 12 angeschlossenen Kompaktpumpwerken. Die Sammeldruckleitung hat Anschluss sowohl an den Mischwasserkanal in der Altenaer Straße nach Westen als auch den in der Mühlenstraße zunächst nach Osten verlaufenden Freigefällekanal..

Das Netz wurde im Jahre 2005 vom Lieferanten, Jung-Pumpen, Steinhagen, den a.a.R.d.T. entsprechend mit einer Spezialsoftware ausgelegt. Es wurde ein Zuschlagsfaktor für einen späteren erhöhten Abwasseranfall von 1,5 berücksichtigt. Je Pumpwerk wurden 4 EW (insgesamt 48), ein max. Schmutzwasseranfall von 0,005 l/s (gemäß DWA A 116) sowie ein täglicher Schmutzwasseranfall von max. 150 l/E*d für die Berechnung der Pumpenleistung



berücksichtigt. Insgesamt sind derzeit 39 Einwohner an das Netz angeschlossen. Alle Pumpwerke und Leitungsstränge verfügen über erhebliche Reserven.

5.5.4.33 Drucknetz Dorf Nettenscheid

Die Schmutzwasserentsorgung des Dorfes Nettenscheid erfolgt mit dem ausgedehntesten Drucknetz auf Altenaer Stadtgebiet. Es handelt sich um ein ausgeprägtes Verästelungsnetz mit einem Hauptstrang, Drei Nebensammelleitungen und einer größeren Zahl von Anschlussleitungen mit insgesamt 18 angeschlossenen Kompaktpumpstationen. Das gesammelte Schmutzwasser wird dem Mischwasserkanal im Europaring zugeführt.

Das Netz wurde im Jahre 2005 vom Lieferanten, Jung-Pumpen, Steinhagen, den a.a.R.d.T. entsprechend mit einer Spezialsoftware ausgelegt. Es wurde ein Zuschlagsfaktor für einen späteren erhöhten Abwasseranfall von 1,5 berücksichtigt. Je Pumpwerk wurden 4 EW bis 10 EW (insgesamt 129 EW), ein max. Schmutzwasseranfall von 0,005 l/s (gemäß DWA A 116) sowie ein täglicher Schmutzwasseranfall von max. 150 l/E*d für die Berechnung der Pumpenleistung berücksichtigt. Insgesamt sind derzeit nur 50 Einwohner an das Netz angeschlossen. Alle Pumpwerke und Leitungsstränge verfügen über weitere Reserven.

5.5.4.34 Drucknetz Am Hünengraben

Das Drucknetz am Hünengraben dient der Schmutzwasserentsorgung des Gewerbegebietes und der Sportanlagen im Lennebogen zwischen den Ortsteilen Linscheid und Pragpaul. Das bereits vorher bestehende Drucknetz wurde im Jahre 2005 um die Anschlüsse für die genannten Sportanlagen erweitert und in diesem Zuge vom Lieferanten, Jung-Pumpen, Steinhagen, den a.a.R.d.T. entsprechend mit einer Spezialsoftware in seiner Gesamtheit neu überrechnet.

Das Netz besteht aus dem neuen, tiefer liegenden nördlichen Teil, mit zwei Doppelpumpstationen und einer Druckluftspülstation. Die hiesige Sammelleitung führt bis zu einem Zwischenpumpwerk, das erforderlich wurde, um das Abwasser aus der Erweiterung dem bestehenden Netz mit ausreichendem Druck zuzuführen. Das Netz kann entsprechend bis hierher isoliert (mit eigenem Druckniveau) betrieben werden. Das Zwischenpumpwerk stellt gleichzeitig den Anfangspunkt des älteren Netzteiles da, von dem aus die



Sammelleitung zur Freigefälle-Mischwasser-Kanalisation in der Hermann-Voß-Straße führt. An diese Leitung sind insgesamt 13 Kompaktpumpwerke angeschlossen.

Zur Auslegung des Netzes wurde für die Sportanlagen ein äquivalenter Schmutzwasseranfall von 25 EW, für die Gewerbebetriebe eine dem Abwasseranfall nach deren Angaben entsprechende Anzahl von Einwohnerwerten angesetzt. ein Zuschlagsfaktor für Steigerungen / Unsicherheiten / gleichzeitigen Betrieb von 1,5 wurde zudem berücksichtigt. Insgesamt wurden für die Bemessung 114 EW angesetzt.

Nach der Bemessung verfügt das Gesamtnetz über weitere Reserven. Im Betrieb gab es bisher keinerlei Störungen oder Beschwerden, so dass auch von daher von einer ausreichenden Auslegung und genügend genauer Bemessungsansätze ausgegangen werden kann.

5.5.4.35 Drucknetz Brachtenbecker Weg

Auch bei dem Drucknetz Brachtenbecker Weg handelt es bisher nur um eine Transportleitung, an die ein einzelner Anschlussnehmer angeschlossen ist. Da es sich auch hier um Außengebiet handelt, wird mit weiteren Anschlüssen bis auf weiteres nicht gerechnet. Eine Drucknetzberechnung ist daher bisher nicht erforderlich. Die Transportleitung wurde von der Stadt Altena zur Verfügung gestellt, die Auslegung der Pumpstation obliegt dem Anschlussnehmer.

5.6 Untersuchung des Prognose-Zustandes

5.6.1 Definition des Prognose-Zustandes

Der Datensatz des Prognosezustandes ist weitgehend identisch mit dem des Istzustandes. Aufgrund der rückläufigen Bevölkerungszahlen und der gegebenen Entwicklung im gewerblichen Bereich, wird in Abstimmung mit der Stadt Altena nicht mehr von Zuwächsen oder der Neuerschließung von Flächen ausgegangen. In Abstimmung mit der Bezirksregierung Arnsberg werden deshalb für den Prognosezustand die gleichen Flächendaten und die gleichen dem Schmutzwasserabfluss zugrunde liegenden Daten angesetzt, wie im Istzustand.



Beim Fremdwasserabfluss wird die vom Ruhrverband angestrebte Reduzierung berücksichtigt.

Bei den städtischen Entlastungsanlagen werden die mit der Bezirksregierung Arnsberg vereinbarten Modifikationen, die ohne übergeordnete wasserwirtschaftliche Planung umgesetzt werden können (Modifikationen an den Schwellen, Nachrüstung von Tauchwänden) im Prognosezustand berücksichtigt. Dies sind im Einzelnen folgende Maßnahmen:

RÜ Rahmedestraße:	Schwellenerhöhung um 16 cm auf 158,50 müNN Nachrüstung einer Lamellentauchwand
RÜ Pumpwerk Winkelsen:	Schwellenerhöhung um 90 cm auf 160,86 müNN
RÜ Winkelsen Brücke:	Schwellenerhöhung um 95 cm auf 163,59 müNN
RÜ Steinerne Brücke:	Nachrüstung einer Lamellentauchwand / Kulissentauchwand
RÜ Bahnhofstraße:	Schwellenerhöhung um 56 cm auf 154,80 müNN Nachrüstung einer Lamellentauchwand
RÜ Knerling:	Schwellenerhöhung um 60 cm auf 154,60 müNN Nachrüstung von Lamellen- oder Kulissentauchwänden

Der Nachweis der Regelentsprechung der modifizierten Regenüberläufe wird nachfolgend erbracht.

Bei den unplanmäßigen Überläufen im Nettetal wurde bereits im Prognosezustand der Verschluss solcher Bauwerke berücksichtigt, an denen im Bestand regelmäßig Regenwasser zur Mischwasserkanalisation überläuft.

5.6.2 Ergebnisse der hydraulischen Untersuchungen des Prognose-Zustandes

Da weder eine zusätzliche Entwicklung von Flächen noch ein sonstiger Anstieg der Belastung des Kanalnetzes in Zukunft erwartet wird, unterscheiden sich die Berechnungsergebnisse von Ist- und Prognosezustand nur dort, wo bereits unabhängig von der weiteren Planung Veränderungen (an Bauwerken) vorgesehen sind. Nachfolgend werden daher nur die Abweichungen zum Istzustand beschrieben.



Brachtenbeck (Blatt 401):

Unverändert keine Überschreitungen zulässiger Überstauhäufigkeiten, keine unzulässige Überflutungsgefährdung.

Knerling (Blatt 401):

Wie im Istzustand ist bei Starkregen mit größeren Austrittsvolumina im Bereich der Kreuzung Gustav-Selve-Straße / Friedrich-Ebert-Straße zu rechnen. Die Erhöhung der Schwelle am RÜ Knerling hat keinen feststellbaren Einfluss auf das Überstauverhalten des oberhalb liegenden Netzes.

Tiergarten (Blatt 401):

Keine Veränderungen.

Linscheid (Blatt 402):

Keine Veränderungen.

Mühlendorf (Blatt 402):

Keine Veränderungen.

Innenstadt (Altstadt / Freiheit bis Buchholz) (Blatt 403 und 407):

Durch die Erhöhung der Schwellen an den Regenüberläufen Pumpwerk Winkelsen, Winkelsen Brücke, Steinere Brücke und Rahmedestraße kommt es durch die erhöhten Weiterleitungen im Verlauf des in der Lenneuferstraße verlaufenden Hauptsammlers zu einer geringfügigen Erhöhung der bei Extremereignissen austretenden Volumina (1-2 %). Oberhalb der RÜs ist keine Veränderung im Überstauverhalten feststellbar. Selbst die sehr großen Schwellenerhöhungen an den RÜ Pumpwerk Winkelsen und Winkelsen Brücke sind hydraulisch unkritisch.

Westlich der Lenne wirkt sich die vorgesehene Erhöhung der Schwelle am RÜ Bahnhofstraße dagegen erheblich aus. Die bei Starkregen zu erwartenden austretenden Volumina würden sich durch diese Maßnahme deutlich und nicht tolerierbar vergrößern. Die hier vorgesehene Maßnahme muss deshalb im Zuge der Sanierungsplanung modifiziert werden.

Nette / Nettetal (Blätter 403, 404, 407):

Der Verschluss der ausgewählten Überläufe im Nettetal bringt äußerst geringe Veränderungen im Überstauverhalten mit sich, die keinen Einfluss auf Entwässerungskomfort und Regelentsprechung haben.



Nettenscheid (Blatt 404):

Keine Veränderungen.

Evingen (Blatt 405):

Keine Veränderungen.

Dahle (Blatt 406):

Keine Veränderungen.

Breitenhagen / Drescheider Berg (Blatt 408):

Keine Veränderungen.

Rahmede / Mühlenrahmede (Blätter 408, 409, 410):

Keine Veränderungen.

5.6.3 Funktion der Sonderbauwerke im Prognosezustand

Für die Bauwerke, an denen wesentliche Veränderungen vorgesehen sind oder sich ergeben, wird für die Verhältnisse im Prognosezustand nochmals eine Untersuchung der Regelentsprechung vorgenommen. Dabei wird nur auf die Abweichungen zum Istzustand eingegangen. Die Untersuchungsergebnisse sind in Listenform als Anlage 8 beigefügt.

5.6.3.1 Regenüberlauf Rahmedestraße

Im Zuge der Nachrüstung einer Lamellentauchwand soll auch die Schwelle um 16 cm auf ca. 158,50 müNN erhöht werden.

Die Nachweise der hydraulisch einwandfreien Funktion entsprechen nicht denen nach A 111 für eine herkömmliche Tauchwand. Sie werden vom Hersteller auf der Grundlage von Modellversuchen erbracht. Auf der Grundlage beispielhaft von in Frage kommenden Herstellern durchgeführten Auslegungen wird für die Bauwerkshydraulik ein Überfallbeiwert von 0,32 angesetzt.



Das Bauwerk entspricht mit der Nachrüstung in vollem Umfang den a.a.R.d.T.. Die Schwellenerhöhung sorgt dafür, dass in der gesamten oberhalb liegenden Haltung DN 700 Vollfüllungsabfluss erzwungen wird.

Mit der Schwellenerhöhung steigt der weitergeleitete Abfluss an. Es ergeben sich folgende Abflüsse:

$$Q_{Dr, krit} = 188 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 201 \text{ l/s} / 194 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Durch die aus der Schwellenerhöhung resultierende Erhöhung des Drosselabflusses erhöht sich das Mischverhältnis bei gleichbleibendem Trockenwetterabfluss auf 7,2. Durch die vorgesehenen Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung wird sich der mittlere Trockenwetterabfluss von ca. 22,8 l/s auf 16,7 l/s verringern. Damit steigt das Mischverhältnis auf $m = (188 - 16,7) / 16,7 = 10,2$ an.

5.6.3.2 Regenüberlauf Pumpwerk Winkelsen

Durch die Schwellenerhöhung um 90 cm auf 160,86 müNN entlastet das Bauwerk seltener, als die zulässige Überstauhäufigkeit ($n=0,33$), sogar seltener als die zulässige Überflutungshäufigkeit ($n=0,05$). Der Zulaufkanal wird als Zwischenspeicher genutzt, so dass außer bei Extremereignissen eine vollständige Weiterleitung des anfallenden Mischwassers erfolgt. Damit erübrigt sich die Nachweisführung für einen Regenüberlauf. Das Bauwerk kann als Anlage zur Verhütung von Überflutungsschäden (Notüberlauf) angesehen werden. Auch auf die Nachrüstung einer Tauchwand kann damit verzichtet werden. Die Schwellenoberkante wird nach der Erhöhung deutlich über dem HW_{10} der Lenne liegen.

5.6.3.3 Regenüberlauf Winkelsen Brücke

Die Schwellenoberkante soll um 95 cm auf 163,59 müNN erhöht werden. Daraus resultieren folgende Abflüsse:

$$Q_{krit, 15} = 7 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 58 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 87 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = - \text{ l/s} / - \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$



Das Bauwerk entspricht nach der Schwellenerhöhung den a.a.R.d.T. für einen Regenüberlauf. Es entlastet jedoch seltener, als die zulässige Überstauhäufigkeit ($n=0,33$). Es entlastet erst ab Regenereignissen mit einer Wiederkehrwahrscheinlichkeit in der Größenordnung von $n=0,2$. Damit erübrigt sich die Nachweisführung für einen Regenüberlauf. Das Bauwerk kann ebenfalls als Anlage zur Verhütung von Überflutungsschäden (Notüberlauf) angesehen werden. Auch auf die Nachrüstung einer Tauchwand kann verzichtet werden.

5.6.3.4 Regenüberlauf Steinerne Brücke

Die Nachrüstung einer Kulissentauchwand mit der montagebedingten Schwellenerhöhung um 6 cm und der Erhöhung der hydraulischen Verluste führt zu einer geringfügigen Veränderung der Abflüsse:

$$Q_{\text{krit}, 15} = 84 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 438 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{Dr, krit}} = 181 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{\text{Dr, n=1}} = 199 \text{ l/s} / 201 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Das Bauwerk entspricht in jeder Hinsicht den a.a.R.d.T..

5.6.3.5 Regenüberlauf Bahnhofstraße

Die angedachte und aufgrund des unterlasteten Zulaufkanals als unkritisch vermutete relativ große Schwellenerhöhung um 56 cm auf 154,80 müNN führt entgegen der Erwartungen zu einer kritischen Verschlechterung der Überflutungssicherheit in Zuflüssen des Zulaufkanals. Eine Schwellenerhöhung kann deshalb nicht ohne dezidierte Planung umgesetzt werden. Für den Standort muss deshalb eine Sanierungsplanung im Gesamtzusammenhang entwickelt werden. Dies erfolgt innerhalb der hydraulisch bedingten Sanierungsplanung, die ab Kapitel 6.4 beschrieben ist.



5.6.3.6 Regenüberlauf Knerling

Das Bauwerk entspricht weitgehend den a.a.R.d.T.. Durch die Schwellenerhöhung um 60 cm auf 154,60 mÜNN wird der Volleinstau des Zulaufkanals und des oberhalb liegenden Vereinigungsbauwerkes und damit Vollenfüllungsabfluss erzwungen. Dadurch und durch die Ausrüstung der Schwellen mit Lamellentauchwänden wird das Manko der zu kurzen Beruhigungsstrecke kompensiert.

5.7 Bewertung der Untersuchungsergebnisse

Insgesamt ist die hydraulische Leistungsfähigkeit des hier untersuchten Kanalnetzes als gut zu bezeichnen. Bedeutende Mängel in der Leistungsfähigkeit bzw. im Überflutungsschutz bestehen nur im Ortsteil Evingsen und im Industriegebiet Linscheid. Das Gefährdungspotenzial der Mängel im Hauptsammler in der Lenneuferstraße ist wegen der Ablaufmöglichkeit in die Lenne gering, wenn auch die Verhältnisse nicht regelgerecht sind. Dieser Mangel ist eher vor hygienischem Hintergrund zu sehen. Kritisch ist jedoch der von ihm ausgehende Rückstau in das Industriegebiet in Linscheid.

Der Hauptsammler ist das weitaus flachste Systemteil des Altenaer Kanalnetzes. Entsprechend gering ist die Leistungsfähigkeit trotz des großen Profils. Die maximalen Abflüsse treten erst bei entsprechendem Einstau unter Druck auf. Die auftretenden Rückstauwasserspiegel kommen der Geländeoberkante bereichsweise recht nahe. Das Belastungsbild wird von zwei Phänomenen geprägt, die sich gegenseitig überlagern: einer lang anhaltend hohen Belastung aus den entfernt liegenden und vorentlasteten Einzugsgebietsteilen und kurzfristigen Belastungsspitzen aus den nahe gelegenen und nicht vorentlasteten Teileinzugsgebieten.

Der (von Seiten des Kanalnetzes !!!) ausreichende Überflutungsschutz im Zuge des Nettetals wird nur durch insgesamt 46 ungenehmigte Überläufe sichergestellt. Damit einher geht die Verringerung des von Seiten des Gewässers gegebenen Hochwasserschutzes. Dieser ist ohnehin nach übereinstimmender Einschätzung aller mit der Thematik befassten Personen und Körperschaften unzureichend und weitaus schlechter, als in der zuletzt erstellten Hydraulik ausgewiesen. Die vorhandenen Mischwassereinleitungen sind vor diesem Hintergrund genauso wenig tolerierbar, wie die ebenfalls bisher nicht erlaubten Regenwassereinleitungen. Dass die letzten tatsächlich beobachteten Überlastungserscheinungen im Nettetal so lange zurückliegen, scheint nach Wertung aller



verfügbaren Informationen allein daran zu liegen, dass dieses Einzugsgebiet in den letzten zwanzig Jahren von überflutungsrelevanten Niederschlagsereignissen weitgehend verschont geblieben ist. Die Verhältnisse sind sowohl aus Sicht des Gewässerschutzes als auch der Hochwassersicherheit insgesamt bedenklich.

Das insgesamt positive Bild in der hydraulischen Auslastung des Netzes ist maßgeblich in dem bereichsweise geringen Anschlussgrad der befestigten Flächen an die Kanalisation begründet.

Die Sonderbauwerke des Kanalnetzes sind überwiegend ausreichend leistungsfähig, betriebssicher und regelkonform. Einige leichte Mängel können mit vergleichsweise geringem Aufwand behoben werden. Für zwei Regenüberläufe ist allerdings ein Ersatzneubau erforderlich.



6. PLANUNG

6.1 Handlungsbedarf aus hydraulischer und wasserwirtschaftlicher Sicht

Obwohl dort keine Überschreitungen zulässiger Überstauhäufigkeiten vorliegen und auch von Seiten des Kanalnetzes nur vereinzelt mit dem Austritt größerer Volumina bei Starkregenereignissen gerechnet werden muss, besteht der dringendste Handlungsbedarf im Zuge des Mischwassersammlers im Nettetal. Die Begrenzung der Überstauhäufigkeiten ist ausschließlich durch die ungenehmigten Überläufe gegeben, die aber gleichzeitig die Hochwassergefährdung von Seiten des Gewässers erhöhen. Auch aus Sicht des Gewässerschutzes besteht Handlungsbedarf. Nicht zuletzt stehen die ungenehmigten und nicht regelkonformen Überläufe einer Befreiung von der Abwasserabgabe für die Einleitung von verschmutztem Niederschlagswasser und der Erteilung von Einleitungserlaubnissen für die vorhandenen Niederschlagswassereinleitungen in die Nette entgegen.

Ein weiterer Handlungsschwerpunkt muss die Anpassung der vorhandenen Regenüberläufe an die Regeln der Technik sein. Auch diese ist Voraussetzung für die Befreiung von der Abwasserabgabe für die Einleitung von verschmutztem Niederschlagswasser. Außerdem gehen davon Verbesserungen für den Betrieb und die Hydraulik weiter Netzteile sowie für den Gewässerschutz aus. Die meisten Bauwerke können mit geringem Aufwand angepasst werden, nur in Einzelfällen sind Ersatzneubauten erforderlich.

Neben den oben schon angesprochenen Maßnahmen an vorhandenen Überlaufbauwerken sind weitere Maßnahmen zur Entlastung des lenneparallel verlaufenden Hauptsammlers erforderlich. Dieser ist überlastet. Ein Schadenspotenzial durch austretendes Wasser wird vornehmlich im Ortsteil Linscheid gesehen. Im übrigen Verlauf, wo austretendes Wasser zur Lenne ablaufen kann, ist die Notwendigkeit zur Verringerung der Überstauhäufigkeiten eher aus hygienischen Gründen gegeben. Einen Sanierungsschwerpunkt aus hydraulischer Sicht bildet der Ortsteil Evingen. Hier ist das Kanalnetz bereichsweise leistungsschwach. Darüber hinaus besteht über das Netz verteilt die Notwendigkeit einzelner Maßnahmen zur Leistungssteigerung örtlicher Kanäle.

Akut untragbare Verhältnisse, die ein unmittelbares Handeln zur Gefahrenabwehr (Sofortmaßnahmen) erforderten, werden an keiner Stelle des Entwässerungssystems gesehen. Die erforderlichen Maßnahmen können als Weiterentwicklung des Entwässerungssystems zur Verbesserung von Gewässerschutz, Hygiene und Hydraulik der aktuellen Rechtslage entsprechend mit den entwickelten Prioritäten sukzessive abgearbeitet werden.



6.2 Bauliche Sanierungserfordernisse (Sanierungsprognose)

6.2.1 Allgemeines und Vorgehen

Das geeignete Sanierungsverfahren für Haltungen und Schächte ist abhängig von der Anzahl und der Art der festgestellten Schäden, der Zugänglichkeit sowie der sonstigen örtlichen Verhältnisse. Die Sanierung von schadhafte Kanalnetzen kann als „Reparatur“, „Renovation“ oder „Erneuerung“ durchgeführt werden. In erster Linie bestimmen wirtschaftliche Überlegungen, nach welcher der genannten Sanierungsarten und nach welchem Verfahren die Sanierung erfolgt. Die Reparatur und Renovierung stellen zu meist die Lösungen mit den geringsten Betriebsbeeinträchtigungen dar, da die Sanierung im Kanal selbst stattfindet (grabenlose Sanierung). Bei einem Vergleich zwischen geschlossener Bauweise (Reparatur, Renovation) mit einer offenen Bauweise (Erneuerung) sind allerdings neben Kostenfaktoren auch noch die örtlichen Randbedingungen wie Tiefenlage, Rohrdurchmesser, Abschnittslängen der Leitungen und Grundwasservorkommen, Verkehrslage, anstehende Baumaßnahmen sowie Umweltaspekte zu berücksichtigen.

Im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit des Kanals und die Qualität der Einbindungen für Anschlüsse besitzt die Erneuerung unbestreitbare Vorteile. Allerdings entstehen bei der Kanalerneuerung hohe Kosten durch die erforderliche Wiederherstellung der Oberfläche und den Bodenaushub, die bei geschlossener Bauweise in diesem Maße nicht anfallen. Der Erneuerung ist daher vorrangig aufgrund der örtlichen Randbedingungen und insbesondere bei einer möglichen Kombination der Baumaßnahme mit anderen Tiefbautätigkeiten Vorzug zu geben.

Als Grundlage der ganzheitlichen Sanierungsplanung wird zunächst ausgehend von den Schadensdaten eine Einschätzung des baulichen Sanierungsbedarfs mit Zuweisung der jeweils allein aus dem baulichen Zustand resultierenden wirtschaftlichsten Sanierungsart (Reparatur/Renovation/Erneuerung) für jede Haltung vorgenommen. Diese Ersteinschätzung des Sanierungsbedarfs wird hier als bauliche Sanierungsprognose bezeichnet.

Im Rahmen der Sanierungsprognose sind alle drei Sanierungsarten unter wirtschaftlichen Aspekten miteinander zu vergleichen. Dies erfolgt EDV-unterstützt mit dem Softwareprogramm „DIGMA“ der DIG_MA Dienstleistungsgesellschaft mbH, Paderborn. Mit Hilfe des Software-Programms ist eine Verwaltung sämtlicher Kanalbestands- und -zustandsdaten, die sich aus der vermessungstechnischen Aufnahme und der TV-Inspektion ergeben, und eine anschließende Zustandsklassifizierung sowie Sanierungsprognose mit Kostenansatz möglich.

Als Voraussetzung für die programmtechnische Sanierungsprognose war es erforderlich, eine Datenbank bzw. Wissensbasis zu entwickeln, in der den verschiedenen möglichen Haltungsschäden – hier Codes gemäß ATV – entsprechende Sanierungsverfahren mit aktuellen Kostenansätzen zugeordnet werden. Auf Grundlage unserer Erfahrungen ist ein solcher Kanal-Sanierungskatalog (Wissensbasis) erstellt und im Programm als Berechnungsgrundlage hinterlegt worden. Damit können je Kode Einzelreparaturmaßnahmen abgeschätzt werden. Zur Ermittlung von Renovations- und Erneuerungskosten sind darüber hinaus ebenfalls Kosten in der Datenbank hinterlegt worden. Die Kosten einer Haltung ermitteln sich dabei jeweils in Abhängigkeit der Haltungslänge sowie unter Berücksichtigung der Randbedingungen wie Dimension, Tiefe, etc. Zusätzlich sind in der Wissensbasis so genannte „Standard“-Zusatzkosten wie z. B. Baustelleneinrichtung, TV-Untersuchung nach Sanierung etc. als Pauschalen hinterlegt. Zusätzlich werden für die drei Sanierungsarten auch noch die erforderlichen Vor- und Nacharbeiten (Baunebenkosten) als Sanierungszusätze berücksichtigt. Diese gliedern sich je nach Sanierungsverfahren in unterschiedlich erforderliche Zusatzkosten, wie beispielhaft aus der folgenden Abb. 9: ersichtlich:

Reparatur			Renovation			Erneuerung		
Baustelleneinrichtung / Verkehr	200	€	Baustelleneinrichtung / Verkehr	200	€	Baustelleneinrichtung / Verkehr	3000	€
TV-Inspektion Voruntersuchung [m]	2	€	TV-Inspektion Voruntersuchung [m]	2	€	Oberfläche aufnehmen und wiederher	40	€
HD-Reinigung [m]	2	€	HD-Reinigung [m]	3	€	Aushub und Verfüllen [m ²]	20	€
Wasserhaltung	200	€	Wasserhaltung	200	€	Verbau [xm ²]	12	€
Dichtigkeitsprüfung EN1610	150	€	Materialprüfung	200	€	Auflager Sand [xm ²]	8	€
TV-Inspektion Abnahme [m]	2	€	Öffnen der Hausanschlüsse [Stck]	380	€	Wasserhaltung	375	€
		€	Hutprofil setzen [Stck]	0	€	TV-Inspektion zur Abnahme [m]	1,5	€
		€	Dichtigkeitsprüfung EN1610	150	€			€
		€	TV-Inspektion Abnahme [m]	2	€			€
		€	Fräsarbeiten	1000	€			€

Abb. 9: Beispiel Sanierungszusätze für Vor-/Nacharbeiten (Baunebenkosten)

Zunächst erfolgt für die Sanierungsarten „Reparatur“, „Renovation“ und „Erneuerung“ auf Grundlage der hinterlegten Wissensbasis eine automatische Kostenkalkulation. Dabei wird jedem Einzelschaden, der nach der durchgeführten Schadensbewertung einer Schadensklasse zugeordnet worden ist, das erforderliche Reparaturverfahren inkl. Kostenprognose gemäß Wissensbasis zugeordnet und die verschiedenen Einzelschäden einer Haltung für die Sanierung der Gesamthaltung addiert. Neben den Reparaturkosten werden auch mögliche Kosten für eine Renovation bzw. Erneuerung der Haltung automatisch ermittelt. Im Anschluss an diese Kalkulation der Einzelschäden und der



einzelnen Sanierungsarten erfolgt der wirtschaftliche Vergleich der Sanierungsarten „Reparatur“, „Renovation“ und „Erneuerung“. Maßgebende Faktoren sind dabei:

- die Investitionskosten,
- der Kapitaldienst (Verzinsung und Preisentwicklung),
- die mutmaßliche Nutzungs- oder Lebensdauer.

Unter Einbeziehung dieser Faktoren werden nach dem Prinzip der dynamischen Kostenvergleichsrechnung die Barwerte für die einzelnen Sanierungsverfahren nach dem Bezugszeitpunkt durch Multiplikation mit dem so genannten Dynamisierungsfaktor (DFRW (i, N, L, r)), der Restwerte aus unterschiedlichen Nutzungsdauern nach den Gesichtspunkten der dynamischen Investitionsrechnung berücksichtigt, ermittelt. Damit kann die methodische Nutzengleichheit von Alternativen sichergestellt werden, wenn die Nutzungsdauern erst nach vielfacher Reinvestition einen gemeinsamen Planungshorizont ergeben.

Der hier durchgeführte dynamische Kostenvergleich der drei v. g. Sanierungsarten erfolgte dabei mit den in Tab. 20: aufgeführten finanzmathematischen Vorgaben.

Vorgaben	Kürzel	Reparatur	Renovation	Erneuerung
Zinssatz	i	3,6%	3,6%	3,6%
Planungszeitraum	N	60	60	60
Nutzungsdauer	L	10	40	60
Preissteigerung	r	1,5%	1,5%	1,5%
Dynamisierungs- Faktor DFRW(i, r, N, L)	$(1 - ((1+r)/(1+i))^N) / (1 - ((1+r)/(1+i))^L)$	3,81973856	1,26492018	1

Tab. 20: Finanzmathematische Ansätze für die dynamische Kostenvergleichsrechnung

Eine „Erneuerung“ mit der längsten Planungs- und Nutzungszeit erhält entsprechend den Diskontierungsfaktor 1, die Verfahren „Reparatur“ und „Renovation“ mit kürzeren Lebenszeiten entsprechend einen höheren Faktor. Mit Hilfe dieser Berechnung wird eine gesamtwirtschaftliche Vergleichbarkeit der einzelnen Sanierungsverfahren ermöglicht.

Andere Faktoren, die als örtliche Randbedingungen zu bezeichnen sind, z. B. etwaige Beeinträchtigungen durch die örtliche Lage (Zugänglichkeit, beengte Platzverhältnisse, Umweltaspekte etc.), erforderliche Provisorien (z. B. Verkehrsumleitungen, Wasserhaltung etc.) bzw. die Möglichkeit Kanalerneuerungen in Verbindung mit anderen, geplanten Tiefbau-



bzw. Straßenbauarbeiten zu kombinieren, sind nicht berücksichtigt worden. Die Sanierungsprognose beruht allein auf dem baulichen Zustand. Sie ist als Ersteinschätzung anzusehen. Die endgültige Sanierungsentscheidung wird durch den Abgleich mit der Hydraulik und sonstigen Erfordernissen bei der weiteren Verfeinerung der Planung getroffen.

6.2.2 Ergebnis der baulichen Gesamt-Sanierungsprognose

Auf Basis der erfolgten Zustandsbewertung der Haltungen und Schächte, des zuvor erläuterten Kanal-Sanierungskatalogs, der Durchführung der Sanierungsprognose mit dem Programm DIGMA und der Auswahl der bevorzugten Sanierungsart durch dynamische Kostenvergleichsrechnung unter Vernachlässigung spezieller örtlicher Verhältnisse sind die Gesamt-Sanierungskosten für

- sämtliche festgestellte Auffälligkeiten
- aller untersuchten Haltungen und Schächte

isoliert für die bauliche Sanierung prognostiziert worden.

6.2.2.1 Sanierungsprognose Haltungen

Die geschätzten Gesamtkosten für die Sanierung aller Haltungsschäden im untersuchten Misch-, Schmutz- und Regenwassersystem belaufen sich für die Kanalisation im Einzugsgebiet der Kläranlage Altena auf rd. 3,2 Mio. € brutto inkl. der erforderlichen Vor- und Nacharbeiten (einschl. Sanierungsmaßnahmen, die 2013 abgeschlossen werden). Für die Haltungen ergibt sich folgende Sanierungsprognose:

		netto	MWST	brutto
Reparatur	570 Haltungen	780.258,18 €	148.249,05 €	928.507,23 €
Renovation	411 Haltungen	1.654.908,78 €	314.432,67 €	1.969.341,45 €
Erneuerung	25 Haltungen	251.344,07 €	47.755,37 €	299.099,44 €
Gesamt	1006 Haltungen	2.686.511,03 €	510.437,09 €	3.196.948,12 €

Tab. 21: Brutto-Gesamtkosten der baulichen Sanierung der Haltungen nach Sanierungsarten (einschl. Maßnahmen, die 2013 abgeschlossen werden)

Die Verteilung der verschiedenen Sanierungsarten „Reparatur“, „Renovation“ und „Erneuerung“ ist aus der nachfolgenden Abb. 10: zu erkennen. Es wird ersichtlich, dass für den Großteil der untersuchten Haltungen eine Reparatur das wirtschaftlichste Verfahren

darstellt, d. h. im Großteil der Haltungen wurden nur einzelne Auffälligkeiten festgestellt. Ein anderes Bild ergibt sich aus der Verteilung der Kosten nach den Sanierungsarten. Ein Großteil der Investitionskosten wird für die Sanierung von Haltungen mit Renovationsverfahren aufzubringen sein.

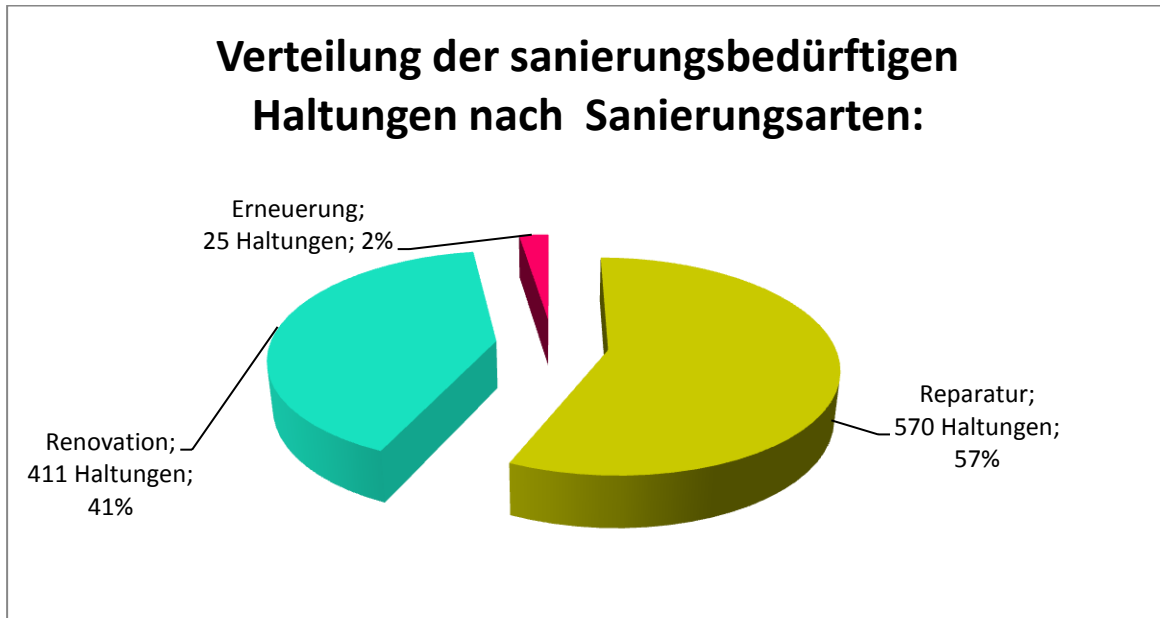


Abb. 10: Aufteilung der baulich sanierungsbedürftigen Haltungen nach Sanierungsarten

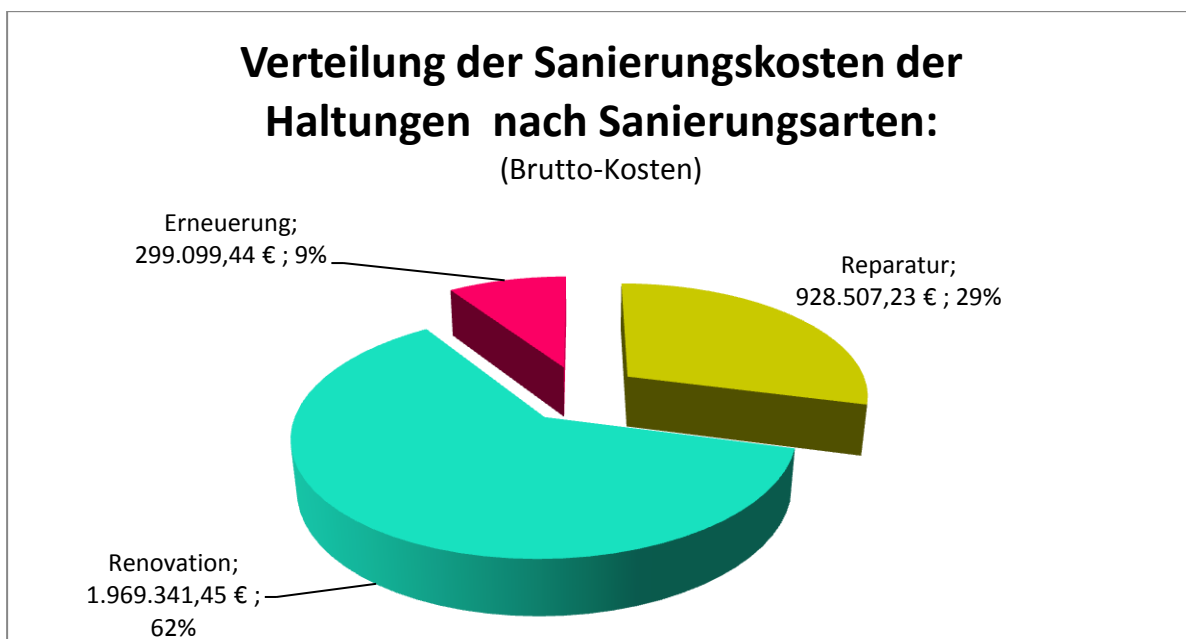


Abb. 11: Aufteilung der Brutto-Gesamtkosten für die bauliche Sanierung der Haltungen nach Sanierungsarten

Betrachtet man die Gesamt-Sanierungskosten differenziert nach der Zustandsklassifizierung, so zeigt sich die in Abb. 12: dargestellte Kostenverteilung für die unterschiedlichen Sanierungsprioritäten, d. h. Haltungsklassen.

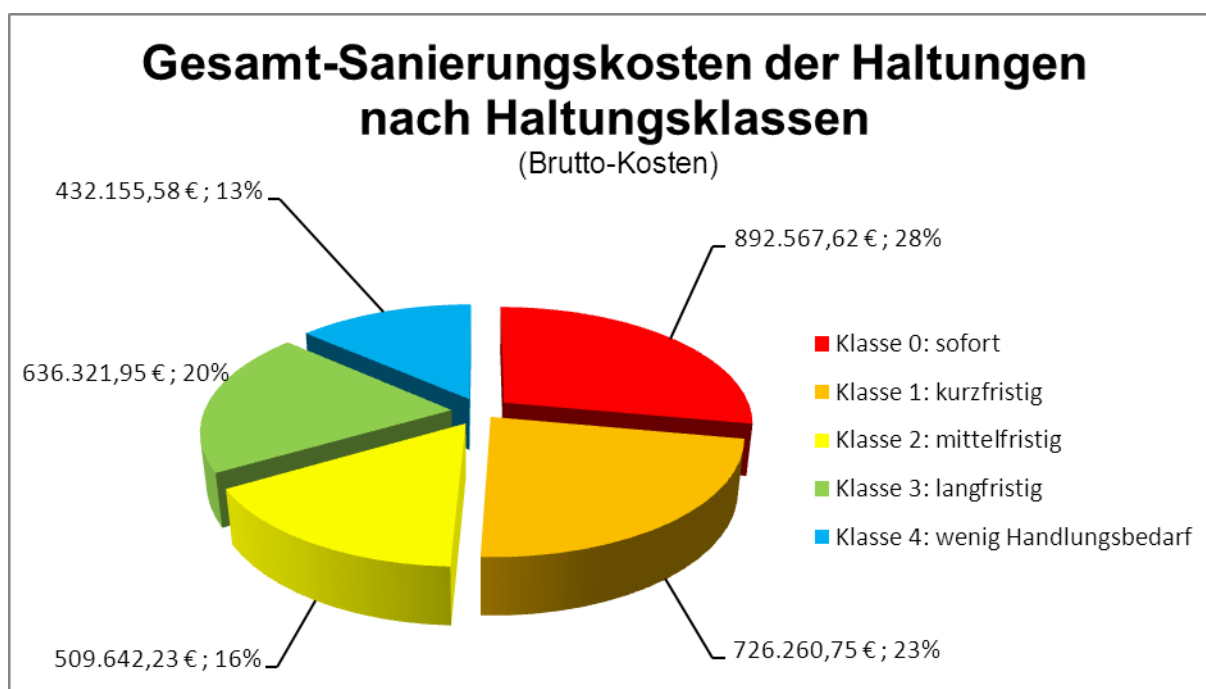


Abb. 12: Aufteilung der Brutto-Gesamtkosten für die bauliche Sanierung der Haltungen nach Haltungsklassen

6.2.2.2 Sanierungsprognose Schächte

Die Sanierungsprognose der untersuchten Schächte beläuft sich auf rd. 0,77 Mio. € brutto inkl. eines pauschalen Ansatzes für Nebenkosten in Höhe von 15 % (Abb. 13:). Nur etwa 7% der Schächte sind der Zustandsklasse 0, einer Sofortsanierung zugeordnet. Kostenmäßig ist dies jedoch aufgrund der Vielzahl von Schäden und Sanierungserfordernissen der größte Anteil mit rd. 40 %.

Die bisher untersuchten 1.684 Schächte repräsentieren nur etwa 40% der gesamten in dem hier betrachteten Netz enthaltenen Schächte. Der Gesamtaufwand für die Sanierung der Schächte wird also entsprechend höher liegen. Ein großer Teil der besonders aufwändig zu sanierenden Schächte liegt in den baulichen Sanierungsschwerpunkten, die bereichsweise gegenwärtig saniert werden. Legt man zugrunde, dass in den bisher nicht untersuchten

Schächten eine gleiche Verteilung von Schäden, Zustandsklassen und Sanierungsbedarf vorliegt wie in den übrigen 80% der untersuchten Schächte, so ergibt sich eine zu erwartende Größenordnung der Gesamt-Sanierungskosten verteilt auf die Zustandsklassen, d.h. Prioritätsstufen, wie sie die Hochrechnung in Tab. 22: zeigt.

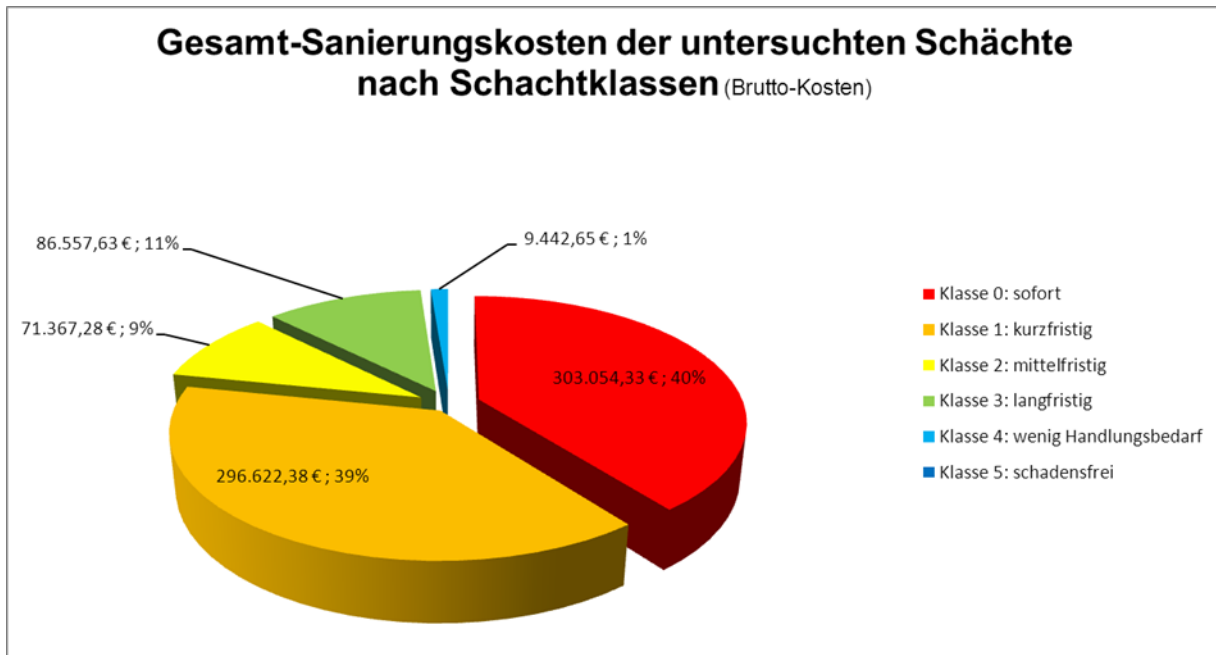


Abb. 13: Aufteilung der Brutto-Gesamtkosten für die bauliche Sanierung der Schächte nach Schachtklassen

Hochrechnung		netto	MWST	brutto
Misch-, Schmutz-, Regenwasser				
Klasse 0: sofort	268 Schächte	504.737,68 €	95.900,16 €	600.637,84 €
Klasse 1: kurzfristig	1001 Schächte	494.025,25 €	93.864,80 €	587.890,05 €
Klasse 2: mittelfristig	183 Schächte	118.862,36 €	22.583,85 €	141.446,21 €
Klasse 3: langfristig	483 Schächte	144.161,92 €	27.390,77 €	171.552,69 €
Klasse 4: wenig Handlungsbedarf	347 Schächte	15.726,76 €	2.988,08 €	18.714,84 €
Klasse 5: schadensfrei	1890 Schächte	- €	- €	- €
Gesamt	4172 Schächte	1.277.513,97 €	242.727,65 €	1.520.241,62 €

Tab. 22: Hochrechnung der Brutto-Gesamt-Sanierungskosten aller Schächte auf der Grundlage der untersuchten Schächte, unterteilt nach zu erwartenden Schachtklassen



6.2.2.3 Gesamt-Sanierungsprognose Haltungen und Schächte

Die Gesamt-Sanierungsprognose für das untersuchte Misch-, Schmutz- und Regenwassersystem für die Kanalisation im EZG KA Altena beläuft sich (einschließlich der Hochrechnung der Schacht-Sanierungskosten und der Sanierungsmaßnahmen, die in 2013 abgeschlossen werden) auf Sanierungskosten von rd. 4,71 Mio. € (brutto). In den Kosten sind entsprechende Ansätze für Vor- und Nacharbeiten enthalten.

Die Kosten verteilen sich wie nachfolgend dargestellt auf die einzelnen Prioritätsstufen.

Bauliche Gesamt-Sanierungsprognose Misch-, Schmutz-, Regenwasser	Haltung	Schacht		Gesamt brutto
		brutto	brutto	
Klasse 0: sofort	171 Haltungen	892.567,62 €	268 Schächte	1.493.205,45 €
Klasse 1: kurzfristig	221 Haltungen	726.260,75 €	1001 Schächte	1.314.150,80 €
Klasse 2: mittelfristig	164 Haltungen	509.642,23 €	183 Schächte	651.088,44 €
Klasse 3: langfristig	265 Haltungen	636.321,95 €	483 Schächte	807.874,64 €
Klasse 4: wenig Handlungsbedarf	185 Haltungen	432.155,58 €	347 Schächte	450.870,42 €
Gesamt	1006 Haltungen	3.196.948,13 €	2282 Schächte	4.717.189,75 €

Tab. 23: Brutto-Gesamtkosten für die bauliche Sanierung der Haltungen und Schächte (Prognose) unterteilt nach Zustandsklassen

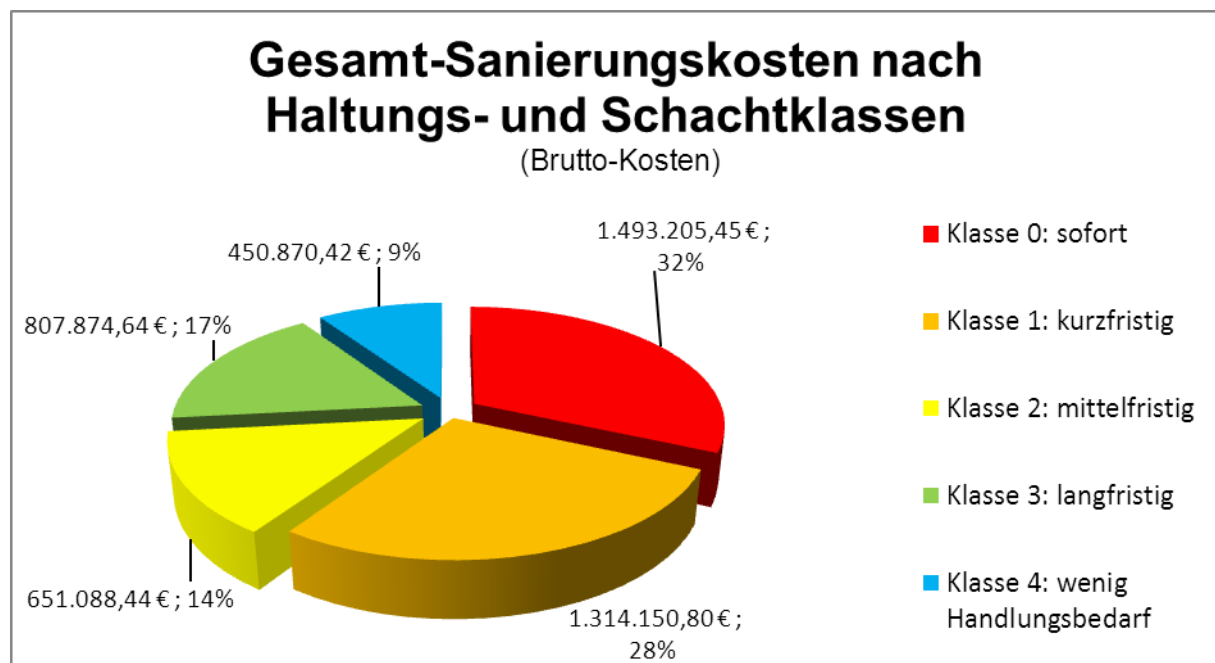


Abb. 14: Brutto-Gesamtkosten für die bauliche Sanierung der Haltungen und Schächte (Prognose) unterteilt nach Zustandsklassen



6.3 Notwendigkeiten der Fremdwasserreduzierung

Als Ergebnis der „Analyse der Fremdwassersituation und Erarbeitung von Handlungskonzepten im Einzugsgebiet der Ruhr – Projektphase 5“ wurde vom Ruhrverband in Abstimmung mit dem Abwasserwerk der Stadt Altena für das Einzugsgebiet der Kläranlage Altena ein Ranking der Fremdwasserschwerpunktgebiete und ein Bündel von Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung erarbeitet. Dabei wird eine Abschätzung der minimal anfallenden Kosten und eine „mittelmäßige“ erreichbare Fremdwasserreduzierung zugrunde gelegt. Aus dem Verhältnis (Maßzahl) der Kosten zur erreichbaren Fremdwasserreduzierung und dem gegenüberstehenden wasserwirtschaftlichen Nutzen wurde eine Rangfolge der Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung abgeleitet.

Rg.	Fremdwasser- schwerpunkt	Kosten brutto [€]	Fremdwasser- reduzierung $\Delta Q_{F,aM}$ [l/s]	Maßzahl Kosten/ $\Delta Q_{F,aM}$ [TSD €/(l · s)]	Faktor Redu- zierungs- potenzial [%]	Wasserwirt- schaftlicher Nutzen
1	Altena-Evingsen (Mst_13, Mst_25)	164.235	12,8	12,8	63	hoch
2	Altena-Kernstadt (Mst_03, 18)	218.190	5,8	37,6	36	hoch
3	Altena-Nettetal (Mst_04, 06)	131.385	3,2	41,2	38	mittel- mäßig
4	Nachrodt-Wiblingwerde Einsal (Mst_24)	227.045	4,6	49,4	69	hoch
5	Altena-Dahle (Mst_05, Mst_14)	321.100	4,8	67,2	73	hoch
6	Nachrodt-Wiblingwerde Einsal/Rennerde (Mst_16a)	100.500	0,6	167,5	47	gering
7	Altena-Knerling (Mst_02)	125.000	1,0	122,1	78	gering
8	Altena-Rahmedetal (Mst_08)	206.840	1,6	129,4	76	gering
9	Altena-Mühlenrahmede (Mst_07)	492.695	3,3	147,7	51	mittel- mäßig

Tab. 24: Ranking der Fremdwasserschwerpunktgebiete auf Basis der Minimalabschätzung (Kosten) und einer mittelmäßigen Fremdwasserreduzierung (Ruhrverband 2009)

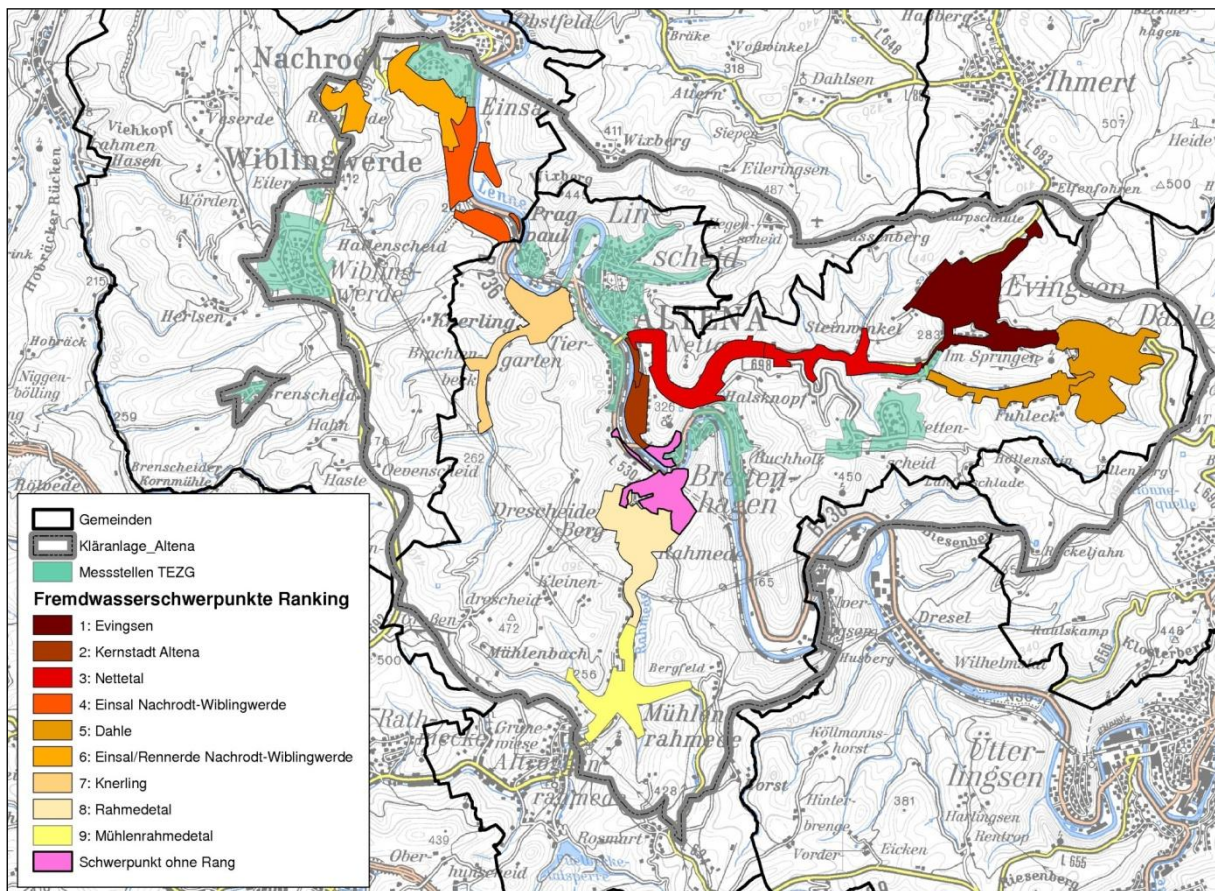


Abb. 15: Fremdwasserschwerpunktgebiete mit Rangfolge der Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung (Ruhrverband 2009)

Die in der Untersuchung vorgesehenen Maßnahmen in der Kernstadt Altena sind aus baulichen Gründen bereits während der Aufstellung der vorliegenden Anzeige umgesetzt worden. Tab. 24: und Abb. 15: zeigen, dass damit die größte Fremdwasserreduzierung im Stadtgebiet Altena in den Ortsteilen Evingen und Dahle möglich und erforderlich ist und dass gemeinsam mit dem Nettetäl der weit überwiegende Teil der Fremdwasserreduzierung in Altena im Einzugsgebiet des Nette-Hauptsammlers erfolgen muss.

Die vom Ruhrverband gewählte Rangfolge der Schwerpunktgebiete wurde unter Berücksichtigung der hydraulischen Erfordernisse, der planerischen und betrieblichen Notwendigkeiten an Sonderbauwerken und den baulichen Sanierungserfordernissen modifiziert und die Schwerpunktgebiete vier Prioritätsstufen zugewiesen. Vorrangig zu sanieren sind alle am Nettehauptsammler angeschlossenen Einzugsgebiete.



Rang (RV)	Fremdwasserschwerpunkt	Kosten (brutto) [€]	Prioritätsstufe (AWW Altena)
1	Altena-Evingsen	165.000,-	1
2	Altena-Kernstadt	Erledigt	
3	Altena-Nettetal (verbleibend)	109.000,-	1
5	Altena-Dahle	405.000,-	1
7	Altena-Knerling	135.000,-	4
8	Altena-Rahmedetal	270.000,-	3
9	Altena-Mühlenrahmede	447.000,-	2
	gesamt	1.531.000,-	

Tab. 25: Rangfolge und Kostenschätzung für die Fremdwassersanierungsmaßnahmen (Ruhrverband 2009) und Zuweisung von Prioritäten durch das Abwasserwerk Altena

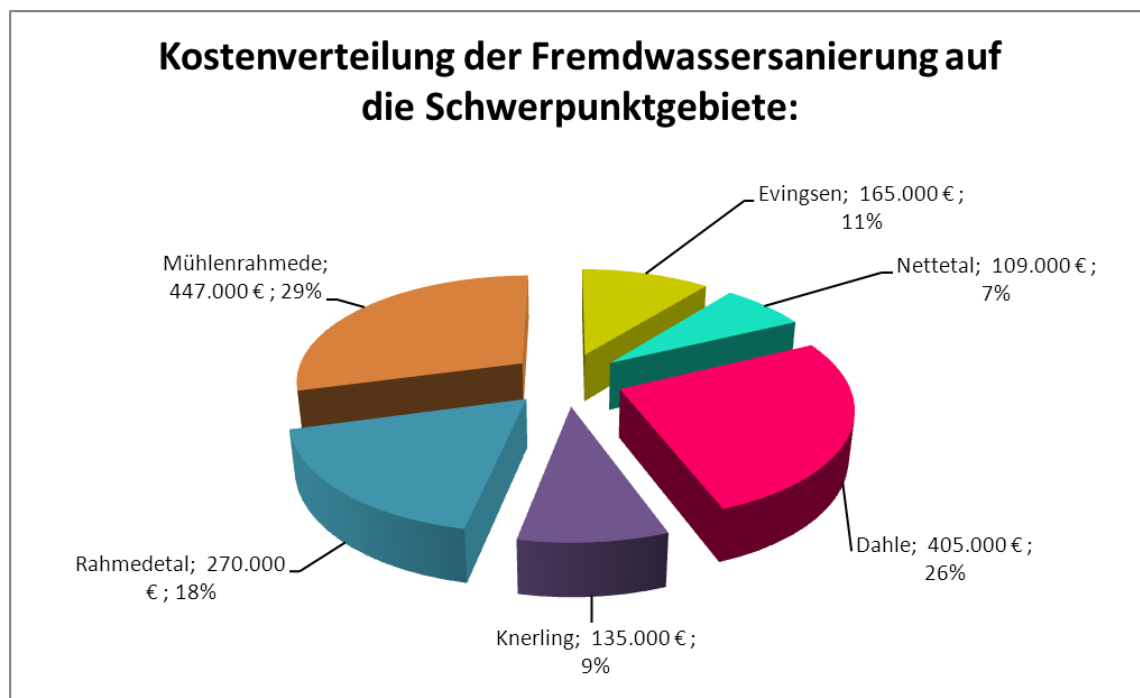


Abb. 16: Kostenverteilung der Fremdwassersanierung auf die Schwerpunktgebiete



Abb. 17: Kostenverteilung der Fremdwassersanierung auf die Prioritätsstufen



6.4 Variantenuntersuchungen zur hydraulischen Sanierung

Zur hydraulischen Sanierung überlasteter bzw. überstau-/überflutungsgefährdeter Bereiche im Kanalnetz kommen grundsätzlich verschiedene Ansätze in Betracht. Dies sind im Wesentlichen:

- Netzentlastung durch Entsiegelung und/oder Abkopplung von Regenwasser
- Netzentlastung durch Abschlag in Gewässer
- Abflusssdämpfung und Lastausgleich durch Bewirtschaftungsmaßnahmen (Rückhaltung, Abflusssteuerung, Abflussaufteilung (vornehmlich in vermaschten Netzen) etc.)
- Leistungssteigerung durch Neubauten mit vergrößerter Nennweite.

In der Regel werden in Abhängigkeit der örtlichen Problemstellung und der vorhandenen Anlagen mit Hilfe iterativer Sanierungsberechnungen mit Modellregen mögliche Sanierungsvarianten ermittelt und vordimensioniert. Verbleiben mehrere sinnvolle Möglichkeiten, schließt sich ggf. eine Wirtschaftlichkeitsbetrachtung an. Dabei werden die baulichen Notwendigkeiten einbezogen. Die Variantenauswahl erfolgt dann auf der Grundlage des technisch-wirtschaftlichen Vergleichs und eines Vergleichs der Umweltauswirkungen, wenn diese signifikant unterschiedlich sein sollten. Gehen von einer Maßnahme u.U. erhebliche Umweltauswirkungen aus, so kann es erforderlich sein, vor dem Hintergrund der Vermeidung von Eingriffen in Natur und Landschaft alternative Varianten zu untersuchen.

Bei örtlich begrenzten Überlastungen bestehen häufig wenig Variationsmöglichkeiten. Oft kann schon durch einfache qualitative Vergleiche die vorteilhafteste Lösung ausgewählt werden, ggf. genügen einfache Investitionskostenvergleiche. In solchen Fällen werden die Variantenuntersuchungen hier nicht weiter erläutert.

In dem hier betrachteten Einzugsgebiet der Stadt Altena sind die Voraussetzungen zur Versickerung von Niederschlagswasser in den Bestandsgebieten überwiegend schlecht. Baugrunduntersuchungen in Erschließungsgebieten und bei Baumaßnahmen zeigten überwiegend relativ schlechte Durchlässigkeiten der Deckschichten auf. Der daraus resultierende große Flächenbedarf für dezentrale oder semizentrale Versickerungsanlagen kann insbesondere in den steilen Hanglagen nicht befriedigt werden. Zudem bindet die Bebauung häufig in den Fels ein oder die Deckschichten sind von zu geringer Stärke, so dass keine ausreichende Transmissivität und damit Grundwasservorflut gegeben ist und die Gefahr der Vernässung bei Unterliegern gesehen wird. In den gewässernahen Lagen auf der



Talsole sind viele befestigte Flächen schon an die Gewässer angeschlossen, so dass auch dort kaum Potenzial für eine Entlastung des Kanalnetzes durch Abkopplungsmaßnahmen besteht. Solche kamen deshalb als Sanierungsmaßnahmen nicht in Betracht.

Die steilen Lagen und die beinahe ausschließliche Verästelungsstruktur des Kanalnetzes schränken auch die Anwendbarkeit von Rückhalte- oder sonstigen Bewirtschaftungsmaßnahmen sehr stark ein. Rückhaltungen und Abflussaufteilung durch Vermaschungen kamen deshalb nur in Ausnahmefällen in Betracht. In den überwiegenden Fällen räumlich sehr begrenzter Überlastungen verblieben daher häufig Neubauten von Kanalabschnitten mit vergrößerter Nennweite als einzig mögliche Sanierungsmaßnahmen.

Intensivere Variantenbetrachtungen wurden in den Problemstellungen der Entlastung des Hauptsammlers im Lennetal und der Sanierung des Entwässerungssystems im Nettetal angestellt. Die diesbezüglich abwägungsrelevanten Aspekte und möglichen Sanierungsvarianten werden nachfolgend diskutiert. Auf die Darlegung von Varianten in der kleinteiligen örtlichen Sanierung einzelner Haltungen wird verzichtet.

6.4.1 Varianten zur Sanierung im Bereich des Lenne-Hauptsammlers

Der parallel zur Lenne verlaufende Hauptsammler ist bei Regenereignissen grundsätzlich hoch ausgelastet. Durch die Überlagerung einer hohen „Grundlast“ aus vorentlasteten Teileinzugsgebieten mit Abflussspitzen aus nicht vorentlasteten Teileinzugsgebieten kommt es unzulässig häufig zu Überlastungen, räumlich begrenzt zu einer Überflutungsgefahr. Zur Verbesserung dieser Verhältnisse kommen grundsätzlich nur eine Leistungssteigerung oder eine Verminderung der Belastung in Frage.

In Bezug auf die ihm überwiegend zugedachte Rolle als Transportelement für die Klär- bzw. behandlungspflichtigen und -bedürftigen Abwässer zu den Behandlungsanlagen („Q_{krit} - Sammler“) weist der Hauptsammler schon jetzt verhältnismäßig große Durchmesser auf. Er ist baulich in einem vergleichsweise guten Zustand, abschnittsweise erst vor wenigen Jahren umfassend saniert. Ein Austausch zur Leistungssteigerung müsste auf großer Länge (mehreren Kilometern) erfolgen und beträfe auch das Dükersystem unter der Lenne im Ortsteil Linscheid. Neben enormen Investitionskosten wäre auch die Vernichtung eines großen Anlagevermögens mit dem Austausch verbunden. Das von der Regelwidrigkeit ausgehende überwiegend geringe Gefährdungspotenzial und die nur sehr kleinräumig gegebene Überflutungsgefahr rechtfertigen eine wirtschaftlich derart gravierende Maßnahme nicht. Zumal davon nicht einmal positive Aspekte für den Gewässerschutz ausgingen. Im



Gegenteil wäre von der beschleunigten Ableitung zum RÜB Kläranlage qualitativ sogar eine Verschlechterung zu erwarten, da die dann bei allen Regenereignissen (auch den kleineren) steilere Welle zu einem vermehrten Abschlag über den Beckenüberlauf anstatt über den Klärüberlauf führen würde.

Die hohe Grundlast allein kann überwiegend bewältigt werden. Die Abschnitte, in denen diese bereits zu unzulässigen Überlastungen führt, sind klein, der Anteil des zur Überlastung führenden Abflusses am Gesamtabfluss ist ebenfalls klein. Bereits kleine Reduzierungen führen zu spürbaren Verbesserungen. Problematisch ist die Überlagerung mit den Belastungsspitzen aus nahen Direkteinzugsgebieten. Allerdings ist sowohl die räumliche als auch die zeitliche Ausdehnung dieser sehr klein.

Eine Entlastung des Hauptsammlers durch Abkopplungsmaßnahmen ist nicht möglich. Die Zuflüsse aus den entfernt liegenden und vorentlasteten Einzugsgebieten werden allein von den Drosseleinstellungen der Entlastungsanlagen bestimmt. In den hochverdichteten und steilen Direkteinzugsgebieten im Innenstadtbereich und den Flanken des Lennetals stehen weder die Flächen für Versickerungsmaßnahmen zur Verfügung, noch besteht eine realistische Zugriffsmöglichkeit von Seiten des Betreibers auf ausreichend große Flächen, noch erscheint eine umfassende Umstellung des vorhandenen, weitgehend aussanierten Mischsystems auf Trennsystem politisch und wirtschaftlich umsetzbar.

Als Lösungsansatz wurde deshalb die Reduzierung der lang anhaltenden Grundbelastung durch die Verringerung von Drosselabflüssen in Kombination mit der Kappung von Belastungsspitzen durch die Anordnung zusätzlicher Regenüberläufe in bisher nicht entlasteten Einzugsgebieten entwickelt. Von zentraler Bedeutung ist dabei die Reduzierung der Drosseleinstellungen an den Regenüberläufen Steinerne Brücke und Rahmedestraße. Diese Maßnahmen entlasten den Hauptsammler auf voller Länge. Ebenfalls wichtig ist die Reduzierung der Drosselweiterleitung am RÜ Bahnhofstraße und am SKO Linscheid, die dem Ruhrverband als Betreiber dieser Anlage abverlangt werden muss. Die Anlage leitet ein Vielfaches dessen weiter, was schon seit Jahrzehnten geplant ist. Diese beiden Maßnahmen verringern das Rückstauniveau, das vom unteren Abschnitt des Hauptsammlers ausgeht. Die Belastungsspitzen werden durch vier neue Regenüberläufe (RÜ Bornstraße, RÜ Marktstraße, RÜ Im Küstersort, RÜ Linscheidstraße) gekappt, die allesamt im Nebenschluss in zufließenden Kanälen angeordnet werden können. Flankiert werden diese Maßnahmen nochmals durch eine Absenkung der die Dükeräste in Linscheid trennenden Überlaufschwelle, was eine frühere Ausnutzung der gesamten Dükerkapazität bewirkt und so ebenfalls zu einer Absenkung des Rückstauniveaus führt.



Durch hydrodynamische Berechnungen ist nachgewiesen, dass das so modifizierte System allen Anforderungen gerecht wird. Dies ohne negative Folgen für den Gewässerschutz. Mit den zusätzlichen Regenüberläufen ist lediglich eine Verschiebung des Entlastungsvolumens vom Beckenüberlauf des RÜB Kläranlage Altena hin zu den Regenüberläufen verbunden. Während am Beckenüberlauf des RÜB das möglicherweise aus der vorliegenden Reihenschaltung von Behandlungsanlagen aufkonzentrierte Mischwasser entlastet wird, wird an den im Nebenschluss angeordneten RÜs das stärker verdünnte Mischwasser aus deren Direktinzugsgebiet vor der Vermischung mit dem Hauptstrom abgeschlagen. Qualitativ ist daher sogar eher eine Verbesserung des Gewässerschutzes zu erwarten. Auch die Dezentralisierung der Entlastungstätigkeit und die damit verbundene bessere Ausnutzung der Selbstreinigungskraft des Gewässers wird positiv gesehen.

Im Ergebnis führen die gewählten Maßnahmen mit einem Aufwand, der als verhältnismäßig geringen angesehen wird, zum gewünschten Erfolg. Quasi als Abfallprodukt verbessern die genannten Regenüberläufe zudem auch noch die Überflutungssicherheit in den angeschlossenen Nebenkanälen.

6.4.2 Varianten zur Sanierung im Bereich des Nette-Sammlers

Besonders komplex ist die Sanierung und Anpassung des Entwässerungssystems an die a.a.R.d.T. im Zuge des Nettetals. Die Leistungsfähigkeiten des Kanalnetzes und des Profils der weitgehend verrohrten Nette müssen hier im Zusammenhang gesehen werden. Während der Bearbeitung der generellen Entwässerungsplanung hat sich herausgestellt, dass die Leistungsfähigkeit des Gewässerprofils in der zuletzt aufgestellten Hydraulik vermutlich zu positiv beurteilt wurde. Nicht regelgerechte Mischwasserüberläufe führen zu einer unzulässigen Gewässerbelastung, bisher unerlaubte Niederschlagswassereinleitungen sind bei der gegebenen Situation keinesfalls erlaubnisfähig, wie von Seiten der Aufsichtsbehörden bereits klargestellt wurde.

Für die Sanierungsplanung muss von einem vollständigen Verschluss aller ungenehmigten Mischwasserüberläufe ausgegangen werden. Dies ist ohne flankierende Maßnahmen zur Schaffung einer ausreichenden Leistungsfähigkeit, Ersatzvorflut oder sonstiger geeigneter Maßnahmen nicht möglich. Es würde unmittelbar zu einer gravierenden Erhöhung der Überstauwahrscheinlichkeiten im Zuge des Kanalnetzes und zu einer drastischen Erhöhung der von ihm ausgehenden Überflutungsgefahr kommen. Neben der Lösung der Problemstellung in der Mischwasserkanalisation muss eine hier zu entwickelnde Maßnahme oder Maßnahmenkombination auch die Voraussetzungen dafür schaffen, dass die



vorhandenen Regenwassereinleitungen in die Nette verbleiben können oder einem anderen sinnvollen Umgang zugeführt werden. Ideal wäre auch die Lösung der Hochwasserproblematik in der Nette in einem Zuge.

Der „Nettesammler“ hat ähnlich dem Hauptsammler im Lennetal überwiegend die Funktion, die klärpflichtigen Abflüsse aus den weit entfernt liegenden Ortsteilen Dahle und Evingsen der Kläranlage zuzuführen. Dort sind mehrere Regenwasserbehandlungsanlagen angeordnet. Hinzu kommen die Direktabflüsse aus den unterhalb der letzten Regenwasserbehandlungsanlage liegenden Flächen im engen und sehr steilen unteren Nettetal.

Als Sanierungsvarianten kommen auch hier vom Grundsatz her wiederum eine Leistungssteigerung und eine nachhaltige Entlastung in Frage. Bewirtschaftungsmaßnahmen sind nicht geeignet, für eine Entlastung bzw. weitere Entlastung im steilen Talabschnitt zu sorgen. Zum einen müssten sehr große Volumina geschaffen werden, zum anderen steht kein Raum für geeignete Anlagen zur Verfügung und auch die Topographie ist für solche weitgehend ungeeignet. Schon jetzt wird die Situation positiv von den vorhandenen Anlagen beeinflusst, die im oberen Nettetal, im Bereich der flacher ausgeprägten Ortsteile Dahle und Evingsen, vorhanden sind. Auf der Gewässerseite ist dies das HRB Pleuger, im Entwässerungssystem sind es die Regenwasserbehandlungsanlagen des Ruhrverbandes, an denen der Abfluss stark gedrosselt wird. Ihre Effekte reichen aber für den ausreichenden Schutz des unterhalb liegenden Nettetals nicht aus.

Die Leistungssteigerung der weiterführenden Kanalisation hätte zur Konsequenz, dass ca. 3 km Kanäle einschließlich zweier jeweils doppelrohrigen Düker unter der Lenne in großen Querschnitten ausgetauscht werden müssten. Der alleinige Austausch des Nettesammlers wäre nicht ausreichend, da die dadurch rasant zunehmenden Abflüsse auch den von seiner Einmündung weiterführenden Hauptsammler massiv überlasten würden. Beide, Nettesammler und Hauptsammler, sind baulich in einem guten Zustand und weitgehend aussaniert. Außerdem verbliebe die mangelnde Leistungsfähigkeit des Netteprofils und die damit einhergehende Versagung von Einleitungserlaubnissen für die bereits vorhandenen Regenwassereinleitungen in die Nette. Dem könnte entgegen gewirkt werden, indem die insgesamt 12 vorhandenen Trennsysteme aufgehoben und die Regenwasserkanäle ebenfalls an den noch größer zu dimensionierenden weiterführenden Kanal angeschlossen würden. Wasserwirtschaftlich und ökologisch ist dies jedoch unsinnig. Außerdem verbliebe weiterhin die Hochwassergefährdung durch die Abflüsse der Nette selbst.



Um den Austausch des Hauptsammlers von der Einmündung des Nettesammlers bis zur Kläranlage zu vermeiden, wäre die Anordnung eines Regenüberlaufes vor Einmündung in den Hauptsammler denkbar. Wegen der Reihenschaltung mit den oberhalb liegenden Regenwasserbehandlungsanlagen wird dies von den Aufsichtsbehörden kritisch gesehen. Es verbliebe auch bei einer solchen Variante die Notwendigkeit, die vorhandenen Trennsysteme aufzuheben, und die Hochwassergefährdung durch die Abflüsse der Nette.

Wünschenswert wäre eine Entlastung des Entwässerungssystems und des Gewässers durch Abkopplungsmaßnahmen. Allerdings sind die Durchlässigkeiten der in den Hanglagen anstehenden Deckschichten eher schlecht, wie aus mehreren Baugrundgutachten aus dem Bereich, u.a. auch aus der Dimensionierung von Versickerungsanlagen im Ortsteil Nettenscheid, bekannt ist. Der hohe Flächenbedarf für Versickerungsanlagen kann in den steilen Lagen nicht befriedigt werden. Die Deckschichten sind zudem bereichsweise von geringer Mächtigkeit und die Bebauung bindet örtlich in den darunter liegenden Fels ein. Eine ausreichende Transmissivität und Grundwasservorflut könnte damit nicht sicher vorausgesetzt werden. Die Talsohle, in der teilweise bessere Durchlässigkeiten gegeben sind, ist hoch versiegelt. Teils sind große Industrieflächen direkt an das Gewässer angeschlossen. Eine Trennung der Abflüsse liegt hier weitgehend schon vor. Hinsichtlich einer Umstellung dieser Flächen von einer ortsnahen Einleitung hin zu einer Versickerung gibt es beim Kanalnetzbetreiber keinerlei Handhabe. Außerdem stehen auch überwiegend überhaupt keine Freiflächen mehr für eine solche zur Verfügung. Im Bereich der öffentlichen Abwassersammlung und -fortleitung sind die vorhandenen Abkopplungspotenziale weitgehend ausgeschöpft. Die Versickerung der Niederschlagswasserabflüsse ist dabei aber ebenfalls keine leistungsfähige Option gewesen, da der Flächenbedarf nicht befriedigt werden konnte. So sind die schon erwähnten örtlichen Trennsysteme im Nettetäl mit ortsnaher Einleitung in die Nette entstanden. Für weitere Abkopplungen, sofern überhaupt noch Potenziale aktiviert werden könnten, verbliebe wieder nur eine Einleitung in das ohnehin schon stark überlastete Gewässer. Außerdem werden die verbliebenen Möglichkeiten so gering eingeschätzt, dass damit eine Leistungssteigerung oder äquivalente Maßnahme nicht vermieden werden könnte. Abkopplung ist also kein geeignetes Mittel zur Sanierung des hier betrachteten Teils des Entwässerungssystems.

Um den Austausch des vorhandenen Kanals zur Leistungssteigerung zu vermeiden, wäre auch die Anordnung eines oder mehrerer regelgerechter Regenüberläufe als Ersatz für die 46 nicht regelgerechten Überläufe in seinem Verlauf denkbar. Dem steht jedoch nicht nur die Skepsis der Aufsichtsbehörden sondern auch die Notwendigkeit von Einleitungen in die Nette entgegen. Das Problem würde weiter vom Entwässerungssystem auf das Gewässer verlagert. Die Genehmigungsfähigkeit einer solchen Lösung wird deshalb nicht gesehen.



Als einzige denkbare Alternative zu einer umfassenden Leistungssteigerung der Kanalisation wird die Anordnung eines Regenüberlaufes mit direkter Einleitung der entlasteten Wassermengen in die Lenne gesehen. Ein möglicher Standort für eine solche Anlage ergibt sich im Bereich der Netter Schule, wo sich Nettesammler und Lenne bei einem Höhenunterschied von ca. 80m bis auf ca. 300m annähern. Von diesem Standort kann eine Entlastungsleitung zur Lenne durch den Klusenberg vorgetrieben oder bergmännisch gebaut werden.

Es verbleibt die Kritik der Aufsichtsbehörden an der Anordnung im Hauptschluss unterhalb einer Regenwasserbehandlungsanlage. Die Anordnung eines regelkonformen Regenüberlaufes ist aber möglich, wie durch eine detaillierte hydraulische Untersuchung nachgewiesen ist. Auch das MindestMischverhältnis kann trotz der Anordnung in Reihenschaltung mit oberhalb liegenden Regenwasserbehandlungsanlagen problemlos eingehalten werden. Zur Untersuchung dessen wurde eigens eine Schmutzfrachtberechnung durch das Unternehmen Tandler Software von Seiten des Abwasserwerkes Altena beauftragt, da von Seiten des Ruhrverbandes erst in einigen Jahren mit einer solchen zu rechnen ist.

Eine Reihenschaltung von Behandlungsanlagen liegt auch in dem bestehenden System bereits vor. Die Anordnung eines zusätzlichen Regenüberlaufes bringt daher im Wesentlichen wiederum nur eine Verschiebung der Entlastungstätigkeit vom Beckenüberlauf des unterhalb liegenden RÜB Kläranlage zum RÜ. Mit Hilfe der zur Lenne führenden Entlastungsleitung wird auch durch diese Anlage die Entlastungstätigkeit weiter dezentralisiert und die Selbstreinigungskraft des Gewässers in erhöhtem Maße ausgenutzt. An die Entlastungsleitung des RÜ soll zudem ein nahe liegendes Trennsystem mit angeschlossen werden, so dass das unter Einhaltung des MindestMischverhältnisses entlastete Mischwasser vor seiner Einleitung in die Lenne nochmals weiter verdünnt wird.

Aus technischen Gründen ist eine Entlastungsleitung durch den Klusenberg in einem deutlich überdimensionierten Profil zu bauen, das damit enorme Kapazitätsreserven hat. Dies bietet die Möglichkeit, mit geringem zusätzlichem Aufwand auch große Teile des Hochwasserabflusses in der Nette über dieses Profil auf kurzem Wege zur Lenne hin abzuleiten. Damit kann die Hochwassergefahr für das gesamte untere Nettetäl gebannt werden. Der Verbleib sämtlicher unterhalb gelegener Trennsystemeinleitungen wird damit hydraulisch völlig unkritisch und sie werden damit ebenfalls erlaubnisfähig, wie von den zuständigen Behörden bereits zu Protokoll gegeben wurde. Gleichzeitig wird der Abschlag von Hochwasserabflüssen nicht als wesentliche Veränderung des ohnehin stark



ausgebauten, irreversibel veränderten Wasserkörpers gesehen, so dass dafür weder ein Planfeststellungs- noch ein Planverfahren erforderlich wird.

Da die zuletzt beschriebene Maßnahme im Zusammenhang sinnvoll ist und die Umweltauswirkungen des Entwässerungssystems durch sie minimiert werden sowie auch ihre eigenen Umweltauswirkungen durch die Auslegung minimiert werden können, hat letztlich auch die BR Arnsberg ihre Zustimmung gegeben.

Als Lösungsvariante für die Sanierung des Entwässerungssystems wird daher die Anordnung eines Regenüberlaufes im Bereich der Netter Schule mit einer Entlastungsleitung durch den Klusenberg zur Lenne ausgewählt. Über die Entlastungsleitung sollen gleichzeitig der Abfluss eines nahe liegenden Trennsystems und wesentliche Teile des Hochwasserabflusses der Nette abgeleitet werden. Es wird die größte der Maßnahmen zur Sanierung des Altenaer Kanalnetzes mit einem erheblichen Finanzbedarf sein. Vor dem Hintergrund des mehrfachen Nutzens (Anpassung des Entwässerungssystems an die a.a.R.d.T., Aufhebung der unzulässigen Gewässerverschmutzung, Schaffung der Voraussetzungen zur Befreiung von der Abwasserabgabe, Schaffung der Voraussetzungen für die Erlaubnisfähigkeit der Trennsystemeinleitungen, Vermeidung mehrerer Kilometer Kanalbaus, Erhalt von Anlagevermögen, Schaffung einer deutlich verbesserten Hochwassersicherheit) ist diese Maßnahme jedoch in hohem Maße effektiv und wirtschaftlich. Die geplante Anlage bietet darüber hinaus die Möglichkeit der Verlegung einer Wasserversorgungsleitung in ihrem Querschnitt sowie vor dem Hintergrund einer potenziellen Fallhöhe von 80m sogar die Option der Wasserkraftnutzung, insbesondere, wenn auch der Basisabfluss der Nette darüber abgeleitet würde. Auch hierzu haben die Aufsichtsbehörden ihre Zustimmung bereits signalisiert.

6.5 Definition von Sanierungsmaßnahmen

Auf der Grundlage der durchgeführten Untersuchungen wurden die nachfolgend aufgeführten Sanierungsmaßnahmen definiert. Dabei wurden Abschnitte gebildet, die die Umsetzung in sinnvollen Bauabschnitten bzw. Baumaßnahmen ermöglichen. Anhand ihrer Dringlichkeit und gegenseitiger hydraulischer Abhängigkeit wurden sie in vier Zeitstufen eingeteilt: kurzfristig umzusetzende Maßnahmen, mittelfristig umzusetzende Maßnahmen höherer und geringerer Priorität sowie langfristig umzusetzende Maßnahmen.

Nachfolgend sind die einzelnen Sanierungsmaßnahmen kurz mit ihren wesentlichen Kennzahlen und Besonderheiten sowie den zu erwartenden Investitionskosten beschrieben.



Bei geplanten Neu- oder Umbauten von Sonderbauwerken wird wiederum der Nachweis der Regelentsprechung erbracht. Die entsprechenden Eingabedaten und Berechnungsergebnisse sind in der Anlage 9 beigefügt. Neu zu bauende Bauwerke wurden grundsätzlich durchkonstruiert und planerisch dargestellt, um ihre Umsetzbarkeit nachzuweisen. Die Bauwerkspläne sind ebenfalls beigefügt (651 bis 657). Auf ihre Regelentsprechung bzw. ggf. in Kauf zu nehmende Abweichungen von den a.a.R.d.T. wird in den Beschreibungen eingegangen.

Ebenfalls aufgeführt werden die auf der Grundlage der „Analyse der Fremdwassersituation und Erarbeitung von Handlungskonzepten im Einzugsgebiet der Ruhr – Projektphase 5“ vom Ruhrverband in Abstimmung mit dem Abwasserwerk der Stadt Altena erarbeiteten Sanierungsmaßnahmen zur Reduzierung der Fremdwasserabflüsse. Sie wurden ebenfalls in die Prioritätsstufen eingeteilt. Dabei wurden neben der in der Untersuchung des Ruhrverbandes festgelegten Rangfolge ihre Bedeutung für den Betrieb oder die Auslegung von Sonderbauwerken, der Betrag der möglichen Fremdwasserreduzierung und eine mögliche Einordnung in den allgemeinen Sanierungsprozess herangezogen. Sie sind hier als Gesamtheit von teils örtlich verstreuten Einzelmaßnahmen innerhalb der definierten Fremdwasserschwerpunktgebiete zu jeweils einer Sanierungsmaßnahme zusammengefasst und den Prioritätsstufen zugeordnet. Die geschätzten Kosten wurden bereits in oben genannter Untersuchung ermittelt und werden hier nachrichtlich übernommen bzw. werden dort, wo sie sich mit hydraulischen oder baulichen Sanierungsmaßnahmen überschneiden, angeglichen.

6.5.1 Kurzfristig umzusetzende Maßnahmen

6.5.1.1 Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung im Schwerpunktgebiet Evingsen

Die Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung müssen im Ortsteil Evingsen mit Vorrang betrieben werden. Den Großteil machen hier an das Kanalnetz angeschlossene Bäche aus. Für diese ist eine Ersatzvorflut zum Gewässersystem zu schaffen. Die Maßnahmen sind vorlaufend zur Errichtung des weiter unten beschriebenen RÜ Netter Schule umzusetzen. Hinzu kommen kleinere Einzelmaßnahmen, die in der Analyse der Fremdwassersituation und Erarbeitung von Handlungskonzepten aufgeführt sind.



6.5.1.2 Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung im Schwerpunktgebiet Dahle

Im Ortsteil Dahle ist eine Vielzahl kleiner Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung erforderlich. Die Maßnahmen werden überwiegend mit der baulichen Sanierung einhergehen. Die Fremdwasserabflüsse werden hier überwiegend durch Drainagen, Bachwasser, Abflüsse von Außengebieten und eines Bergwerkes gebildet.

6.5.1.3 Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung im Schwerpunktgebiet Nettetal

Im Nettetal fällt Fremdwasser hauptsächlich im Zuge des in der Talsohle verlaufenden Hauptsammlers an. Dessen Sanierung ist auch aus baulicher Sicht ein Schwerpunkt. Die Umsetzung der Sanierungsmaßnahmen ist bereits im Gange.

6.5.1.4 Optimierung der Drosseleinstellung des RÜ Mühlenrahmede

Am Regenüberlauf Mühlenrahmede wird eine Verringerung des weitergeleiteten Abflusses angestrebt. Dazu muss die Öffnungshöhe des Drosselschiebers weiter verringert werden. Diese beträgt bereits jetzt mit 18 cm weniger als die nach A 111 geforderte Mindestöffnungsweite von 20 cm. Im Betrieb zeigen sich bisher keinerlei Probleme oder Tendenzen zur Verlegung. Eine weitere Verringerung der verbleibenden Öffnungshöhe des Schiebers auf 15 cm erscheint vertretbar, auf ein Maß darunter jedoch nicht. Aus dieser Veränderung der Schieberstellung ergeben sich folgende Abflüsse:

$$Q_{\text{krit}, 15} = 110 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 953 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{Dr, krit}} = 140 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{\text{Dr, n=1}} = 158 \text{ l/s} / - \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Das Mischverhältnis wird zukünftig $m = (140 - 8,8) / 8,8 = 15,0$ betragen. Nach Umsetzung der Fremdwasser-Sanierungsmaßnahmen wird es weiter ansteigen.

Die Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss beträgt zukünftig $(953-158)/5 = 159 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$. Durch verstärkte Überwachung unmittelbar nach Betriebsumstellung ist die Auswirkung auf die Verlegungstendenz festzustellen.

Geschätzte Kosten: keine, Durchführung im Rahmen der Selbstüberwachung.



6.5.1.5 Neubau des Regenüberlaufes Südstraße

Der vorhandene Regenüberlauf Südstraße entspricht nicht den a.a.R.d.T.. Im Zuge seiner Sanierung soll gleichzeitig die weitergeleitete Wassermenge dem kritischen Mischwasserabfluss angenähert und damit deutlich reduziert werden, um den weiterführenden Kanal zu entlasten. Der Ablauf soll weiter genutzt werden. Die sich an das Bauwerk anschließende Entlastungsleitung DN 600 ist leistungsschwach und muss durch eine Rohrleitung DN 700 ($l = 9,90$ m, mittlere Tiefenlage 1,7 m) ersetzt werden. Die erste Haltung des Zulaufs wird ebenfalls in DN 700 neu verlegt (die weitere Neuverlegung des Zulaufs ist als separate Maßnahme gefasst). Oberhalb des heutigen Schachtes soll ein neuer Schacht mit einem eingehängten Gerinne, aus dem die erforderliche Bodenöffnung herausgeschnitten wird, gebaut werden.

Abflüsse:

$$Q_{\text{krit}, 15} = 102 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 860 \text{ l/s}$$

gewählt: $Q_{\text{Dr}, \text{krit}} = 120 \text{ l/s}$

es resultiert $Q_{\text{Dr}, n=1} = 180 \text{ l/s}$

Für den gewählten Abfluss stellt sich im Zulaufkanal eine Wasserspiegelhöhe von 11,7 cm bei einer Fließgeschwindigkeit von 2,85 m/s ein. Die Froudezahl ist 3,2. Damit herrscht sicher schießender Abfluss. Es resultiert nach Gleichung 20a, A 111 eine erforderliche Länge der Bodenöffnung von 43 cm. Nach Gleichung (19), A 111 und den Teilfüllungstabellen ergibt sich daraus eine Wasserspiegelbreite am Absturzquerschnitt von 47,8 cm. Diese entspricht der erforderlichen Öffnungsbreite.

Die erforderliche Öffnungslänge ist kürzer als die nach A 111 aus betrieblichen Gründen geforderte Mindestöffnungslänge von 50 cm. Diese Unterschreitung ist jedoch notwendig. Ansonsten kann an diesem Standort weder ein regelgerechter Springüberlauf noch ein regelgerechter Überlauf mit Streichwehr errichtet werden. Die Unterschreitung ist so klein, dass sie hingenommen werden kann. Ggf. muss durch eine verstärkte Überwachung die Tendenz zur Verlegung des Trennbleches zumindest in der Anfangszeit beobachtet werden.

Das Mischverhältnis wird zukünftig $m = (120 - 3,6) / 3,6 = 32,8$ betragen.

Geschätzte Kosten: 70.000,- €



6.5.1.6 Nachrüstung des Regenüberlaufes Rahmedestraße

Die Drosseleinstellung des RÜ Rahmedestraße soll zur hydraulischen Entlastung des lenneparallelen Hauptsammlers dem kritischen Mischwasserabfluss angenähert und damit deutlich reduziert werden. Dazu soll ein fest eingestellter Stellschieber am Ablauf eingebaut werden. Dieser soll auf eine verbleibende Öffnungshöhe von 16 cm eingestellt werden. Es ergeben sich daraus folgende Abflüsse:

$$Q_{T,aM} = 16,9 \text{ l/s}$$

$$Q_{krit, 15} = 110 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 372 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 125 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 134 \text{ l/s} / 123 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (125 - 16,9) / 16,9 = 6,4$$

Das Mischverhältnis wird nach Umsetzung der Planung 6,4 betragen und damit unterhalb des geforderten Mindestwertes nach ATV A128 liegen. Der Mindestdrosselabfluss, der sich anhand des Mindestmischverhältnisses nach A128 ergäbe, liegt bei 135 l/s. Dabei ist jedoch zu beachten, dass das Kanalnetz im Einzugsgebiet des RÜ Rahmedestraße sehr stark fremdwasserbehaftet ist. Selbst nach Umsetzung der von Ruhrverband und Stadt Altena gefassten Maßnahmen zur fremdwasserbedingten Sanierung wird an dessen Standort bei einem mittleren Schmutzwasserabfluss von 4,2 l/s ein Fremdwasserabfluss von ca. 12,7 l/s und damit ein Fremdwasserzuschlag von über 300% verbleiben. Damit ist das Mischverhältnis nach A 128 kein geeignetes Kriterium, um die Verschmutzung der Entlastungsabflüsse und ihre Wirkung auf die Gewässer zu beurteilen. Der Trockenwetterabfluss ist entgegen der Definition nach A 128 bereits mehrfach durch das Fremdwasser verdünnt. Die Verschmutzung der Entlastungsabflüsse ist sogar geringer, als dies bei Mindestdrosselabfluss ($m = 7$) und einem geringen Fremdwasserabfluss der Fall wäre. Deshalb ist die (geringe) Unterschreitung gerechtfertigt. Weiterhin kann bei der Beurteilung berücksichtigt werden, dass der Schmutzwasserabfluss einer fallenden Tendenz unterliegt. Es ist bekannt, dass seit Erhebung der Daten die Einwohnerzahl Altenas wiederum um ca. 1000 Einwohner zurück gegangen ist.

Das Bauwerk kann regelkonform betrieben werden. Die Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss beträgt zukünftig $(372-134)/4 = 60 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$. Die Unterschreitung der nach A 111 geforderten Mindestöffnungshöhe von 20 cm muss



hingenommen werden. Durch eine verstärkte Überwachung unmittelbar nach Betriebsumstellung ist festzustellen, ob es eine Tendenz zur Verlegung gibt.

Zur Verbesserung der Hochwassersicherheit soll eine mechanische Rückstausicherung am Auslauf eingebaut werden.

Geschätzte Kosten: 30.000,- €

6.5.1.7 Nachrüstung des Regenüberlaufes Steinerne Brücke

Die Drosselung des RÜ Steinerne Brücke soll ebenfalls zur hydraulischen Entlastung des lenneparallelen Hauptsammlers dem kritischen Mischwasserabfluss angenähert und deutlich reduziert werden. Ein fest eingestellter Stellschieber am Ablauf ist hier nicht effektiv genug. Dieser wäre auf eine verbleibende Öffnungshöhe von weniger als 15 cm einzustellen. Außerdem stiegen die weitergeleiteten Abflüsse bei großen Ereignissen dennoch so stark an, dass dies unterhalb hydraulisch kritische Verhältnisse mit zu verantworten hätte. Deshalb muss ein Drosselorgan in einem unterhalb anzubauenden Schacht installiert werden. Dies führt zu einer deutlich effektiveren Entlastung des unterhalb gelegenen Netzes. Vorgesehen ist ein Wirbelgerät o.ä.. Dabei verbleibt die Möglichkeit später Anpassungen an der Drosseleinstellung durch Austausch eines Einbauteils vorzunehmen. Es ergeben sich daraus folgende Abflüsse:

$$Q_{T,aM} = 2,3 \text{ l/s}$$

$$Q_{krit, 15} = 84 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 438 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 85 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 85 \text{ l/s} / 100 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (85 - 2,3) / 2,3 = 36,5$$

Zur Verbesserung der Hochwassersicherheit soll eine mechanische Rückstausicherung am Auslauf eingebaut werden.

Das nachgerüstete Bauwerk kann weiterhin regelkonform betrieben werden. Die Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss beträgt zukünftig $(438-85)/3,25 = 109 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$.

Geschätzte Kosten der Maßnahme: 70.000,- €



6.5.1.8 Anpassung des RÜ Bahnhofstraße an die a.a.R.d.T.

Die Drosseleinstellung des RÜ Bahnhofstraße soll zur hydraulischen Entlastung des unterhalb gelegenen Dükersystems im Hauptsammler und zur Verringerung des davon ausgehenden Rückstaus in den Ortsteil Linscheid dem kritischen Mischwasserabfluss angenähert und deutlich reduziert werden. Dazu soll auch hier ein fest eingestellter Drosselschieber am Ablauf eingebaut werden. Dieser ist auf eine verbleibende Öffnungshöhe von 17 cm einzustellen. Außerdem soll die Schwelle um 30 cm auf 154,54 müNN erhöht und mit einer Kulissentauchwand oder Lamellentauchwand ausgerüstet werden. Es ergeben sich daraus folgende Abflüsse:

$$Q_{T,aM} = 4,7 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{krit}, 15} = 144 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 937 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, \text{krit}} = 154 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 182 \text{ l/s} / 248 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, \text{krit}} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (154 - 4,7) / 4,7 = 33$$

Das Bauwerk kann mit den geplanten Änderungen zukünftig regelkonform betrieben werden. Die Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss wird $(937-182)/4,52 = 165 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$ betragen. Die geringfügige Unterschreitung der nach A 111 geforderten Mindestöffnungshöhe der Drossel von 20 cm um 3 cm kann hingenommen werden.

Zur Verbesserung der Hochwassersicherheit soll eine mechanische Rückstausicherung am Auslauf eingebaut werden.

Der Vergleich von detaillierter Bauwerkshydraulik und hydrodynamischer Berechnung zeigt hier, dass die Drosselung über einen Schieber im hydrodynamischen Modell sehr ungenau berücksichtigt wird. Trotz des überhöhten Berechnungsergebnisses treten unterhalb jedoch rechnerisch keine Probleme auf.

Geschätzte Kosten der Maßnahme: 40.000,- €



6.5.1.9 Neubau des Regenüberlaufes Linscheid (Wixbergstraße)

Der vorhandene Regenüberlauf Linscheid entspricht nicht den a.a.R.d.T.. Im Zuge seiner Sanierung soll die weitergeleitete Wassermenge dem kritischen Mischwasserabfluss angenähert und damit deutlich reduziert werden. Dies ist zwingend erforderlich, um die weiterführende Kanalisation zu entlasten und die Überflutungsgefahr im unterhalb gelegenen Gewerbegebiet zu verringern.

Ein regelgerechter Springüberlauf, der gleichzeitig für eine effektive Entlastung sorgt, ist an dem Standort aufgrund der hydraulischen Verhältnisse nicht realisierbar. Es ist daher der Neubau eines Überlaufes mit Streichwehr vorgesehen.

Zulauf, Ablauf und Entlastungsleitung sollen weiter genutzt werden. An den Standort des vorh. Überlaufes wird ein Ortbetonbauwerk um Zu- und Ablaufleitung errichtet. Die Drosselung erfolgt mit Hilfe eines halbtrocken aufgestellten Drosselorgans, vorzugsweise einer Wirbeldrossel, die auf 65 l/s einzustellen ist. Die 2,5 Meter lange Entlastungsschwelle wird mit einer Kulissentauchwand ausgestattet und auf einer Höhe von 172,60 mÜNN angeordnet. Die vorhandene Entlastungsleitung wird mit einem GFK-Formteil im erforderlichen Winkel angebunden und bis zur Entlastungsseite des Bauwerkes verlängert.

Abflüsse:

$$Q_{T,aM} = 1,6 \text{ l/s}$$

$$Q_{krit, 15} = 56 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 524 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 65 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 65 \text{ l/s} / 65 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (65 - 1,6) / 1,6 = 40$$

Zulaufkanal:

Der Zulaufkanal wird durch die Schwelle bis über Scheitel eingestaut. Damit wird dort rückgestauter Vollfüllungsabfluss erzwungen. Der Nachweis der Fließverhältnisse (Froudezahl) entfällt damit.

Überlauf:

Die Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss beträgt $(524-65)/2,5 = 184 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$. Die Schwelle ist ausreichend lang.

Alle Kriterien bzgl. der Schwellenhöhe werden eingehalten.

Die Oberkante der Schwelle liegt hochwasserfrei.



Alle weiteren Kriterien für das Bauwerk werden eingehalten.

Tauchwand:

Die Nachweise der hydraulischen Funktion der vorkonfektionierten Tauchwand werden vom Hersteller erbracht.

Drossel:

Die Drosselleitung ist ausreichend leistungsfähig, um den vorgesehenen Abfluss rückstaufrei abzuführen.

Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.

Geschätzte Kosten der Maßnahme: 120.000,- €

6.5.1.10 *Neubau des RÜ Netter Schule mit Nette-Entlastungsstollen*

Zur Entlastung des Hauptsammlers im Nettetal wird ein neuer Regenüberlauf in der Nettestraße, Höhe Netter Schule im Hauptsammler errichtet. Die Entlastungsabflüsse werden durch einen im Vortrieb zu erstellenden Durchstich durch den Klusenberg zur Lenne hin abgeleitet. Ein örtlicher Regenwasserkanal wird ebenfalls an diesen Stollen angeschlossen. Weiterhin soll in unmittelbarer Nachbarschaft zum Regenüberlauf auch in der hier verdohnten Nette ein Abschlagsbauwerk errichtet werden, dass bei Hochwasser einen Teil des Gewässerabflusses ebenfalls auf kurzen Wege über den Stollen zur Lenne hin ableitet. Dadurch wird der Abfluss in der Nette mindestens um das Maß verringert werden, dass erforderlich ist, um die in ihrem weiteren Verlauf vorhandenen städtischen Regenwassereinleitungen aufnehmen zu können.

Diese Maßnahme schafft die Voraussetzungen dafür, dass die im weiteren Verlauf des Nette-Hauptsammlers befindlichen insgesamt 46 Mischwasserüberläufe geschlossen werden können. Sie ist daher von zentraler Bedeutung für die Sanierung des gesamten Entwässerungssystems der Stadt Altena.

Die oberhalb Schacht 30 320 030 liegende Haltung DN 600 wird aufgenommen und durch eine flacher verlegte Haltung DN 700 (l = 46,5 m, mittlere Tiefenlage 2,9 m) ersetzt, so dass der zur Anordnung einer Wirbeldrossel erforderliche Höhenunterschied gewonnen wird. Der



Überlauf wird als Streichwehr ausgeführt, die Drosselung erfolgt mit einer Wirbeldrossel DN 200, die in einem Nachschacht eingebaut wird. Die zur Begrenzung der bei Extremereignissen auftretenden Wasserspiegellagen mit drei Metern Länge vor dem Hintergrund der zulässigen Schwellenbeschickung überdimensionierte Entlastungsschwelle wird mit einer Kulissentauchwand oder Lamellentauchwand ausgestattet, um die Breite des Bauwerkes gering zu halten, was die Verkehrsabwicklung während der Bauzeit in der engen und viel befahrenen Straße erheblich erleichtert. Die Entlastungsleitung DN 700 (l = 21,80 m, mittlere Tiefenlage 3,0 m) wird zum Vereinigungsschacht geführt, der in der Startgrube des Stollenvortriebs errichtet wird.

Der parallel zum Hauptsammler in der Nettestraße verlaufende Regenwasserkanal wird mit einer Rohrleitung DN 400 (l = 18,30 m, mittlere Tiefenlage 2,5 m) an die Entlastungsleitung angeschlossen.

In der Nette wird ein Überlaufbauwerk errichtet, in dem mittels eines elektrisch angetriebenen unterströmten Schützes der Abfluss (später ggf. steuerbar) reguliert wird. Der Überlauf wird mit einer Rohrleitung DN 2000 an den Startschacht des Stollens angeschlossen.

Die den Klusenberg unterquerende Leitung wird im Vortrieb aus technischen Gründen und dem geplanten Einbau einer Trinkwasserleitung im Scheitel in DN 2000 (l = 348 m) aufgeföhren und in einem Zuge bis unterhalb Mittelwasserspiegel der Lenne im Bereich einer massiv mit Wasserbausteinen befestigten Böschung geführt. Im Einlaufbereich muss aufgrund der hohen in der Leitung auftretenden Fließgeschwindigkeiten eine „Strömungsbremse“ zur Energieumwandlung angeordnet werden. In dem Stollen soll eine Wasserversorgungsleitung mit verlegt werden, um für den Kernbereich von Altena eine Ringleitung komplettieren zu können.

Es bestehen zudem Überlegungen, den Abfluss der Nette ständig komplett oder teilweise durch den neuen Stollen zu leiten und vor Einmündung in die Lenne ein Wasserkraftwerk zu errichten. Neben einer großen Fallhöhe besteht mit dem großen Volumen der Rohrleitung und des Hochwasserrückhaltebeckens Pleuger sogar die Möglichkeit, ein solches Kraftwerk in Abhängigkeit der tageszeitlichen Verbrauchsschwankungen zu betreiben.

Abflüsse:

Insbesondere für den Bereich Dahle/Evingsen durch das Nettetal bis zum Lennetal führt die im Modell durch die Kalibrierung verursachte Überhöhung der Fremdwasserberechnung zu einer großen Abweichung, weil hier die flächenmäßig größten Teileinzugsgebiete mit großen spezifischen Fremdwasserabflussspenden liegen. Dies macht ein Blick auf das nächste oberhalb des geplanten Standortes gelegene bestehende Sonderbauwerk, den SKU Westiger Straße deutlich. Hier lag eine Messstelle im Fremdwasser-Messprogramm des



Ruhrverbandes. Während die Berechnungen des hydrodynamischen Kanalnetzmodells an dem Bauwerk zu einem mittleren Trockenwetterabfluss von 30,6 l/s führen, wurde im Fremdwasserprojekt für den Prognosezustand nach Umsetzung der Sanierungsmaßnahmen ein mittlerer Trockenwetterabfluss von 25,6 l/s ermittelt. Von diesem Wert wird deshalb weiter bei der Auslegung des Bauwerkes ausgegangen. Hinzu kommt der Abfluss aus dem Direkteinzugsgebiet des geplanten Regenüberlaufes von ca. 3 l/s, so dass sich ein mittlerer Trockenwetterabfluss am geplanten Standort von ca. 28,6 l/s ergibt.

Vor dem Hintergrund des Mindestmischverhältnisses nach ATV A128 ergibt sich ein Mindest-Drosselabfluss von 229 l/s.

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (229 - 28,6) / 28,6 = 7,0$$

Für die Ermittlung des kritischen Mischwasserabflusses $Q_{krit,15}$ wird von einem Drosselabfluss des oberhalb gelegenen SKU Westiger Straße in Höhe von 140 l/s anstatt 160 l/s ausgegangen. Diese Reduzierung wirkt entlastend auf den weiterführenden Kanal und scheint in Anbetracht des Umstandes, dass gegenüber dem Ansatz in der Schmutzfrachtberechnung von 1997 nur etwa ein Drittel der befestigten Fläche tatsächlich angeschlossen ist, mehr als realistisch.

Für die Auslegung des Bauwerkes wird zunächst ein Drosselabfluss von 230 l/s gewählt. Dieser liegt deutlich über dem $Q_{krit,15}$. Außerdem wäre damit der Forderung nach Einhaltung des Mindestmischverhältnisses nach ATV A 128 genüge getan. Mit einem Abfluss von 130 l/s kann der weiterführende Kanal gerade ausreichend entlastet werden. Noch günstiger wäre eine noch schärfere Drosselung auf z.B. 200 l/s. Diese soll in der weiteren Abstimmung mit dem Ruhrverband im Zuge der Aufstellung der integralen Entwässerungsplanung angestrebt werden. Die Umsetzbarkeit hängt insbesondere von der zukünftig für den SKU Westiger Straße festgelegten Drosselabfluss ab.

Mit der Absenkung des Drosselabflusses auf 200 l/s ginge eine Unterschreitung des Mindestmischverhältnisses nach ATV A 128 auf 6,0 einher. Auch an dieser Stelle des Netzes gilt jedoch, dass das Mischverhältnis nach A 128 kein geeignetes Kriterium für die Beurteilung des Entlastungsverhaltens und seiner Schädlichkeit ist, da auch nach fremdwasserbedingter Sanierung ein Fremdwasserzuschlag von mehr als 220% verbleiben wird. Diese Verdünnung wird bei der Berechnung des Mischverhältnisses nach A 128 nicht berücksichtigt. Hinzu kommt, dass in die Entlastungsleitung auch der Abfluss eines örtlichen Trennsystems eingeleitet werden soll, der für zusätzliche Verdünnung sorgen wird. Letztlich sei auch nochmals auf den generellen Rückgang des Schmutzwasserabflusses hingewiesen,



der zum Teil zwischenzeitlich schon eingetreten ist. Eine Bestätigung bzw. Aktualisierung der hier aufgeführten Abflüsse wird sich schon in wenigen Jahren mit der Integralen Entwässerungsplanung des Ruhrverbandes ergeben. Dann können ggf. vor Bauausführung der hier beschriebenen Maßnahme die gewählten Werte angepasst werden.

Für die Auslegung und den Nachweis der geplanten Anlage werden hier folgende (auf der sicheren Seite liegende) Werte angesetzt:

$$Q_{S,aM} = 8,9 \text{ l/s}$$

$$Q_F = 19,7 \text{ l/s}$$

$$Q_{T,aM} = 28,6 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr,i} = 140 \text{ l/s}$$

$$A_u = 2,75 \text{ ha}$$

$$Q_{krit, 15} = 184 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 530 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 230 \text{ l/s} \quad (\text{vorl. gewählt}) \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 230 \text{ l/s} / 230 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Zulaufkanal:

Der Zulaufkanal wird durch die Schwelle bis über Scheitel eingestaut. Damit wird dort rückgestauter Vollfüllungsabfluss erzwungen. Der Nachweis der Fließverhältnisse (Froudezahl) entfällt damit.

Überlauf:

Die Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss beträgt $(530-230)/3 = 100 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$. Die Schwelle ist ausreichend lang.

Alle Kriterien bzgl. der Schwellenhöhe werden eingehalten.

Die Oberkante der Schwelle (182,50 müNN) wird ca 30 m über HW_{10} der Lenne liegen (ca.155,08 müNN). Alle weiteren Kriterien für das Bauwerk werden eingehalten.

Tauchwand:

Die Nachweise der hydraulischen Funktion der vorkonfektionierten Tauchwand werden vom Hersteller erbracht.

Drossel:

Die Drosselung soll durch eine Wirbeldrossel auf zunächst 230 l/s erfolgen. Angestrebt werden soll in Abstimmung mit der Integralen Entwässerungsplanung des Ruhrverbandes ein Wert von 200 l/s. Voraussetzung ist die Reduzierung des Fremdwasserabflusses durch



die entsprechenden Sanierungsmaßnahmen. Wichtige dieser Maßnahmen sind bereits umgesetzt bzw. im Bau. Die weiteren Maßnahmen sind mit hoher Priorität in der generellen Entwässerungsplanung bzw. im ABK eingestuft. Sie sollen vorlaufend zur Errichtung des RÜ Netter Schule umgesetzt werden. Insbesondere betrifft dies die Abkopplung zweier Bäche vom Kanalnetz im Ortsteil Evingsen, die beinahe den gesamten Umfang der noch zu erreichenden Fremdwasserreduzierung ausmachen.

Ggf. kann der Drosselabfluss auch nach im Nachhinein durch Auswechseln der Blende der Wirbeldrossel angepasst werden.

Der kritische Abfluss kann ständig weitergeleitet werden, was durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen ist. Es werden alle weiteren Kriterien eingehalten.

Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.

Geschätzte Kosten der Maßnahme: 2.800.000,- €

6.5.1.11 *Neubau des Regenüberlaufes Linscheidstraße*

Zur Entlastung des Hauptsammlers einschließlich des zweifach die Lenne unterquerenden Dükersystems soll ein neuer Regenüberlauf in der Linscheidstraße, Höhe „An der Lohmühle“ errichtet werden. Dieser wird im Nebenschluss zum Hauptsammler angeordnet und entlastet zukünftig den Mischwasserstrom aus dem gesamten Ortsteil Mühlendorf. Diese Maßnahme ist von zentraler Bedeutung für die Absenkung der Wasserspiegellagen im Hauptsammler und des davon ausgehenden kritischen Rückstaus in die tief liegenden Flächen und Gewerbegebiete des Ortsteils Linscheid.

Ab dem Zusammenfluss der den Ortsteil entwässernden Kanäle im Bereich der Einmündung der Straße „An der Lohmühle“ wird der hydraulisch überlastete vorhanden Kanal durch einen Neubau in DN 1000 ersetzt und als Beruhigungsstrecke zu dem Entlastungsstandort in einer Erweiterung der Linscheidstraße geführt. Der Überlauf wird als Streichwehr ausgeführt, die Drosselung erfolgt mit einer Rohrdrossel DN 222 (PE-HD), die an einen vorhandenen Schacht des Hauptsammlers angeschlossen werden kann. Die 3,5 Meter lange Entlastungsschwelle wird mit einer Kulissentauwand oder Lamellentauwand ausgestattet, um die Breite des Bauwerkes gering zu halten, was die Verkehrsabwicklung in



der Bauzeit erleichtert. Die Entlastungsleitung DN 800 kreuzt den Hauptsammler oberhalb und wird bis unterhalb Mittelwasserspiegel der Lenne im Bereich einer massiv mit Wasserbausteinen befestigten Böschung geführt.

Abflüsse:

$$Q_{S,aM} = 1,1 \text{ l/s}$$

$$Q_F = 0 \text{ l/s}$$

$$Q_{T,aM} = 1,1 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr,i} = 0 \text{ l/s}$$

$$A_u = 5,87 \text{ ha}$$

$$Q_{krit, 15} = 89 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 770 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 133 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 147 \text{ l/s} / 157 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (133 - 1,1) / 1,1 = 116$$

Zulaufkanal:

Der Zulaufkanal wird durch die Schwelle bis über Scheitel eingestaut. Damit wird dort rückgestauter Vollfüllungsabfluss erzwungen. Der Nachweis der Fließverhältnisse (Froudezahl) entfällt damit.

Überlauf:

Die Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss beträgt $(770-147)/3,5 = 178 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$. Die Schwelle wird zur Begrenzung der auftretenden Rückstauwasserspiegel länger ausgelegt, als dies nach dem gültigen Regelwerk erforderlich wäre.

Alle Kriterien bzgl. der Schwellenhöhe werden eingehalten.

Die Oberkante der Schwelle (153,80 müNN) wird deutlich unter HW10 der Lenne liegen (ca.155,08 müNN). Deshalb muss das Bauwerk mit einer Hochwassersicherung ausgerüstet werden.

Alle weiteren Kriterien für das Bauwerk werden eingehalten.

Tauchwand:

Die Nachweise der hydraulischen Funktion der vorkonfektionierten Tauchwand werden vom Hersteller erbracht.



Drossel:

Die Drosselleitung führt im Bemessungsfall mit bis zu 147 l/s deutlich mehr als den kritischen Mischwasserabfluss ab. Tritt bei lang anhaltenden Ereignissen Rückstau vom Hauptsammler auf, geht der Abfluss deutlich zurück. Es wird jedoch auch dann über die gesamte Dauer von Entlastungen ständig $Q_{krit, 15}$ weitergeleitet, was durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen ist. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen beispielhaft die Abflussganglinien von Drossel und Entlastung bei einem einjährigen Ereignis. Es wird deutlich, dass der Drosselabfluss während der Entlastung ständig mehr als 100 l/s beträgt.

Es werden alle weiteren Kriterien eingehalten.

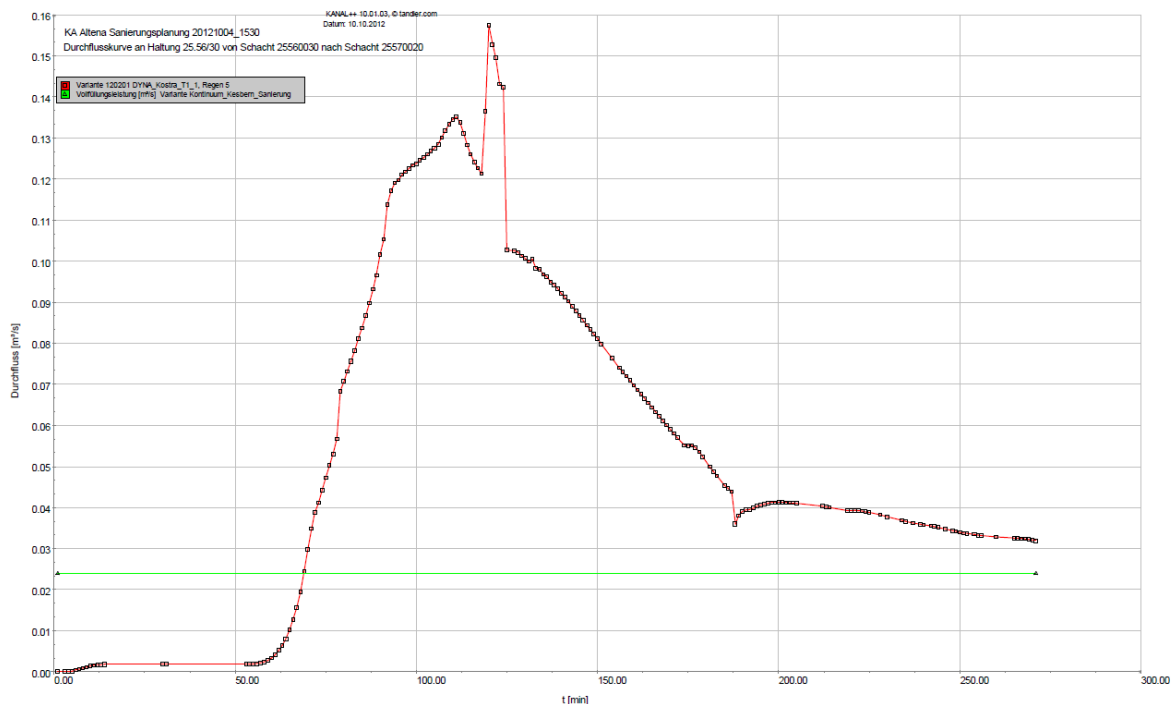


Abb. 18: Abflussganglinie der Drossel des RÜ Linscheidstraße bei einem einjährigen Modellregen

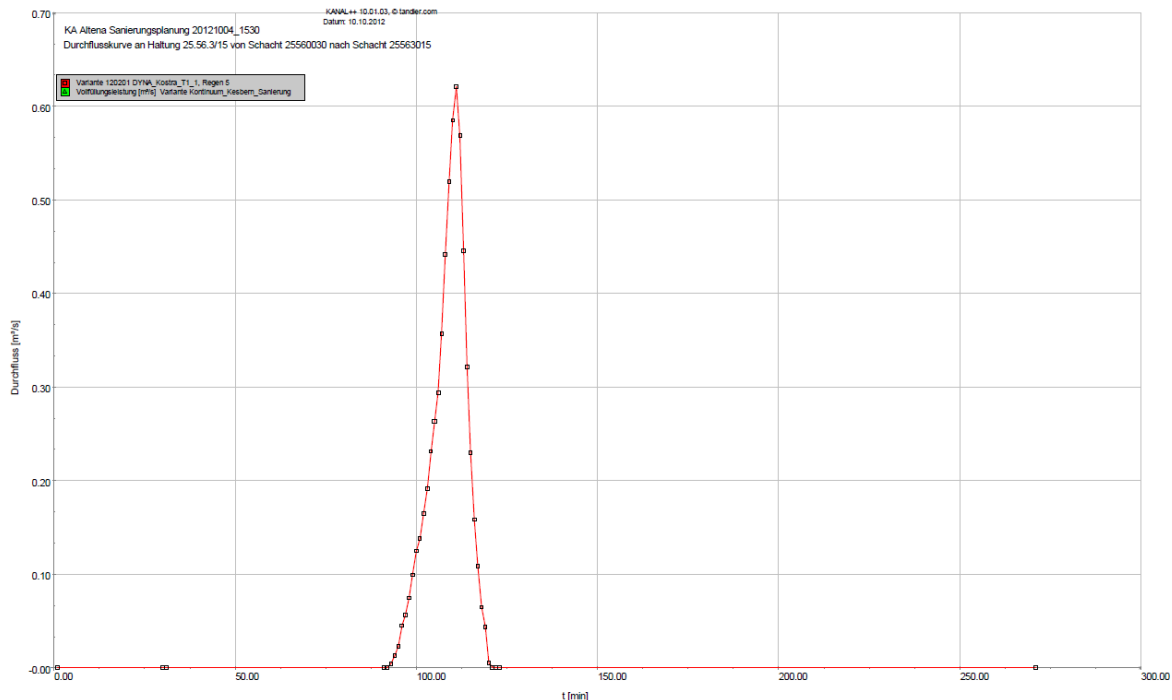


Abb. 19: Abflussganglinie der Entlastung des RÜ Linscheidstraße bei einem einjähr. Modellregen

Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.

Geschätzte Kosten der Maßnahme: 240.000,- €

6.5.1.12 Neubau des Regenüberlaufes Marktstraße

Zur Entlastung des Hauptsammlers soll ein weiterer neuer Regenüberlauf in der Marktstraße vor ihrer Einmündung in die Lenneuferstraße errichtet werden. Dieser wird auch im Nebenschluss zum Hauptsammler angeordnet und entlastet zukünftig einen Mischwasserstrom aus der südlichen Altstadt.

Der hydraulisch überlastete vorhandene Kanal DN 400 wird auf einer Länge von ca. 12 m durch einen Neubau in DN 500 ersetzt. Als Überlaufbauwerk dient ein Fertigteilschacht DN



2000, in den der Überlauf als Streichwehr eingebaut wird. Die ca. 1,90 m lange Entlastungsschwelle wird mit einer Kulissentauwand ausgestattet. Die Drosselung erfolgt mit einer Rohrdrossel DN 160 (PE-HD), die an einen vorhandenen Schacht des Hauptsammlers angeschlossen werden kann. Die Entlastungsleitung DN 400 kreuzt den Hauptsammler oberhalb und wird bis oberhalb Mittelwasserspiegel der Lenne im Bereich des dortigen Spundwandverbaus geführt.

Abflüsse:

$$Q_{S,aM} = 0,3 \text{ l/s}$$

$$Q_F = 0,7 \text{ l/s}$$

$$Q_{T,aM} = 1,0 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr,i} = 0 \text{ l/s}$$

$$A_u = 2,14 \text{ ha}$$

$$Q_{krit, 15} = 33 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 313 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 43 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 52 \text{ l/s} / 58 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (43 - 1,0) / 1,0 = 42$$

Zulaufkanal:

Der Zulaufkanal wird durch die Schwelle bis über Scheitel eingestaut. Es wird rückgestauter Vollenfüllungsabfluss erzwungen. Der Nachweis der Fließverhältnisse (Froudezahl) entfällt damit.

Überlauf:

Die Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss beträgt $(313 - 52) / 1,9 = 137 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$. Die Schwellenlänge ergibt sich baulich aus der Verwendung eines Fertigteils mit einem Durchmesser von 2,00 m.

Alle Kriterien bzgl. der Schwellenhöhe werden eingehalten.

Die Oberkante der Schwelle (155,10 müNN) wird deutlich unterhalb des HW_{10} der Lenne (157,10 müNN) liegen. Deshalb ist eine Rückstausicherung erforderlich, die am Einlauf in die Lenne angeordnet wird.

Alle weiteren Kriterien für das Bauwerk werden eingehalten.



Tauchwand:

Die Nachweise der hydraulischen Funktion der vorkonfektionierten Tauchwand werden vom Hersteller erbracht.

Drossel:

Die Drosselleitung führt im Bemessungsfall mit 52 l/s deutlich mehr als den kritischen Mischwasserabfluss ab. Sobald Rückstau vom Hauptsammler auftritt, geht der Abfluss jedoch deutlich zurück. Es wird aber auch dann weiterhin $Q_{\text{krit}, 15}$ weitergeleitet, was durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen ist. Die Reduzierung des nach A 111 geforderten Mindestdurchmessers von 200 mm für die Drosselleitung auf 160 mm wird als vertretbar und unkritisch gesehen. Die Ausrüstung mit einem Drosselorgan würde den Aufwand für dieses untergeordnete Bauwerk unverhältnismäßig erhöhen. Zudem wäre die Bauausführung und Verkehrsabwicklung unter den beengten Verhältnissen in der Lenneuferstraße für ein dann deutlich größeres Bauwerk deutlich erschwert. Um die Möglichkeit einer nachträglichen Anpassung aufrecht zu erhalten, soll die mit 8,70m sehr kurze Drosselleitung als „Rohr in Rohr“ verlegt werden. Dazu soll die PE-Leitung in ein größeres PE-Reohr eingeschoben und mit verschweißten Spiegeln fixiert und abgedichtet werden. So kann sie ggf. wieder entnommen werden. Nach Inbetriebnahme soll das Bauwerk einer verstärkten Überwachung unterzogen werden, um ggf. auftretende Tendenzen zur Verlegung festzustellen. Außerdem soll einer evtl. Verlegungstendenz konstruktiv dadurch vorgebeugt werden, dass die Verjüngung des Fließgerinnes von DN 500 auf DN 160 schon in der Mitte des Schachtes abgeschlossen wird.

Es werden alle weiteren Kriterien eingehalten.

Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.

Geschätzte Kosten der Maßnahme: 70.000,- €

6.5.1.13 *Neubau des Regenüberlaufes Bornstraße*

Zur Entlastung des Hauptsammlers soll ein weiterer neuer Regenüberlauf im Lennevorland neben der Lenneuferstraße in Höhe der Bornstraße errichtet werden. Dieser wird auch im



Nebenschluss zum Hauptsammler angeordnet und entlastet zukünftig einen Mischwasserstrom aus dem Ortsteil Freiheit.

Als Überlaufbauwerk dient ein Fertigteilschacht DN 2000, in den der Überlauf als Streichwehr eingebaut wird. In den Schacht wird die vorhandene Zulaufleitung DN 450 eingebunden, Drossel- und Entlastungsleitung neu gebaut. Die ca. 1,90 m lange Entlastungsschwelle wird mit einer Kulissentauchwand ausgestattet. Die Drosselung erfolgt ebenfalls mit einer Rohrdrossel DN 160 (PE-HD), die an einen vorhandenen Schacht des Hauptsammlers angeschlossen werden kann. Die Entlastungsleitung DN 400 kreuzt den Hauptsammler oberhalb und wird bis oberhalb Mittelwasserspiegel der Lenne im Bereich des dortigen Spundwandverbaus geführt.

Abflüsse:

$$Q_{S,aM} = 0,2 \text{ l/s}$$

$$Q_F = 0,4 \text{ l/s}$$

$$Q_{T,aM} = 0,6 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr,i} = 0 \text{ l/s}$$

$$A_u = 1,16 \text{ ha}$$

$$Q_{krit, 15} = 18 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 170 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 53 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 57 \text{ l/s} / 70 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (53 - 0,6) / 0,6 = 84$$

Zulaufkanal:

Der Zulaufkanal wird durch die Schwelle bis über Scheitel eingestaut. Es wird rückgestauter Vollfüllungsabfluss erzwungen. Der Nachweis der Fließverhältnisse (Froudezahl) entfällt damit.

Überlauf:

Die Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss beträgt $(170-57)/1,9 = 59 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$. Die Schwellenlänge ergibt sich baulich aus der Verwendung eines Fertigteils mit einem Durchmesser von 2,00 m.

Alle Kriterien bzgl. der Schwellenhöhe werden eingehalten.



Die Oberkante der Schwelle (156,20 müNN) wird deutlich unterhalb des HW_{10} der Lenne (158,60 müNN) liegen. Deshalb ist eine Rückstausicherung erforderlich, die am Einlauf angeordnet wird.

Alle weiteren Kriterien für das Bauwerk werden eingehalten.

Tauchwand:

Die Nachweise der hydraulischen Funktion der vorkonfektionierten Tauchwand werden vom Hersteller erbracht.

Drossel:

Die als „Rohr in Rohr“ ausgeführte Drosselleitung führt im Bemessungsfall mit 53 l/s deutlich mehr als den kritischen Mischwasserabfluss ab. Sobald Rückstau vom Hauptsammler auftritt, geht der Abfluss jedoch deutlich zurück. Es wird aber auch dann weiterhin $Q_{krit, 15}$ weitergeleitet, was durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen ist. Für die Unterschreitung des nach A 111 geforderten Mindestdurchmessers von 200 mm für die Drosselleitung auf 160 mm gilt gleiches, wie beim RÜ Marktstraße.

Es werden alle weiteren Kriterien eingehalten.

Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.

Geschätzte Kosten der Maßnahme: 90.000,- €

6.5.1.14 *Neubau des Regenüberlaufes Im Küstersort*

Zur Entlastung des Hauptsammlers soll ein neuer Regenüberlauf in der Straße „Im Küstersort“ vor ihrer Einmündung in die Lenneuferstraße errichtet werden. Dieser wird im Nebenschluss zum Hauptsammler angeordnet und entlastet zukünftig einen Mischwasserstrom aus der mittleren Altstadt.

Ab dem Zusammenfluss zweier örtlicher Sammelkanäle wird der hydraulisch überlastete vorhandene Kanal durch einen Neubau in DN 500 auf ca. 25 m Länge (mittlere Tiefenlage 2,7 m) ersetzt. Als Überlaufbauwerk dient ein Fertigteilschacht DN 2000, in den der Überlauf als Streichwehr eingebaut wird. Dieser bietet ausreichend Raum, um beidseitig der Schwelle einen Einstieg anordnen zu können. Die ca. 1,90 m lange Entlastungsschwelle wird mit einer



Kulissentauchwand ausgestattet. Die Drosselung erfolgt mit einer Rohrdrossel DN 160 (PE-HD), die an einen vorhandenen Schacht des Hauptsammlers angeschlossen werden kann. Die Entlastungsleitung DN 500 kreuzt den Hauptsammler oberhalb und wird bis oberhalb Mittelwasserspiegel der Lenne im Bereich des dortigen Spundwandverbaus geführt.

Abflüsse:

$$Q_{S,aM} = 0,3 \text{ l/s}$$

$$Q_F = 0,6 \text{ l/s}$$

$$Q_{T,aM} = 0,9 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr,i} = 0 \text{ l/s}$$

$$A_u = 1,33 \text{ ha}$$

$$Q_{krit, 15} = 21 \text{ l/s}$$

$$Q_{n=1} = 195 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr, krit} = 44 \text{ l/s} \quad (\text{bei Entlastungsbeginn, detaillierte Bauwerkshydraulik})$$

$$Q_{Dr, n=1} = 50 \text{ l/s} / 46 \text{ l/s} \quad (\text{detail. / hydrodyn. bei einjährlichem Zufluss})$$

Mischverhältnis:

$$m = (Q_{Dr, krit} - Q_{T,aM}) / Q_{T,aM} = (44 - 0,9) / 0,9 = 49$$

Zulaufkanal:

Der Zulaufkanal wird durch die Schwelle bis über Scheitel eingestaut. Es wird rückgestauter Vollfüllungsabfluss erzwungen. Der Nachweis der Fließverhältnisse (Froudezahl) entfällt damit.

Überlauf:

Die Schwellenbelastung bei einjährlichem Abfluss beträgt $(195-50)/1,9 = 77 \text{ l/s} \cdot \text{m} < 300 \text{ l/s} \cdot \text{m}$. Die Schwellenlänge ergibt sich baulich aus der Verwendung eines Fertigteils mit einem Durchmesser von 2,00 m.

Alle Kriterien bzgl. der Schwellenhöhe werden eingehalten.

Die Oberkante der Schwelle (155,00 müNN) wird deutlich unterhalb des HW_{10} der Lenne (156,90 müNN) liegen. Deshalb ist eine Rückstausicherung erforderlich, die am Einlauf angeordnet wird.

Alle weiteren Kriterien für das Bauwerk werden eingehalten.

Tauchwand:

Die Nachweise der hydraulischen Funktion der vorkonfektionierten Tauchwand werden vom Hersteller erbracht.



Drossel:

Die als „Rohr in Rohr“ ausgeführte Drosselleitung führt im Bemessungsfall mit 50 l/s deutlich mehr als den kritischen Mischwasserabfluss ab. Sobald Rückstau vom Hauptsammler auftritt, geht der Abfluss jedoch deutlich zurück. Es wird aber auch dann weiterhin $Q_{krit, 15}$ weitergeleitet, was durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen ist. Für die Unterschreitung des nach A 111 geforderten Mindestdurchmessers von 200 mm für die Drosselleitung auf 160 mm gilt gleiches, wie beim RÜ Marktstraße. Sie wird als vertretbar und unkritisch gesehen. Nach Inbetriebnahme soll das Bauwerk einer verstärkten Überwachung unterzogen werden, um ggf. auftretende Tendenzen zur Verlegung festzustellen. Außerdem soll einer evtl. Verlegungstendenz konstruktiv dadurch vorgebeugt werden, dass die Verjüngung des Fließgerinnes von DN 500 auf DN 160 schon in der Mitte des Schachtes abgeschlossen wird.

Es werden alle weiteren Kriterien eingehalten.

Entlastungskanal:

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals ist durch hydrodynamische Berechnung nachgewiesen.

Geschätzte Kosten der Maßnahme: 100.000,- €

6.5.1.15 Umbau des Drosselbauwerkes am SKO Linscheid (Ruhrverband)

Die Drosselung des Abflusses vom SKO Linscheid erfolgt derzeit durch einen fest eingestellten Schieber an der vom Vereinigungsschacht der Stauraumleitungen abgehenden Rohrleitung DN 500. Bei der schon heute minimierten verbleibenden Öffnungshöhe von 15 cm werden rechnerisch bei großen Ereignissen 160 bis 200 l/s weitergegeben (was im deutlichen Widerspruch zu dem vom RV angegebenen Wert von 57 l/s steht, Sollwert nach SFB 1998 sind 29 l/s). Dieser Abfluss ist zukünftig auf höchstens 45 l/s zu begrenzen, um das unterhalb liegende Werksgelände vor Überstau zu schützen. Derart kleine Drosselabflüsse lassen sich mit der vorhandenen Anlage nicht betriebssicher umsetzen. Es muss ein Drosselorgan in einem neu zu errichtenden Drosselschacht nachgerüstet werden. Die Umsetzung obliegt dem Ruhrverband. Bei diesem muss um eine zeitnahe Umsetzung ersucht werden, da Wasseraustritt unterhalb bereits beobachtet werden konnte.



6.5.1.16 Umbau des Dükeroberhauptes Linscheider Brücke

Die Überlaufschwelle zwischen erster und zweiter Dükerleitung wird soweit abgesenkt, dass eine Beschickung des zweiten Rohrstranges dann einsetzt, wenn im Rohrstrang DN 800 scheidelhoher Wasserstand erreicht wird. Dies ist erforderlich, um die Leistungsfähigkeit des Dükers besser auszunutzen und das Rückstauniveau insbesondere in den Ortsteil Linscheid hinein abzusenken. Dazu werden die in den Zulauf zur zweiten Leitung eingesetzten Wehrtafeln entsprechend eingekürzt.

Geschätzte Kosten: 10.000,- €

6.5.1.17 Verschluss von Mischwasserüberläufen im Nettetal (Teil 1)

Im ersten Schritt sollen die Schächte verschlossen werden, an denen es ausschließlich zum Überlauf von Niederschlagswasser in die Mischkanalisation kommt. Dadurch kann der unterhalb erfolgende Überlauf von Mischwasser verringert werden. Es handelt sich um die Schächte:

30 200 180
30 320 060
30 500 080

Außerdem können gefahrlos bereits die Schächte verschlossen werden, an denen es bisher nicht zum Überlauf kommt. Dies sind folgende Schächte:

30 200 010
30 200 030
30 200 040
30 200 060
30 200 070
30 200 080
30 200 090
30 200 100
30 200 110
30 200 120
30 200 130
30 200 140
30 200 150



30 200 160
30 200 170
30 300 050
30 320 010
30 320 020
30 320 030
30 320 040
30 320 050
30 320 140
30 355 010
30 360 030
30 440 010

Beim Verschluss der Überläufe besteht das Problem, dass alle betroffenen Schächte nur einen Einstieg haben. Ein dauerhafter Verschluss, etwa durch Abmauerung, ist deshalb nur dann möglich, wenn ein zweiter Einstieg hergestellt werden kann. Für viele Bauwerke wird nur ein demontierbarer Verschluss, etwa eine mit umlaufender Dichtung vorgeschraubte Stahl- oder PE-Platte, in Frage kommen.

Geschätzte Kosten: jeweils ca. 6.000,- €, gesamt ca. 168.000,- €

6.5.1.18 Einbau druckdichter Deckel

Schacht 55 050 020 (Lennehauptsammler) – Im Lennevorland tief liegender Schacht, bei dem sowohl Wasseraustritt wie auch Hochwassereintritt vermieden werden soll.

Schacht 20 330 060 – Im Einschnitt des Linscheider Baches tief liegender Schacht, bei dem sowohl Wasseraustritt wie auch Hochwassereintritt vermieden werden soll.

Schacht 45 608 030 – Im Geländeeinschnitt neben der Mühlenstraße tief liegender Schacht, bei dem Wasseraustritt bei Rückstau aus dem Hauptsammler Mühlenstraße vermieden werden soll.

Geschätzte Kosten: jeweils ca. 3.000,- €, gesamt ca. 9.000,- €



6.5.1.19 Kanalerneuerung Martin-Luther-Straße

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation DN 250 auf DN 400 wegen Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten.

Von Schacht 35 070 010 bis 35 080 010

110 m DN 400, mittlere Tiefenlage 2,50 m, 5 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 88.000,- €

Die Maßnahme soll in Verbindung mit Straßenbauarbeiten umgesetzt werden.

6.5.2 Mittelfristig erforderliche Maßnahmen

6.5.2.1 Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung im Schwerpunktgebiet Mühlenrahmede

Die Fremdwasserabflüsse rühren hier hauptsächlich aus Undichtigkeiten der Kanalisation, an erster Stelle des Gebietshauptsammlers. Dieser ist auch aus baulicher Sicht in weiten Teilen sanierungsbedürftig, so dass die Sanierungsmaßnahmen hierauf abgestimmt erfolgen werden.

6.5.2.2 Verschluss von Mischwasserüberläufen im Nettetal (Teil 2)

Im zweiten Schritt sollen im Verlauf des Sammlers im Nettetal die Überläufe der Schächte verschlossen werden, an denen regelmäßig Mischwasser in die Regenwasserkanäle abgeschlagen wird. Hierbei handelt es sich um die zur Herstellung eines regelgerechten Netzes wichtigeren Maßnahmen, doch kann der Verschluss erst erfolgen, wenn oberhalb der Regenüberlauf Netter Schule in Betrieb genommen wurde. Betroffen sind die Schächte:

30 320 080

30 320 110

30 320 120

30 360 010

30 360 020

30 420 010

30 420 020

30 460 010



30 460 020
30 460 030
30 460 060
30 460 080
30 500 040
30 500 060
30 500 070
30 520 020
30 540 010
30 560 010

Geschätzte Kosten: jeweils ca. 6.000,- €, gesamt ca. 108.000,- €

6.5.2.3 Umbau der Verzweigung Breitenhagener Weg / Mozartstraße

Zur Entlastung des im Breitenhagener Weg weiterführenden Kanals und der Verhütung der damit verbundenen Überflutungsgefährdung soll die an Schacht 70 330 070 vorhandene Verzweigung zum deutlich leistungsstärkeren Kanal in der Mozartstraße so umgebaut werden, dass nur noch max. ca. 150 l/s im Kanal Breitenhagener Weg verbleiben. Der Rest soll zur Mozartstraße abgeleitet werden.

Geschätzte Kosten: 20.000,- €

6.5.2.4 Kanalerneuerung Gustav-Selve-Straße

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation DN 300 auf DN 400 wegen Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten.

Von Schacht 05 110 010 bis 05 150 010

142 m DN 400, mittlere Tiefenlage 2,20 m, 5 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 130.000,- €



6.5.2.5 Kanalneubau „Am Tiergarten“

Neubau einer Vermaschung von Schacht 05 420 155 nach Schacht 05 430 010 zur Entlastung des in der Graf-Adolf-Straße weiterführenden Kanals und damit zur Verbesserung des oberhalb wie unterhalb gegebenen Überflutungsschutzes.

28 m DN 300, mittlere Tiefenlage 2,00 m, 1 Fertigteilschacht

Geschätzte Kosten: 30.000,- €

6.5.2.6 Kanalerneuerung Anschluss Linscheid

Leistungssteigerung der aus dem Ortsteil Linscheid zum Düker Linscheider Brücke kommenden Zulaufleitung DN 500 auf DN 700 wegen Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten.

Von Schacht 20 350 020 bis 20 360 010

41 m DN 700, mittlere Tiefenlage 4,30 m, 1 Schachtbauwerk

Geschätzte Kosten: 100.000,- €

6.5.2.7 Kanalneubau Löttringser Weg

Neubau einer Verbindung des Kanals im Löttringser Weg zum Kanal in der Straße „Auf dem Felde“ zur Entlastung der weiterführenden Kanalisation insbesondere in der Ihmerter Straße, die durch oberhalb notwendige Sanierungsmaßnahmen zukünftig stärker belastet wird.

Von Schacht 34 130 080 bis 34 270 015

44 m DN 300, mittlere Tiefenlage 2,30 m, 2 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 35.000,- €

6.5.2.8 Kanalerneuerung „Zur Roleye“

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation DN 300 auf DN 500 wegen Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten sowohl örtlich als auch in der oberhalb liegenden Kanalisation.

Von Schacht 35 040 150 bis 35 100 010

400 m DN 500, mittlere Tiefenlage 2,20 m, 12 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 400.000,- €



6.5.2.9 Kanalerneuerung Hauptsammler Bauernstraße / Ihmerter Straße

Leistungssteigerung des Hauptsammlers in der Bauernstraße von DN 400 auf DN 600 wegen Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten in der oberhalb liegenden Kanalisation. Die Maßnahme ist Voraussetzung für die oberhalb geplanten Sanierungsmaßnahmen.

Von Schacht 35 100 010 bis 35 180 010

91 m DN 600, mittlere Tiefenlage 2,50 m, 4 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 100.000,- €

6.5.2.10 Kanalerneuerung Hauptsammler Ihmerter Straße / „Im Hosenhof“

Leistungssteigerung des Hauptsammlers in der Ihmerter Straße bis „Im Hosenhof“ von DN 400 / DN 500 auf DN 600 / DN 700 wegen Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten in der oberhalb liegenden Kanalisation. Die Maßnahme ist Voraussetzung für die oberhalb geplanten Sanierungsmaßnahmen.

Von Schacht 35 180 010 bis 35 180 100

227 m DN 600 und DN 700, mittlere Tiefenlage 2,50 m, 7 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 275.000,- €

6.5.2.11 Kanalerneuerung Ebbergstraße

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation DN 300 auf DN 400 wegen nicht auszuschließender örtlicher Überflutungsgefährdung im Bereich von Wohnbebauung sowie wegen steigender Belastung aus oberhalb geplanten Sanierungsmaßnahmen.

Von Schacht 36 330 040 bis 36 380 010

430 m DN 400, mittlere Tiefenlage 2,00 m, 13 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 400.000,- €



6.5.2.12 Kanalerneuerung „Im Springen“

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation DN 300 auf DN 500 wegen nicht auszuschließender örtlicher Überflutungsgefährdung im Bereich von Wohnbebauung sowie wegen steigender Belastung aus oberhalb geplanten Sanierungsmaßnahmen.

Von Schacht 36 380 010 bis 36 390 010

93 m DN 500, mittlere Tiefenlage 2,00 m, 6 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 95.000,- €

6.5.2.13 Kanalerneuerung Westiger Straße

Leistungssteigerung des vorh. Regenwasserkanals DN 250 auf DN 400 im Zusammenhang mit der Entflechtung von Regenwasser und Mischwasser im Nettetal.

Von Schacht 30 204 182 bis 30 204 205

22 m DN 400, mittlere Tiefenlage 2,00 m, 2 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 25.000,- €

Die Maßnahme soll in Verbindung mit der Fahrbahnerneuerung von Seiten des Landesbetriebes Straßen.NRW durchgeführt werden.

6.5.2.14 Kanalneubau Bachstraße

Neubau eines Regenwasserkanals DN 300 zum Umschluss eines örtlichen Trennsystems vom Mischwasserkanal an die Nette in der Bachstraße im Zusammenhang mit der Entflechtung von Regenwasser und Mischwasser im gesamten Nettetal.

Von Schacht 30 500 150 bis zum Bach

6 m DN 300, mittlere Tiefenlage 1,20 m, Umbauarbeiten an vorh. Bauwerken

Geschätzte Kosten: 20.000,- €



6.5.2.15 Ertüchtigung der Versickerungsbecken Ahornweg

Weitergehende Untersuchung zu derzeitigem Betriebsverhalten und gegebenen geologischen Verhältnissen, Erweiterung der Versickerungsanlage in Abhängigkeit der Untersuchungsergebnisse und der Abstimmung mit den Aufsichtsbehörden.

Geschätzte Kosten: 60.000,- €

6.5.3 Langfristig erforderliche Maßnahmen

6.5.3.1 Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung im Schwerpunktgebiet Rahmede

Hier ist eine Vielzahl unterschiedlicher Fremdwasserquellen vorhanden. Einige beruhen auf einer unvollständigen Systemtrennung sowie auf unerwünscht eintretenden Außengebietsabflüssen (Quelle, Siefen). Die Maßnahmen werden im Zuge der zustandsbedingten Sanierung abgewickelt.

6.5.3.2 Kanalerneuerung Wilhelmstraße – Südstraße

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation bestehend aus zwei Leitungen DN 400 und DN 300 auf DN 600 wegen nicht auszuschließender örtlicher Überflutungsgefährdung im Bereich von Wohnbebauung.

Von Schacht 71 350 181 bis 71 390 050

217 m DN 600, mittlere Tiefenlage 2,20 m, 11 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 230.000,- €

6.5.3.3 Kanalerneuerung Mühlenberg

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation DN 300 auf DN 500 wegen Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten.

Von Schacht 45 760 040 bis 45 760 050

53 m DN 500, mittlere Tiefenlage 1,60 m

Geschätzte Kosten: 35.000,- €



6.5.3.4 *Neubau des Regenrückstaukanals „Auf dem Weithahn“*

Neubau einer Haltung DN 1200 als Rückhaltevolumen anstelle der vorh. Haltung DN 250, das durch die begrenzte Leistungsfähigkeit der weiterführenden Haltung aktiviert wird, wegen örtlicher Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten und zur Entlastung der weiterführenden Kanalisation.

Von Schacht 35 110 050 bis 35 110 060

47 m DN 1200, mittlere Tiefenlage 2 m, 2 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 100.000,- €

6.5.3.5 *Kanalneubau „Auf der Böcke“ / Gosebruch*

Neubau einer Verbindung des Kanals in der Straße „Auf der Böcke“ zum Kanal in der Straße „Gosebruch“ zur Entlastung der weiterführenden Kanalisation bzw. besseren Verteilung der Belastung auf die beiden nach Süden führenden Sammler in der Ihmerter Straße und der Straße „Auf der Böcke“.

Von Schacht 35 240 010 bis 34 230 010

24 m DN 300, mittlere Tiefenlage 1,80 m, 1 Fertigteilschacht

Geschätzte Kosten: 20.000,- €

6.5.3.6 *Kanalneubau „Auf dem Kamp“ / Brunnenstraße*

Umschluss des Kanals in der Brunnenstraße zum Kanal in der Straße „Auf dem Kamp“ durch den Neubau einer Haltung DN 300 zur Entlastung der weiterführenden Kanalisation in der Straße „Auf der Böcke“.

Aufgabe der Haltung von Schacht 35 190 070 nach 35 210 010

Neubau Von Schacht 35 190 070 bis 35 250 010

38 m DN 300, mittlere Tiefenlage 2,10 m, 2 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 31.000,- €



6.5.3.7 Kanalerneuerung „Auf dem Sührenfeld“

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation DN 200 / DN 250 auf DN 400 / DN 500 wegen Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten und nicht auszuschließender örtlicher Überflutungsgefährdung im Bereich von Wohnbebauung.

Von Schacht 36 310 030 bis 36 330 020

71 m DN 400, mittlere Tiefenlage 1,60 m, 2 Fertigteilschächte

21 m DN 500, mittlere Tiefenlage 3,50 m, 2 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 90.000,- €

6.5.3.8 Kanalneubau in der Straße „Wilhelmshöhe“

Neubau einer Verbindung der nach Norden und Süden führenden Kanäle in der Straße „Wilhelmshöhe“ zur Entlastung der weiterführenden Kanalisation in der Ebbergstraße bzw. besseren Verteilung der Belastung auf die beiden Hauptsammler in der Springer Straße und der Straße „Auf der Böcke“.

Von Schacht 36 330 040 bis 35 320 070

35 m DN 300, mittlere Tiefenlage 1,90 m, 1 Fertigteilschacht

Geschätzte Kosten: 30.000,- €

6.5.4 Nachrangig umzusetzende Maßnahmen

Hier sind Maßnahmen eingestuft, die zwar erforderlich sind, um das Netz den Regeln der Technik anzupassen, wo jedoch trotzdem zunächst aufgrund guten baulichen Zustandes, eines bisher reibungslosen Betriebs, wenig Gefährdungspotenzials etc. kein Handlungsbedarf gesehen wird. Sie sollten erst bei konkretem Handlungsanlass umgesetzt werden, etwa bei baulichen Sanierungserfordernissen, Beschwerden von Seiten der Bevölkerung oder Straßenbaumaßnahmen etc..

6.5.4.1 Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung im Schwerpunktgebiet Knerling

Hier sind überwiegend Drainagen zu beseitigen. Dies wird auch im Zuge der zustandsbedingten Sanierung erfolgen.



6.5.4.2 Kanalerneuerung Amselweg – Wilhelmstraße

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation DN 242 auf DN 300 wegen nicht auszuschließender örtlicher Überflutungsgefährdung im Bereich von Wohnbebauung.

Von Schacht 71 270 020 bis 71 280 011

27,30 m DN 300, mittlere Tiefenlage 1,5 m, 1 Fertigteilschacht

Geschätzte Kosten: 25.000,- €

6.5.4.3 Kanalerneuerung Meisenweg

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation DN 250 auf DN 400 wegen nicht auszuschließender örtlicher Überflutungsgefährdung im Bereich von Wohnbebauung.

Von Schacht 71 360 090 bis 71 370 011

14,60 m DN 400, mittlere Tiefenlage 1,7 m, 1 Fertigteilschacht

Geschätzte Kosten: 20.000,- €

6.5.4.4 Kanalerneuerung Drescheider Berg

Ersatz der vorh. Kanalisation bestehend aus zwei Leitungen DN 250 durch eine Leitung DN 500 zur Verbesserung der betrieblichen Situation.

Von Schacht 75 412 011 bis 80 670 010

130 m DN 600, mittlere Tiefenlage 2,50 m, 8 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 250.000,- €

6.5.4.5 Kanalerneuerung Bahnhofstraße

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation DN 600 auf DN 700 wegen Überflutungsgefährdung im Bereich der oberhalb gelegenen Lüdenscheider Straße sowie im Zusammenhang mit der Anpassung der unterhalb gelegenen Entlastungsanlage an die Regeln der Technik (RÜ Bahnhofstraße).

Von Schacht 15 130 050 bis 15 150 040

119 m DN 700, mittlere Tiefenlage 2,20 m, 4 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 250.000,- €



6.5.4.6 Kanalerneuerung Brückenrampe Fritz-Berg-Brücke

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation DN 200 auf DN 300 wegen Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten.

Von Schacht 15 160 042 bis 15 170 010

99 m DN 300, mittlere Tiefenlage 1,70 m, 4 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 80.000,- €

6.5.4.7 Kanalerneuerung Linscheidstraße

Leistungssteigerung der in den Straßennebenflächen parallel zum Hauptsammler liegenden örtlichen Entwässerungsleitung DN 300 auf DN 400 und Neubau einer Verbindung zum Hauptsammler wegen Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten.

Von Schacht 25 550 010 bis 25 560 010 und von 25 550 030 zu Schacht 25 150 040

203 m DN 400, mittlere Tiefenlage 2,50 m, 5 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 200.000,- €

6.5.4.8 Kanalerneuerung Hasenkampstraße

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation DN 300 auf DN 400 bzw. DN 500 wegen Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten.

Von Schacht 45 470 070 bis 45 500 040

55 m DN 400, mittlere Tiefenlage 1,80 m,

81 m DN 500, mittlere Tiefenlage 2,00 m, 4 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 140.000,- €

6.5.4.9 Kanalerneuerung Kämpenstraße

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation DN 300 auf DN 500 bzw. DN 500 auf DN 800 wegen Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten.

Von Schacht 45 590 180 bis 45 610 010

32 m DN 500, mittlere Tiefenlage 2,80 m,

71 m DN 800, mittlere Tiefenlage 3,00 m, 4 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 155.000,- €



6.5.4.10 Kanalerneuerung Mühlenstraße

Leistungssteigerung der vorh. Kanalisation DN 800 auf DN 1000 wegen Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten und gegebener Überflutungsgefahr in der unmittelbar oberhalb anschließenden Kanalisation.

Von Schacht 45 610 010 bis 45 710 010

77 m DN 1000, mittlere Tiefenlage 4,00 m, 4 Fertigteilschächte

Geschätzte Kosten: 170.000,- €

6.6 Gesamtsanierungsbedarf: Überlagerung von Hydraulischer Sanierung, Schwerpunkten der Fremdwassersanierung und baulicher Sanierung

Die Notwendigkeiten zur hydraulischen Sanierung des Netzes, zur baulichen Sanierung bzw. Instandhaltung und die sinnvollen Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung überlagern sich häufig. So sind Schäden in der Regel mit Undichtigkeiten verbunden und bedingen Handlungsbedarf sowohl in baulicher als auch fremdwasserbezogener Hinsicht. Maßnahmen zur hydraulischen Sanierung werden möglichst so gewählt, dass bei ihrer Durchführung so viele bauliche und fremdwasserbezogene Erfordernisse wie möglich mit abgedeckt werden.

Die hydraulischen Sanierungsmaßnahmen sind überwiegend Neubau- und Erneuerungsmaßnahmen, die mit Systemveränderungen verbunden sind (häufig Vergrößerung von Durchmessern, Umschlüsse etc.). Diese systemverändernden Maßnahmen machen in den betroffenen Bereichen die systemerhaltenden Maßnahmen (mit Ausnahme temporärer Erhaltungsmaßnahmen) überflüssig. Sie sind deshalb als übergeordnet anzusehen. Bei den Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung handelt es sich häufig um bauliche Sanierungsmaßnahmen. Sind diese abgearbeitet, verbleiben darüber hinaus „sonstige Maßnahmen“ wie etwa die Abtrennung unverschmutzter Zuflüsse, von Bächen und Hangabflüssen, Umschluss von Drainagen und Bau alternativer Ableitungssysteme etc.. Die bauliche Sanierung ist daher wiederum den fremdwasserbezogenen Maßnahmen übergeordnet. Um den Gesamtsanierungsbedarf hinsichtlich seiner Kosten darzustellen, wird deshalb zunächst der Kostenrahmen der hydraulischen Sanierung ausgewiesen, dann der nach hydraulischer Sanierung verbleibende Umfang des baulichen Sanierungsbedarfs ermittelt und schließlich der darüber hinaus dann noch erforderliche Umfang an Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung bilanziert.

Kosten der hydraulischen Sanierungsmaßnahmen nach Prioritäten		
1: kurzfristig	3.905.000 €	1
2: mittelfristig	1.798.000 €	2
3: langfristig	536.000 €	3
4: nachrangig	1.290.000 €	4
davon Kanalerneuerungs- und -neubaumaßnahmen:	3.632.000 €	
davon Neubau oder Ertüchtigung von Sonderbauwerken:	3.897.000 €	
gesamt:	7.529.000 €	

Tab. 26: Kosten der hydraulischen Sanierungsmaßnahmen nach Prioritäten

Es wird deutlich, dass mehr als 50% der für die hydraulische Sanierung aufzubringenden Mittel für den Bau oder die Ertüchtigung von Sonderbauwerken anfallen werden. Diese Sonderbauwerke sind wegen ihrer Bedeutung für die Regelentsprechung des Netzes in die Prioritätsstufe 1 eingeordnet worden. Entsprechend sind über 50% der Kosten kurzfristig anfallend. Darüber hinaus befindet sich in der Prioritätsstufe 1 der hydraulischen Sanierung nur eine einzige Kanalbaumaßnahme.

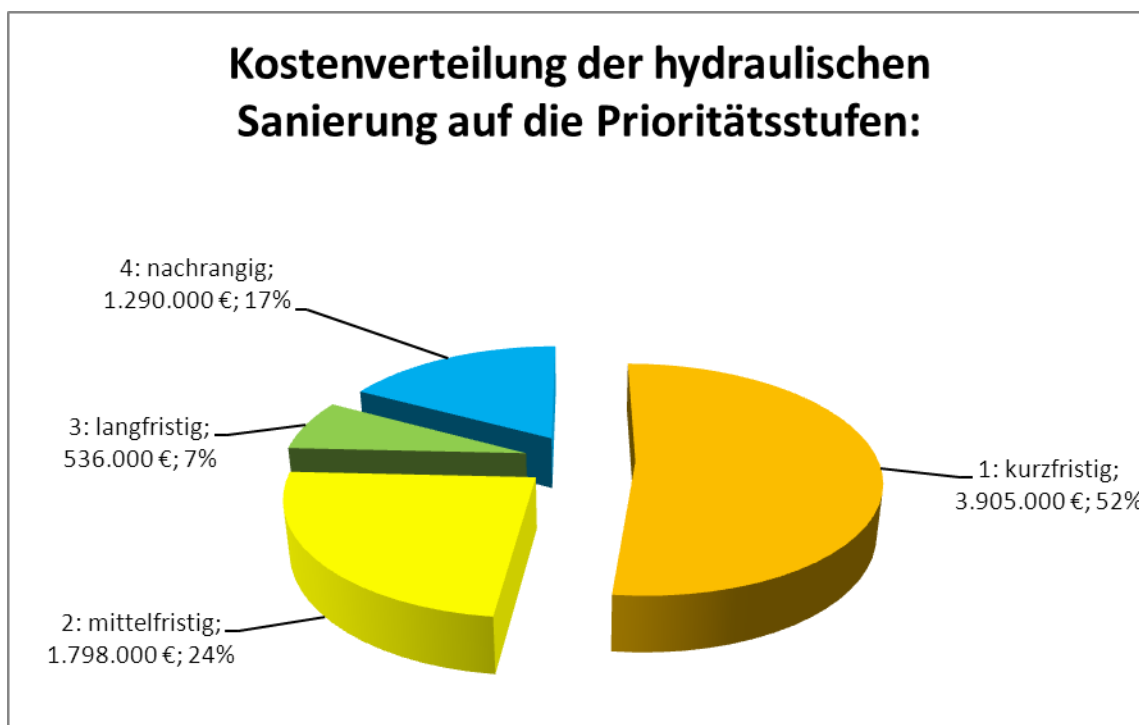


Abb. 20: Kostenverteilung (brutto) der hydraulischen Sanierungsmaßnahmen auf gewählte Prioritätsstufen

Die Kosten für die verbleibende Sanierung des Netzes aus rein baulichen Gründen reduzieren sich durch die hydraulisch erforderlichen Maßnahmen von prognostizierten 4,19 Mio € auf ca. 4,05 Mio €. Diese Reduzierung ist ausgesprochen gering, die Gründe dafür liegen jedoch auf der Hand:

- Ein überproportional großer Anteil der hydraulischen Sanierung entfällt auf Bauwerke
- Die steile und zerklüftete Lage des Einzugsgebietes bietet nur in Ausnahmefällen die Möglichkeit, alternative Tressen zur hydraulischen Sanierung zu wählen und damit möglicherweise von wenig schadhaften auf stark sanierungsbedürftige Haltungen auszuweichen
- Die hydraulisch bedingten Kanalerneuerungsmaßnahmen betreffen überwiegend regionale Hauptsammler, die teils in wenig schadensanfälligen Materialien ausgeführt sind und teils außerhalb von Straßen in wenig belasteten Bereichen liegen
- In einigen Bereichen ist in der Vergangenheit bereits eine bauliche Sanierung der aus hydraulischen Gründen zu erneuernden Kanäle durchgeführt worden. Die Nutzungsdauer (Alterung) dieser Sanierungen findet bei der Betrachtung keine Berücksichtigung. Die hydraulischen Sanierungsmaßnahmen sollten dort erst durchgeführt werden, sobald auch der Zustand sich erkennbar verschlechtert. Damit wird ein Einsparpotenzial gegeben sein, dass in der derzeitigen Betrachtung aber nicht ausgewiesen werden kann.
- Bereichsweise ist eine erneute Sanierung bereits sanierter Haltungen notwendig.

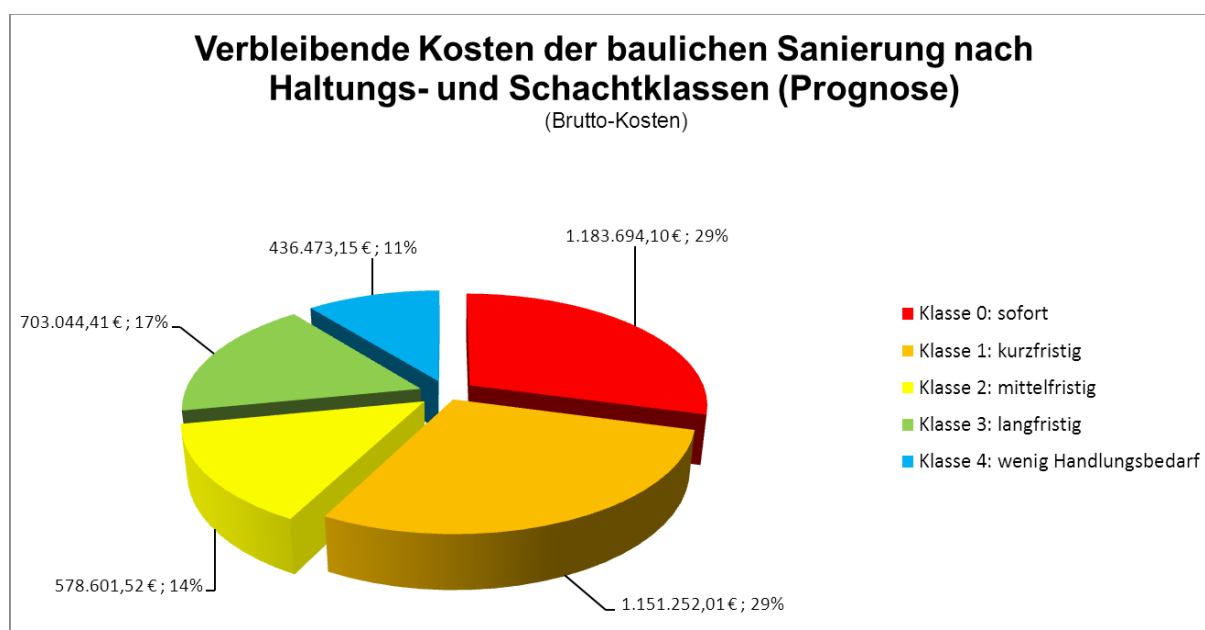


Abb. 21: Kostenverteilung (brutto) der verbleibenden baulichen Gesamt-Sanierungsprognose nach hydraulischer Sanierung unterteilt in Zustandsklassen



Verbleibende Kosten der baulichen Sanierung	Haltung		Schacht		Gesamt
		brutto		brutto	brutto
Klasse 0: sofort	135 Haltungen	630.293,96 €	251 Schächte	553.400,14 €	1.183.694,10 €
Klasse 1: kurzfristig	195 Haltungen	606.277,76 €	942 Schächte	544.974,24 €	1.151.252,01 €
Klasse 2: mittelfristig	144 Haltungen	443.065,67 €	175 Schächte	135.535,85 €	578.601,52 €
Klasse 3: langfristig	232 Haltungen	537.850,54 €	461 Schächte	165.193,88 €	703.044,41 €
Klasse 4: wenig Handlungsbedarf	177 Haltungen	418.514,21 €	322 Schächte	17.958,95 €	436.473,15 €
Gesamt	883 Haltungen	2.636.002,13 €	2151 Schächte	1.417.063,06 €	4.053.065,19 €

Tab. 27: Verbleibende bauliche Gesamt-Sanierungsprognose nach hydraulischer Sanierung unterteilt in Zustandsklassen

Nach Abzug der Kosten für die Maßnahmen, die bereits durch die bauliche Sanierung abgedeckt werden, verbleiben Kosten für die Fremdwassersanierung in Höhe von ca. 975.000,- €. Der überwiegende Teil davon (53 %) fällt kurzfristig in den Teileinzugsgebieten Evingsen, Dahle und Nettetal an. Ein Großteil der Fremdwasserreduzierung lässt sich dabei jedoch durch wenige Maßnahmen erreichen.

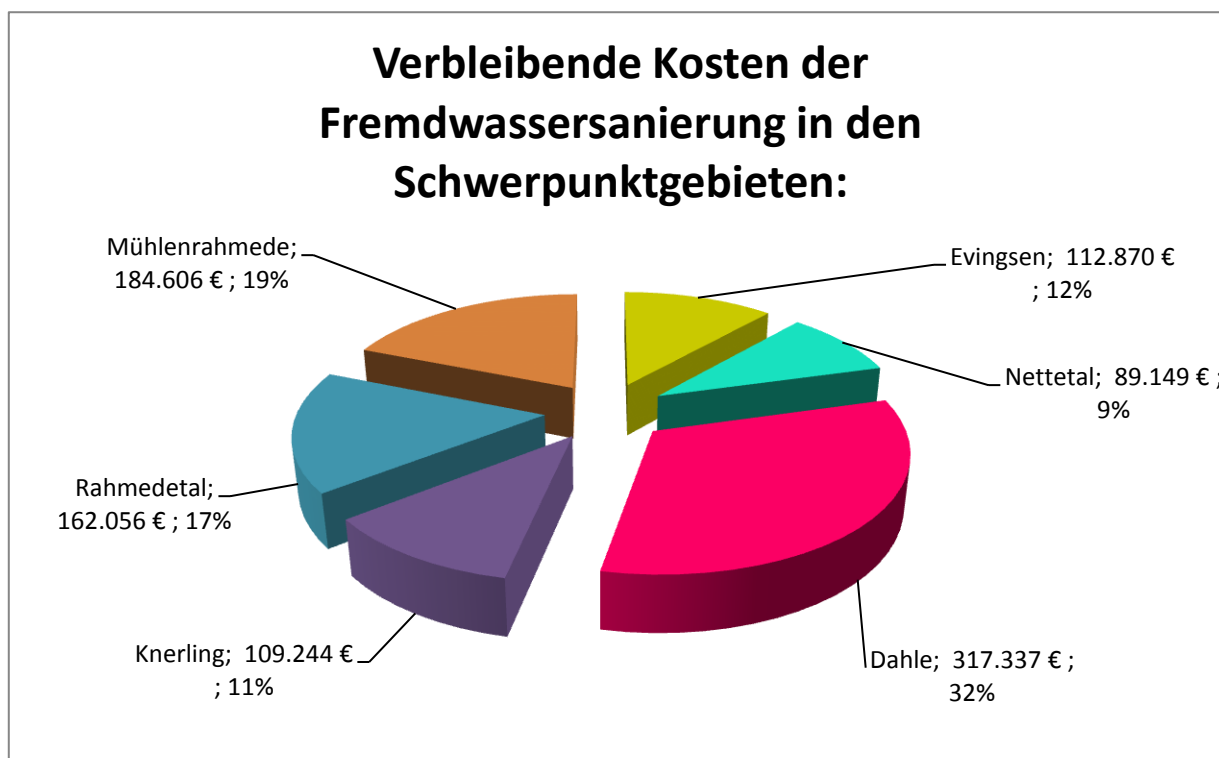


Abb. 22: Kostenverteilung (brutto) der verbleibenden Fremdwassersanierung gegliedert nach Schwerpunktgebieten

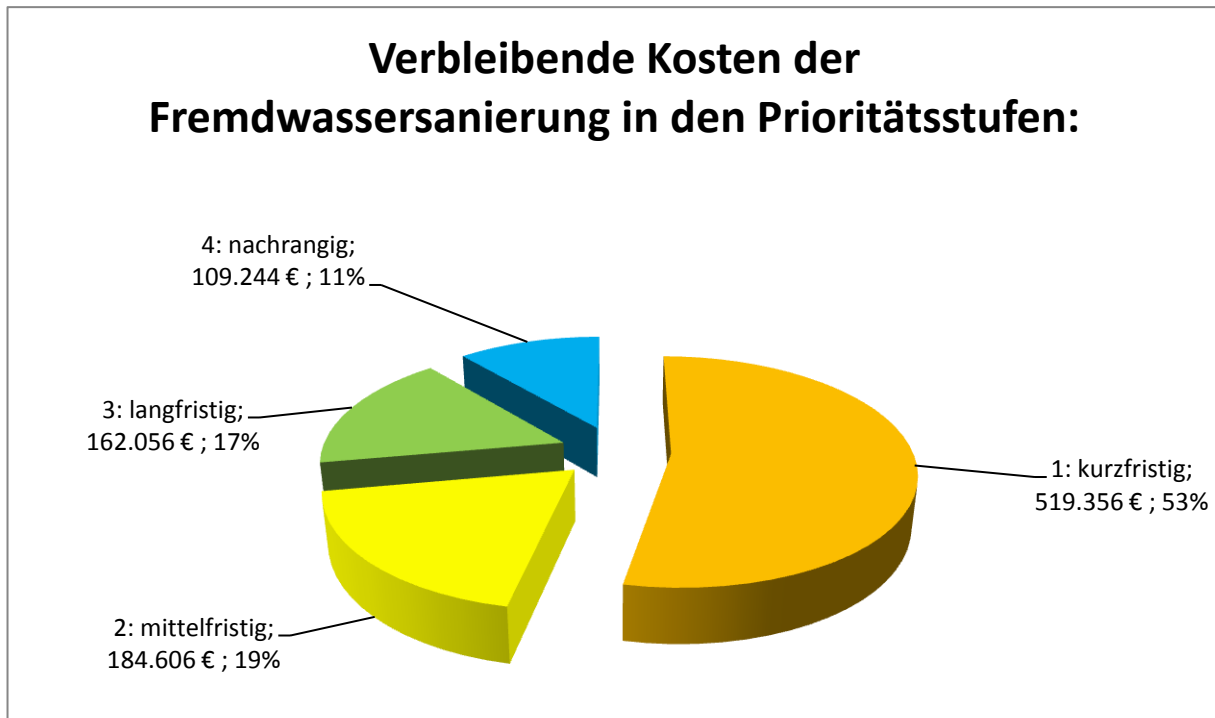


Abb. 23: Kostenverteilung (brutto) der verbleibenden Fremdwassersanierung gegliedert nach Prioritätsstufen

Aus den hydraulischen, baulichen und fremdwasserbedingten Sanierungserfordernissen ergibt sich insgesamt ein Aufwand von ca. 12,6 Mio € für die ganzheitliche Sanierung des an die Kläranlage Altena angeschlossenen Kanalnetzes der Stadt Altena. Etwa 54 % dieses Aufwandes ist sofort oder kurzfristig aufzubringen.

Zusammenstellung der Gesamt-Sanierungskosten (brutto)				
Prioritäten Schacht-/Haltungsklassen	Hydraulische Sanierung	verbl. Bauliche Sanierung	Maßnahmen zur Fremdwasser- reduzierung	gesamt
Klasse 0: sofort	- €	1.183.694 €	- €	1.183.694 €
Klasse 1: kurzfristig	3.905.000 €	1.151.252 €	519.356 €	5.575.608 €
Klasse 2: mittelfristig	1.798.000 €	578.602 €	184.606 €	2.561.208 €
Klasse 3: langfristig	536.000 €	703.044 €	162.056 €	1.401.100 €
Klasse 4: wenig Handlungsbedarf / nachrangig	1.290.000 €	436.473 €	109.244 €	1.835.717 €
Gesamt	7.529.000 €	4.053.065 €	975.261 €	12.557.326 €

Tab. 28: Zusammenstellung der Gesamt-Sanierungskosten

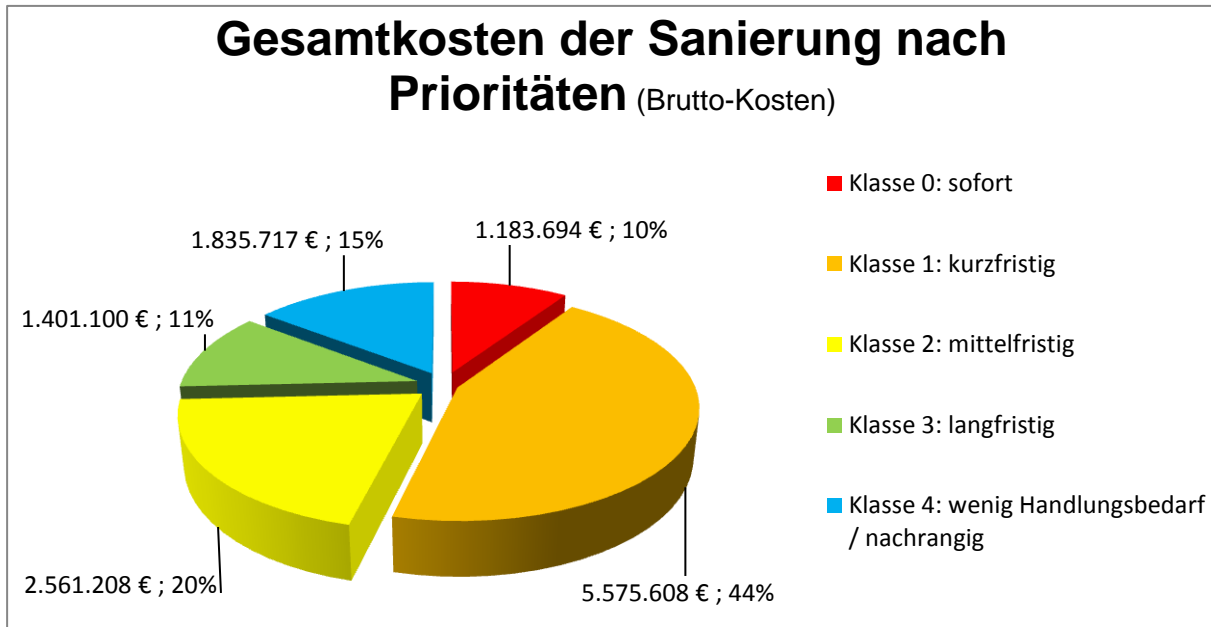


Abb. 24: Kostenverteilung (brutto) der Gesamt-Sanierungskosten unterteilt in Prioritätsstufen

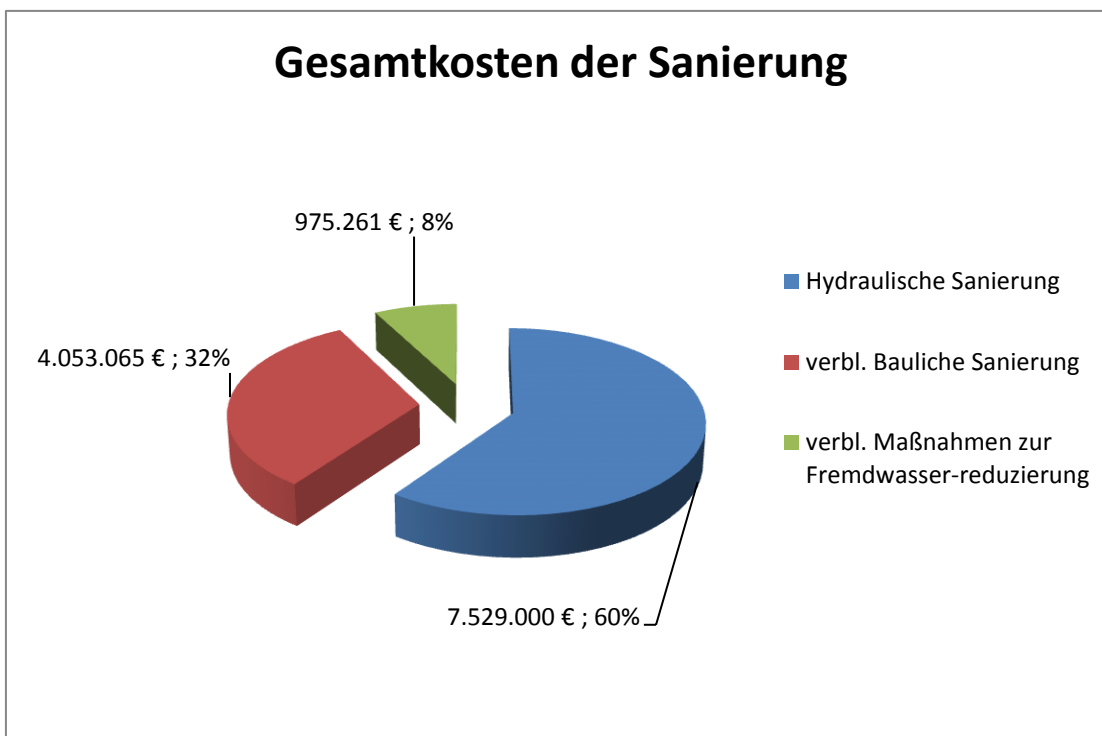


Abb. 25: Kostenverteilung (brutto) der Gesamt-Sanierungskosten nach Sanierungsanlass



6.7 Wasserwirtschaftliche Nachweise

Nachfolgend werden die Ergebnisse der dreistufigen Nachweisführung erläutert, wie sie in Kapitel 5.2 beschrieben ist. Es wird dargelegt, dass für das mit den vorstehend beschriebenen Sanierungsmaßnahmen modifizierte Kanalnetz unter der zugrunde gelegten Entwicklung von Einzugsgebiet, Belastung und Entwässerungssystem die unter Kapitel 5.1 definierten Anforderungen eingehalten werden können.

6.7.1 Überstaunachweis

Der Überstaunachweis wird durch eine Langzeit-Serien-Simulation geführt. Dazu wird das Kanalnetzmodell des aussanierten Netzes wiederum mit der Niederschlagsserie Iserlohn-Kesbern überrechnet. Die Ergebnisse dieser Berechnung sind in den Blättern 601 bis 610 in Form einer anhand der verbleibenden Überstauhäufigkeiten farbig abgestuften Einfärbung der Schächte dargestellt.

Es wird deutlich, dass im gesamten betrachteten Kanalnetz nach Umsetzung der Sanierungsmaßnahmen keinerlei Schächte verbleiben, an denen Überstauhäufigkeiten größer als $n = 0,2 \text{ 1/a}$ auftreten. Damit werden an allen Schächten die zulässigen Überstauhäufigkeiten eingehalten werden können. Es ist also nachgewiesen, dass die zur hydraulischen Sanierung entwickelten Maßnahmen geeignet sind, eine ausreichende Bemessung/Mindestleistungsfähigkeit im gesamten Kanalnetz auch bei der geplanten weiteren Entwicklung herzustellen und die vorhandenen Schwachpunkte zu beseitigen.

6.7.2 Überflutungsnachweis

Der Überflutungsnachweis wird durch Überrechnung des Kanalnetzmodells des aussanierten Netzes mit einem Modellregen der Häufigkeit $n = 0,05$, Ausweisung der dabei austretenden Volumina und Nachweis des ausreichenden Überflutungsschutzes durch Protokollierung der vor Ort vorgenommenen Gefährdungseinschätzung (Unschädlichkeit der verbleibenden Austrittsvolumina) erbracht. Für den Bereich Industriegebiet Linscheid, wo eine höhere Schutzbedürftigkeit zugewiesen wurde, wurde zusätzlich ein Naturregenereignis aus der Regenserie Iserlohn-Kesbern hinzugezogen, dessen Wiederkehrwahrscheinlichkeit kleiner als $n = 0,033$ ist.



In den Blättern 601 bis 610 sind die an den Schächten nach Sanierung rechnerisch verbleibenden Austrittsvolumina bei einem zwanzigjährigen Modellregen angeschrieben. Diese Volumina bilden die Grundlage für die Gefährdungsabschätzung, die vom Kanalnetzbetreiber in jedem Bereich mit Wasseraustritt vorgenommen wurde. Ein Bereich kann dabei sowohl ein einzelner Schacht sein, als auch eine Gruppe von Schächten, von denen aufgrund räumlicher Nähe oder gemeinsamer Fließrichtung austretenden Wassers ggf. ein gemeinsames Gefährdungspotenzial ausgeht. In den Blättern 601 bis 610 sind die gebildeten Bereiche fortlaufend nummeriert durch Schilder gekennzeichnet.

Jeder der Bereiche wurde begangen und die zu erwartenden Austrittsvolumina in Beziehung zur örtlichen Situation gesetzt. Mögliche Fließrichtungen und gefährdete Güter wurden aufgenommen, mögliche Gefahren und Schadenspotenziale eingeschätzt. Um die Nachvollziehbarkeit zu gewährleisten, wurden die Begehungen mit Kenndaten des Bereiches und einer standardisierten Beschreibungen der umgebenden Topographie, des Gefährdungspotenzials und einer abschließenden Bewertung protokolliert. Zusätzlich wurden Umgebungsfotos mit Einzeichnung von Fließrichtungen und Einstaubereichen oder entsprechende Luftbilder beigefügt.

Achtung: Hatte sich an dieser Stelle ergeben, dass Gefahren bzw. ein erhebliches Schadenspotenzial vorliegen, so wurde eine Modifikation der Sanierungsplanung vorgenommen. Nach diesem iterativen Prozess verblieb kein Bereich, in dem solches gesehen wurde.

Die Ergebnisse der Ortsbegehungen sind in den Anlagen 10.5 zusammengestellt.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass nach Umsetzung der entwickelten Sanierungsmaßnahmen im gesamten hier betrachteten Kanalnetz ein ausreichender Überflutungsschutz vom Betreiber als gegeben angesehen wird.



6.7.3 Risikobetrachtung

Die Betrachtung des Versagensfalls und die Beurteilung der Gefährdung besonders schutzbedürftiger Güter erfolgten in vier Schritten:

Zunächst wurde das Einzugsgebiet auf der Grundlage von Kartenmaterial und der Ortskenntnisse beim Abwasserwerk auf besonders gefährdete Bereiche, in denen Menschen zu Schaden kommen könnten (Unterführungen, Tiefgaragen, tief eingeschnittene Verkehrswege, Senken etc.), untersucht. Solche sind im Einzugsgebiet nicht gefunden worden.

Dann wurde ebenfalls auf der Grundlage von Kartenmaterial und der Ortskenntnisse beim Abwasserwerk untersucht, ob besonders wichtige Einrichtungen durch austretendes Wasser gefährdet werden könnten. Dies ist ebenfalls nicht der Fall.

Im nächsten Schritt wurde untersucht, in welchem Maße bei Extremereignissen die zu erwartenden Austrittsvolumina selbst aufgrund ihrer Größe zur Gefahr werden könnten.

Im Zusammenhang damit wurde abschließend in einem Zuge mit der Überflutungsprüfung vor Ort überprüft, ob sich aus großen Austrittsvolumina besondere Gefahren entwickeln könnten.

Im Ergebnis dieser Untersuchung geht nach Einschätzung des Betreibers vom Entwässerungssystem nach dessen hydraulischer Sanierung auch bei Ereignissen, die die Bemessungsüberflutungshäufigkeit überschreiten, keine erkennbare besondere Gefährdung hoher Schutzgüter aus. Die Notwendigkeit der Modifizierung der Planung aufgrund solcher oder die Notwendigkeit bzw. Sinnhaftigkeit von Maßnahmen des Objektschutzes ist nicht erkennbar.



6.7.4 Auswirkungen der Planungen auf vorhandene Sonderbauwerke

Sollten sich Veränderungen von Abflüssen an Sonderbauwerken ergeben, die nicht selbst Gegenstand von Planungen sind oder an denen die Auswirkungen der Änderungen im Planungsprozess noch nicht untersucht wurden, so sind die Auswirkungen zu untersuchen, sofern sie relevant für die Regelentsprechung bzw. Betriebssicherheit sein können. Dies ist im vorliegenden Fall nur am Düker Steinerne Brücke der Fall.

6.7.4.1 Düker Steinerne Brücke

Durch die Umsetzung der geplanten Maßnahmen, insbesondere der Reduzierung des Drosselabflusses am RÜ Rahmedestraße, ändern sich die maximal auftretenden Zuflüsse zum Düker Steinerne Brücke. Das Regenwetterrohr wird zukünftig weniger beaufschlagt werden. Die Verhältnisse im Trockenwetterrohr bleiben unverändert.

Im Vergleich zum Istzustand verringern sich Fließgeschwindigkeit, Schleppspannungen und aufwärts transportierte Partikelgröße. Eine Ablagerungstendenz ist zu befürchten. In wie weit dies den Betrieb gegenüber dem derzeitigen Zustand verschlechtern könnte, in dem die Berechnungen ebenfalls schon Ablagerungstendenzen befürchten lassen, ist unklar. Der Düker sollte zumindest in der Anfangsphase nach Verringerung der Drosselweiterleitung am RÜ Rahmedestraße verstärkt überwacht werden. Sollte die Ablagerungstendenz erheblich sein, sollte über einen wechselseitigen Betrieb der Dükerstränge und die dazu notwendigen Umbauten nachgedacht werden.



6.8 Landschafts- und Artenschutz

Die zur hydraulischen Sanierung des hier betrachteten Kanalnetzes entwickelten Maßnahmen erfordern in Einzelfällen die Durchführung von Baumaßnahmen in der Landschaft bzw. in oder am Gewässer. Gemäß Anforderungen der Bezirksregierung Arnsberg an Anzeigen nach §58.1 LWG ist im Zuge der generellen Entwässerungsplanung auch ein Fachbeitrag zum Landschafts- und Artenschutz beizubringen, sofern solche Belange durch darin geplante Maßnahmen betroffen sind. Zumindest ist eine Abstimmung mit den zuständigen Landschaftsbehörden zu führen und zu dokumentieren sowie ggf. von diesen gestellte Anforderungen zu erfüllen.

Nachfolgend werden die betroffenen Maßnahmen aufgeführt, die in der Landschaft bzw. in oder am Gewässer erforderlichen Bauarbeiten beschrieben, die diesbezügliche Abstimmung mit der zuständigen Landschaftsbehörde dargelegt sowie die daraufhin durchgeführten Untersuchungen erläutert.

6.8.1 Geplante Baumaßnahmen in der Landschaft oder in und an Gewässern

6.8.1.1 Neubau des Regenüberlaufes Netter Schule mit Nette-Entlastungsstollen

Verbunden mit dem Neubau des Regenüberlaufes Netter Schule (Kap.: 6.5.1.10) ist auch der Neubau einer Entlastungsleitung vom Nettetal zur Lenne im Vortriebsverfahren. Das Auslaufbauwerk muss im Bereich der Uferböschung der Lenne, rechtsufrig unmittelbar flussabwärts der Brücke Winkelsen in einem stark mit Wasserbausteinen verbauten Bereich errichtet werden. Da der Vortrieb vom Nettetal in Richtung Lenne erfolgen wird, muss die Bergung der Maschinenteknik im Bereich der Baugrube des Auslaufbauwerkes erfolgen, die als Zielgrube ausgebaut werden muss. Damit ist ein Spundwandverbau, der geringfügig bis in das Gewässerprofil ragen wird, für einen Zeitraum von mehreren Monaten erforderlich. Dauerhaft verbleiben wird ein Rohrauslauf DN 2000 mit Kempfer in Höhe der mittleren Niedrigwasserlinie, der dem Böschungsverlauf angepasst und mit einer Flügelmauer gesichert wird.

Die ca. 6 m breite Baugrube liegt unmittelbar neben der Werdohler Straße im massiv mit Steinsatz und Steinwurf befestigten Ufer. Für die Bauarbeiten ist ein ca. 10 m breiter Arbeitsbereich erforderlich.

6.8.1.2 *Neubau des Regenüberlaufes Linscheidstraße*

Im Zuge des Neubaus des Regenüberlaufes Linscheidstraße ist der Neubau der Entlastungsleitung über eine Länge von ca. 15 m durch die am Fuß verbaute, begrünte und von Bäumen bestandene rechte Uferböschung der Lenne erforderlich. Es ist der Verbau eines ca. 1,8m breiten Rohrgrabens bis ca. 1 m in das Gewässerprofil hinein und die Inanspruchnahme eines ca. 3m breiten Arbeitsraumes auf der Böschung einseitig neben dem Rohrgraben erforderlich. Der dauerhaft verbleibende Rohrauslauf DN 1000 soll bis unter die mittlere Niedrigwasserlinie geführt werden.

6.8.1.3 *Neubau des Regenüberlaufes Bornstraße*



Abb. 26: Lenneufer im Bereich der geplanten Einleitung des RÜ Bornstraße

Im Rahmen des Neubaus des Regenüberlaufes Bornstraße ist der Neubau der Entlastungsleitung über eine Länge von ca. 15 m durch das am Fuß mit Spundwandprofilen verbaute rechte Ufer der Lenne erforderlich. Die Böschung ist teilweise begrünt, aber nicht

von Bäumen bestanden, überwiegend von einer asphaltierten Zufahrtsrampe eingenommen. Ein Verbau des Rohrgrabens bis zur Spundwand und ein Befahren der Böschung einseitig neben dem Rohrgraben ist erforderlich. Der dauerhaft verbleibende Rohrauslauf DN 500 soll in die Spundwand integriert werden. Im Gewässerbett verbleiben keine Einbauten. In geringerem Umfang sind Arbeiten von der Wasserseite aus erforderlich.

6.8.1.4 *Neubau des Regenüberlaufes Marktstraße*

Der Neubau der Entlastungsleitung des geplanten Regenüberlaufes Marktstraße kann vollständig in der Lenneuferstraße erfolgen. Die Lenne ist hier rechtsufrig mit Spundwänden verbaut. Der Rohrauslauf DN 500 soll in die Spundwand integriert werden, im Gewässerbett verbleiben keine Einbauten. In geringerem Umfang sind auch hier Arbeiten von der Wasserseite aus erforderlich.



Abb. 27: Spundwandverbau im Bereich der geplanten Einleitung des RÜ Marktstraße

6.8.1.5 Neubau des Regenüberlaufes Im Küstersort

Auch der Rohrauslauf DN 500 der Entlastungsleitung des geplanten Regenüberlaufes Im Küstersort soll in die rechte Ufer-Spundwand der Lenne integriert werden, im Gewässerbett verbleiben keine Einbauten. Die Arbeiten müssen ebenfalls zum Teil von der Wasserseite erfolgen.



Abb. 28: Spundwandverbau im Bereich der geplanten Einleitung des RÜ Im Küstersort

6.8.2 **Vorabstimmung mit den Aufsichtsbehörden**

Zur Abstimmung der geplanten Baumaßnahmen, der Notwendigkeit und des Umfangs eines Fachbeitrages zum Landschafts- und Artenschutzes im Rahmen des GEP sowie des weiteren notwendigen Untersuchungsumfanges wurde am 26.02.2013 ein Abstimmungstermin mit der höheren Landschaftsbehörde der Bezirksregierung Arnsberg vor Ort durchgeführt. Der Aktenvermerk zum Besprechungstermin liegt den Anlagen bei.

Als Ergebnis der Abstimmung ist folgendes festzuhalten:

- Die höhere Landschaftsbehörde sieht die oben beschriebenen Baumaßnahmen als unkritisch an.
- Die Maßnahmen zum Neubau der Entlastungsleitungen der RÜ Bornstraße, Marktstraße und Im Küstersort können ohne weitere Untersuchungen durchgeführt werden. Ein Fachbeitrag zum Landschafts- und Artenschutz ist nicht erforderlich.
- Lediglich für die Einleitungen der RÜ Netter Schule und RÜ Linscheidstraße ist eine artenschutzrechtliche Bewertung nach § 44 BNatSchG im Rahmen des GEP erforderlich.
- Vorausgesetzt, dass die in Anspruch genommenen Bereiche wieder aufgeforstet werden, wie von der BR vorgeschlagen jeweils eine standorttypische Gehölzgruppe im Stadtgebiet gesetzt wird und die artenschutzrechtliche Bewertung nicht andere Erfordernisse aufzeigt, ist ein landschaftspflegerischer Begleitplan für keine der geplanten Einleitungen erforderlich.

6.8.3 Artenschutzrechtliches Konfliktpotenzial

6.8.3.1 RÜ Netter Schule

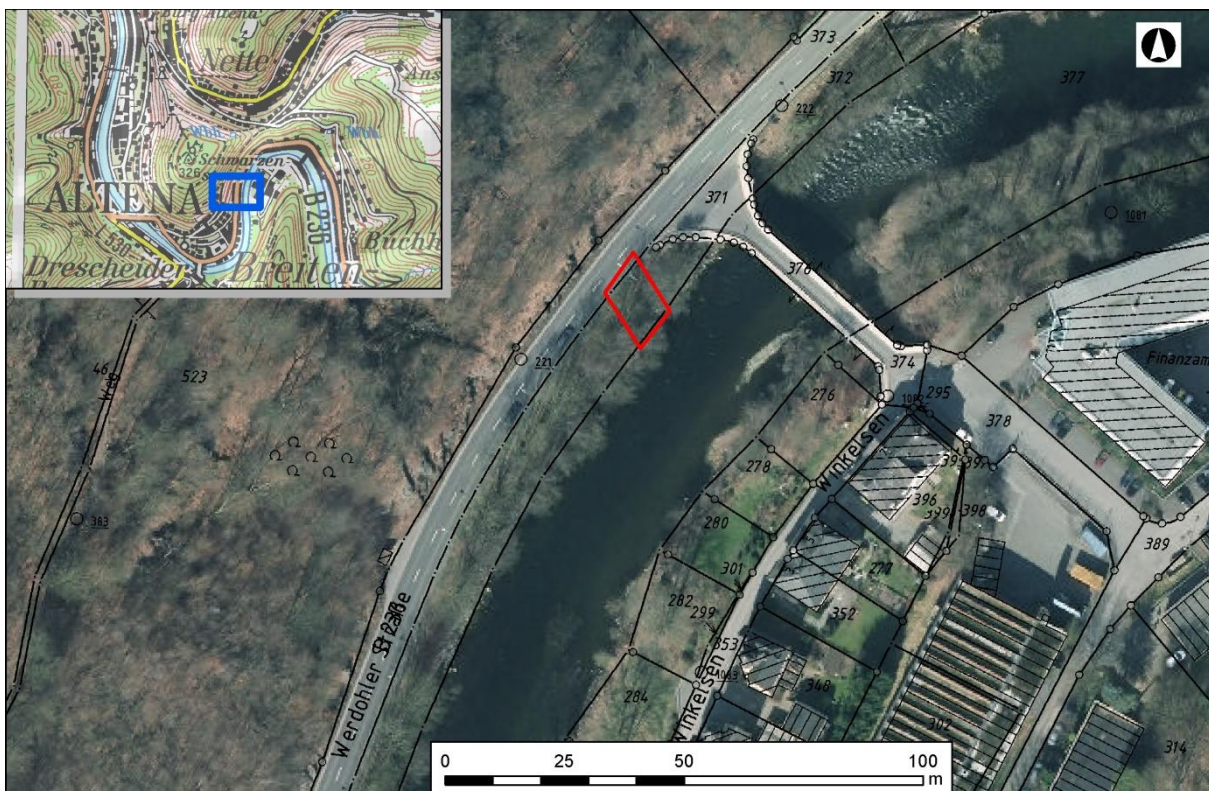


Abb. 29: Arbeitsbereich (rot) für den Bau des Entlastungskanals RÜ Netter Schule (Quelle: © Geobasis NRW 2013)

Die befestigte Uferböschung ist mit einem lückigen Ufergehölzstreifen aus Schwarzerlen und Bergahorn bestanden. Die Bäume besitzen einen Stammdurchmesser bis ca. 40 cm, Höhlen- oder Horstbäume sind nicht vorhanden. Aufgrund des geringen Alters des Gehölzbestandes, des naturfernen Uferverbaus und weil straßennahe Bereiche aufgrund der Störung durch den Straßenverkehr als Nisthabitate eher gemieden werden, ist das artenschutzrechtliche Konfliktpotenzial sehr gering. Konkrete Hinweise aus dem Fundortkataster des LANUV (LINFOS) auf das Vorkommen planungsrelevanter Arten im Baumfeld liegen nicht vor.



Abb. 30: Lenne- Uferböschung im Bereich der geplanten Einleitung RÜ Netter Schule

6.8.3.2 RÜ Linscheidstraße

Die Uferböschung ist mit einem Ufergehölzstreifen aus Schwarzerlen, Baumweiden und Pappeln bestanden. Außerdem finden sich vereinzelt Eschen und Ahornbäume als Straßenbäume entlang der Linscheidstraße. Die Bäume besitzen einen Stammdurchmesser bis ca. 40 cm, Höhlen- oder Horstbäume sind nicht vorhanden. Der Unterwuchs wird von Beständen des Japanischen Staudenknöterichs dominiert. Aufgrund des geringen Alters des Gehölzbestandes und weil straßennahe Bereiche aufgrund der Störung durch den Straßenverkehr als Nisthabitate eher gemieden werden, ist das artenschutzrechtliche Konfliktpotenzial sehr gering.



Abb. 31: Arbeitsbereich (rot) für den Bau des Entlastungskanals RÜ Linscheidstraße (Quelle: © Geobasis NRW 2013)



Abb. 32: Lenne- Uferböschung im Bereich der geplanten Einleitung RÜ Linscheidstraße



Konkrete Hinweise aus dem Fundortkataster des LANUV (LINFOS) auf das Vorkommen planungsrelevanter Arten im Baumfeld liegen nicht vor.

6.8.4 Planungsrelevante Arten: Übersicht und Einschätzung der vorhabensbedingten Betroffenheit

Die im Rahmen der Artenschutzprüfung zu betrachtenden geschützten Arten wurden für NRW vom LANUV nach fachlichen Auswahlkriterien zu den „planungsrelevanten Arten“ zusammengefasst (s. www.naturschutz-fachinformationssysteme-nrw.de).

Von der Baumaßnahme ist der Lebensraumtyp „Kleingehölze, Alleen, Bäume, Gebüsche, Hecken“ (Biotoptyp Ufergehölze) als potenzieller Lebensraum für geschützte Arten betroffen. Die Abfrage des Fachinformationssystems „Planungsrelevante Arten“ des LANUV für diese Lebensraumtypen ergab die in Tab. 29: zusammengefassten planungsrelevanten Arten, für die ein Vorkommen innerhalb der Abgrenzung der Messtischblätter (MTB) 4612 Iserlohn und 4712 Altena nachgewiesen ist.

Von den in Tab. 29: aufgeführten planungsrelevanten Arten werden nachfolgend solche nicht näher betrachtet, die im Baumfeld keine geeigneten Fortpflanzungs-, Aufzucht-, Rast- oder Mauserstätten vorfinden, bzw. deren Vorkommen aufgrund des Fehlens geeigneter Habitatstrukturen mit hoher Wahrscheinlichkeit auszuschließen ist. Dies sind:

- Arten, die Höhlen oder als Kulturfolger Gebäude oder Stollen als Nisthabitat bzw. Wochenstube oder Winterquartier nutzen. Hierzu zählen Große und Kleine Bartfledermaus, Großes Mausohr, Teichfledermaus, Zwergfledermaus und Turmfalke.
- Die baumhöhlenbewohnende Fledermaus- und Vogelarten Braunes Langohr, Fransenfledermaus, Großer Abendsegler, Wasserfledermaus, Klein- und Schwarzspecht sowie Waldkauz aufgrund des überwiegend jungen Gehölzbestandes im Arbeitsbereich bzw. des Fehlens von Baumhöhlen.
- Die Groß- und Greifvögel Habicht, Mäusebussard, Rotmilan, Sperber, Wespenbussard, Waldohreule und Graureiher, die auffällige Nester oder Horste anlegen.
- Der Feldschwirl nutzt gebüschreiche, feuchte Extensivgrünländer, größere Waldlichtungen, grasreiche Heidegebiete sowie Verlandungszonen von Gewässern als Lebensraum. Seltener kommt er auch in Getreidefeldern vor.



Art	Status	Erhaltung s-zustand in NRW	Vorkommen
<i>Säugetiere</i>			
Braunes Langohr	Art vorhanden	G	X
Fransenfledermaus	Art vorhanden	G	X
Große Bartfledermaus	Art vorhanden	U	X
Großer Abendsegler	Art vorhanden	U	WS/WQ
Großes Mausohr	Art vorhanden	U	X
Haselmaus	Art vorhanden	G	X
Kleine Bartfledermaus	Art vorhanden	G	XX
Teichfledermaus	Art vorhanden	G	X
Wasserfledermaus	Art vorhanden	G	X
Zwergfledermaus	Art vorhanden	G	XX
<i>Vögel</i>			
Habicht	sicher brütend	G	X
Mäusebussard	sicher brütend	G	X
Rotmilan	sicher brütend	U	X
Sperber	sicher brütend	G	X
Turmfalke	sicher brütend	G	X
Wespenbussard	sicher brütend	U	X
Waldkauz	sicher brütend	G	X
Waldohreule	sicher brütend	G	XX
Graureiher	sicher brütend	G	X
Schwarzspecht	sicher brütend	G	X
Kleinspecht	sicher brütend	G	X
Neuntöter	sicher brütend	G	XX
Feldschwirl	sicher brütend	G	XX
Gartenrotschwanz	sicher brütend	U-	X
Waldschnepfe	sicher brütend		X
Turteltaube	sicher brütend	U-	XX
<i>Reptilien</i>			
Schlingnatter	Art vorhanden	U	X

Erläuterungen

XX	Hauptvorkommen	Erhaltungszustand:
X	Vorkommen	S = schlecht
WS	Wochenstube	U = ungünstig
ZQ	Zwischenquartier	G = günstig
WQ	Winterquartier	
()	potentielles Vorkommen	

Tab. 29: Planungsrelevante Arten mit Vorkommen innerhalb der Abgrenzung der MTB 4612 und 4712, Lebensraumtyp Kleingehölze (Quelle: LANUV NRW)



- Die charakteristischen Kugelnester der Haselmaus wurden im Baumfeld nicht festgestellt.
- Der Neuntöter besiedelt Heckenlandschaften mit Wiesen und Weiden, trockene Magerrasen, gebüschreiche Feuchtgebiete sowie größere Windwurfflächen in Waldgebieten.
- Die Waldschnepfe ist eine typische Waldart, die größere, relativ ungestörte Waldgebiete bewohnt.
- Die Schlingnatter kommt in reich strukturierten Lebensräumen mit einem Wechsel von Einzelbäumen, lockeren Gehölzgruppen sowie grasigen und vegetationsfreien Flächen vor. Bevorzugt werden lockere und trockene Substrate, wie Sandböden oder besonnte Hanglagen mit Steinschutt und Felspartien. Im Bereich der Mittelgebirge befinden sich die Vorkommen vor allem in wärmebegünstigten Hanglagen, wo Halbtrocken- und Trockenrasen, Geröllhalden, felsige Böschungen sowie aufgelockerte steinige Waldränder besiedelt werden. Sekundär nutzt die Art auch vom Menschen geschaffene Lebensräume, wie Steinbrüche, alte Gemäuer, südexponierte Straßen-böschungen und Eisenbahndämme.

Näher zu betrachten sind daher vorwiegend die baum- und heckenbewohnenden Vogelarten Gartenrotschwanz und Turteltaube.

6.8.5 Schlussfolgerungen

Für 25 der für den Bereich der MTB 4612 und 4712 aufgeführten planungsrelevanten Arten lässt sich eine vorhabensbedingte Betroffenheit aufgrund der jeweiligen Lebensraumsprüche oder aufgrund des Fehlens von geeigneten Nistmöglichkeiten bzw. Wochenstuben/-Winterquartieren von vornherein ausschließen. Für zwei Arten ist ein Vorkommen von Fortpflanzungsstätten innerhalb des Baumfeldes nicht vollständig auszuschließen, wird aber aufgrund des Umfeldes als unwahrscheinlich eingeschätzt.

Die Fortpflanzungs- und Aufzuchtzeiten der planungsrelevanten Arten, für die eine vorhabensbedingte Betroffenheit nicht auszuschließen ist, werden in Tab. 30: zusammengefasst.



Art	März	April	Mai	Juni	Juli	August	Sept.
Gartenrotschwanz							
Turteltaube							

Tab. 30: Fortpflanzungs- und Aufzuchtzeiten der planungsrelevanten Arten mit Vorkommen in den Grenzen des MTB 4715, für die eine vorhabensbedingte Betroffenheit nicht auszuschließen ist.

Im Rahmen der artenschutzrechtlichen Prüfung sind Vermeidungsmaßnahmen und Maßnahmen des vorhabenbegleitenden Risikomanagements zu benennen, die der Vermeidung von Beeinträchtigungen planungsrelevanter Arten dienen. Dabei kann es sich sowohl um klassische Vermeidungsmaßnahmen als auch um funktionserhaltende oder vorgezogene Ausgleichsmaßnahmen handeln.

Aus Tab. 30: wird deutlich, dass durch eine geeignete Terminierung der Rodungsarbeiten im Sinne einer vorsorglichen Vermeidungsmaßnahme weitgehend ausgeschlossen werden kann, dass es bei den baum- und heckenbrütenden Vogelarten Gartenrotschwanz und Turteltaube zum Verlust bereits besetzter Nester oder zum Verlust von Jungtieren, Eiern oder Altvögeln kommt (Zugriffsverbote i. S. § 44 (1) BNatSchG: Verletzung oder Tötung planungsrelevanter Arten, erhebliche Störungen während der Brutzeit, die den Erhaltungszustand der lokalen Population verschlechtern).

Die Rodungsarbeiten sollten daher im Zeitraum Anfang Oktober bis Ende Februar durchgeführt werden (vgl. § 39 (5) BNatSchG: Rodungsverbot für Hecken und Gebüsche in der Zeit vom 1. März bis zum 30. September). Aufgrund des geringen Umfangs der Rodungsarbeiten und dem großen Angebot geeigneter Ersatzquartiere unmittelbar angrenzend an das Baufeld ist außerdem auszuschließen, dass Biotope zerstört werden, die für dort wild lebende Tiere und wild wachsende Pflanzen der streng geschützten Arten nicht ersetzbar sind.



7. ZUSAMMENFASSUNG

Die RWG Ruhr-Wasserwirtschafts-Gesellschaft mbH erhielt im September 2010 den Auftrag, in Zusammenarbeit mit dem Abwasserwerk Altena die Generelle Entwässerungsplanung für das Kanalnetz im Einzugsgebiet der Kläranlage Altena des Ruhrverbandes aufzustellen. Dabei wurden insbesondere die Aufbereitung der Grundlagen, die hydrodynamischen Berechnungen, die hydraulische Untersuchung von Planungsvarianten und die Nachweise der ausreichenden Leistungsfähigkeit und des gegebenen Überflutungsschutzes vom Abwasserwerk selbst durchgeführt. Die RWG war unterstützend in allen Planungsprozessen tätig, insbesondere bei der Interpretation der erzielten Berechnungsergebnisse, und übernahm die wirtschaftlichen Untersuchungen, konstruktive und zustandsbedingte Planungen, Nachweise der Regelentsprechung von Bauwerken sowie die Dokumentation der Planungsergebnisse.

Das Altenaer Kanalnetz wurde letztmalig in den 1960er Jahren im Zusammenhang angezeigt. Seither gab es nur räumlich begrenzte Entwässerungsentwürfe, die den Aufsichtsbehörden zur Kenntnis gegeben wurden. Im Jahre 2010 hat nun der Ruhrverband sein Projekt zur Quantifizierung des Fremdwasserabflusses und zur Ableitung vermindernder Maßnahmen im Einzugsgebiet der Kläranlage Altena abgeschlossen. Daran anschließen wird sich die Integrale Entwässerungsplanung (IEP), in der Abwasserreinigung, Regenwasserbehandlung und Immissionssituation auf Gewässerseite vom Ruhrverband im Zusammenhang betrachtet werden sollen. Um eine Abstimmung der Entwässerungsplanung und des Netzbetriebes von Seiten der Kommune mit dieser Planung zu gewährleisten und aktuelle Grundlagendaten dafür zur Verfügung zu stellen, wurde jetzt die generelle Entwässerungsplanung aufgestellt.

Das Planungsgebiet umfasst alle Flächen der Stadt Altena, die zur Kläranlage Altena des Ruhrverbandes hin entwässern. Es ist insgesamt industriell geprägt, wobei die Drahtindustrie und sonstige metallverarbeitende Betriebe dominieren. Es wird weit überwiegend im Mischsystem entwässert.

Das Kanalnetz der Stadt Altena funktioniert nach Einschätzung des Betreibers weitgehend störungsfrei und erfordert einen verhältnismäßigen Betriebsaufwand. Aus seiner Sicht sind aus den Betriebserfahrungen mit Ausnahme des Bereiches oberhalb des RÜ Südstraße keinerlei Sanierungserfordernisse direkt abzuleiten. Allerdings befinden sich im Hauptsammler des Nettetals insgesamt 46 nicht genehmigte und nicht den a.a.R.d.T. entsprechende Überläufe, die zumindest dort dieses unauffällige Betriebsverhalten begünstigen. Die Mängel einiger Regenüberläufe gegenüber den heute zu stellenden



Anforderungen sind bekannt und sollen behoben werden. Für einen dieser Überläufe (RÜ Südstraße) liegt die Aufforderung der Bezirksregierung Arnsberg zum detaillierten Nachweis der Regelentsprechung oder Sanierung vor. Für Insgesamt vier der neun im Netz vorhandenen Regenüberläufe werden die Einleitungserlaubnisse bei Einreichung dieser Unterlage abgelaufen sein. Für insgesamt 14 Regenwassereinleitungen aus örtlichen Trennsystemen liegen bisher keine Erlaubnisse vor.

Auf der Grundlage einer detaillierten Erhebung der an das Kanalnetz angeschlossenen Flächen und der vom Ruhrverband zur Verfügung gestellten Ergebnisse von Abflussmessungen, wurde das erstellte Kanalnetzmodell kalibriert. Die Berechnungen zur Untersuchung des Systemverhaltens und zur Ermittlung von Überstau- und Überflutungswahrscheinlichkeiten wurden mittels Langzeit-Serien-Simulation und Berechnungen mit Modellregen bemessungs- und überflutungsrelevanter Häufigkeiten durchgeführt. Es zeigt sich, dass es nur wenige Bereiche im Einzugsgebiet gibt, in denen die zulässigen Überstauhäufigkeiten überschritten werden. Einen erkennbaren Schwerpunkt bildet der Ortsteil Evingsen. Die Bereiche, in denen bei seltenen Starkregenereignissen mit größeren Austrittsvolumina gerechnet werden muss, verteilen sich erwartungsgemäß über das gesamte Einzugsgebiet. Kritisch müssen die Verhältnisse im Industriegebiet Linscheid gesehen werden. Zur Überschreitung der zulässigen Überstauhäufigkeiten kommt es auch an einigen Schächten des in der Lenneuferstraße verlegten Hauptsammlers sowie in dessen Nahbereich aufgrund seiner hohen Belastung und des damit verbundenen Einstauniveaus. Die weitgehende Überstaufreiheit des Nettetals ist ausschließlich auf das Vorhandensein der bereits genannten unzulässigen Überläufe zurückzuführen, die jedoch gleichzeitig das Hochwasserrisiko von Seiten des Gewässers erhöhen.

Das insgesamt positive Bild in der hydraulischen Auslastung des Netzes ist maßgeblich auch in dem bereichsweise geringen Anschlussgrad der befestigten Flächen an die Kanalisation begründet. Die Sonderbauwerke des Kanalnetzes sind überwiegend ausreichend leistungsfähig, betriebssicher und regelkonform. Einige leichte Mängel, vornehmlich an den Regenüberläufen, können mit vergleichsweise geringem Aufwand behoben werden. Für zwei Regenüberläufe (Springüberläufe) ist allerdings ein Ersatzneubau erforderlich. Eine der zentralen Versickerungsanlagen muss ertüchtigt werden. Der Hauptsammler einschließlich seiner Lennedüker ist stark ausgelastet.

Da die Gebietsentwicklung weitgehend abgeschlossen ist, unterscheiden sich die Berechnungsergebnisse für den Prognosezustand nur unerheblich von denen des Istzustandes.



Handlungsschwerpunkte bei der hydraulischen Sanierung des Kanalnetzes sind das Nettetal mit der Beseitigung der unzulässigen Überläufe, die Entlastung des Hauptsammlers im Lennetal, die Ertüchtigung der Regenüberläufe sowie die Beseitigung der Leistungsschwäche im Ortsteil Evingsen. Aus Sicht des Gewässerschutzes liegt dabei die Priorität im Nettetal.

Die wesentliche Maßnahme zur Sanierung im Nettetal ist der Neubau eines Regenüberlaufes im Bereich der Netter Schule mit einer Entlastungsleitung durch den Klusenstein zur Lenne. Über diesen kann auch ein Teil des Abflusses der Nette abgeleitet und damit der Hochwasserschutz in einem Zuge erheblich verbessert werden. Damit werden die Voraussetzungen für den Verschluss der Überläufe im Mischkanalnetz und für den hochwasserverträglichen Anschluss der vorhandenen Trennsystemeinleitungen an die untere Nette geschaffen. Weitere wesentliche Baumaßnahmen sind der Neubau von vier zusätzlichen Regenüberläufen an Zuläufen des Hauptsammlers im Lennetal. Darüber hinaus gibt es eine Reihe von Kanalerneuerungen mit vergrößerten Querschnitten, die mit Schwerpunkt in Evingsen über das Kanalnetz verteilt sind.

Die hydraulischen, baulichen und fremdwasserbedingten Sanierungserfordernisse wurden überlagert und miteinander abgeglichen. Alle Maßnahmen wurden entsprechend ihrer Dringlichkeit in vier Prioritätsstufen eingeordnet. Es ergibt sich insgesamt ein Aufwand von ca. 12,6 Mio € für die ganzheitliche Sanierung des an die Kläranlage Altena angeschlossenen Kanalnetzes der Stadt Altena. Etwa 54 % dieses Aufwandes ist sofort oder kurzfristig aufzubringen.

Zusammenstellung der Gesamt-Sanierungskosten (brutto)				
Prioritäten Schacht-/Haltungsklassen	Hydraulische Sanierung	verbl. Bauliche Sanierung	Maßnahmen zur Fremdwasser- reduzierung	gesamt
Klasse 0: sofort	- €	1.183.694 €	- €	1.183.694 €
Klasse 1: kurzfristig	3.905.000 €	1.151.252 €	519.356 €	5.575.608 €
Klasse 2: mittelfristig	1.798.000 €	578.602 €	184.606 €	2.561.208 €
Klasse 3: langfristig	536.000 €	703.044 €	162.056 €	1.401.100 €
Klasse 4: wenig Handlungsbedarf / nachrangig	1.290.000 €	436.473 €	109.244 €	1.835.717 €
Gesamt	7.529.000 €	4.053.065 €	975.261 €	12.557.326 €

Tab. 31: Zusammenstellung der Gesamt-Sanierungskosten

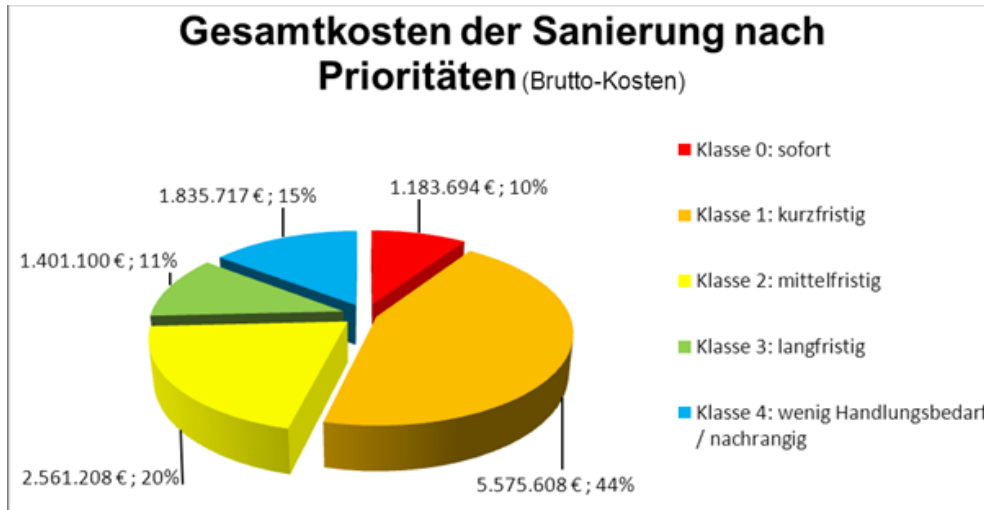


Abb. 33: Kostenverteilung (brutto) der Gesamt-Sanierungskosten unterteilt in Prioritätsstufen

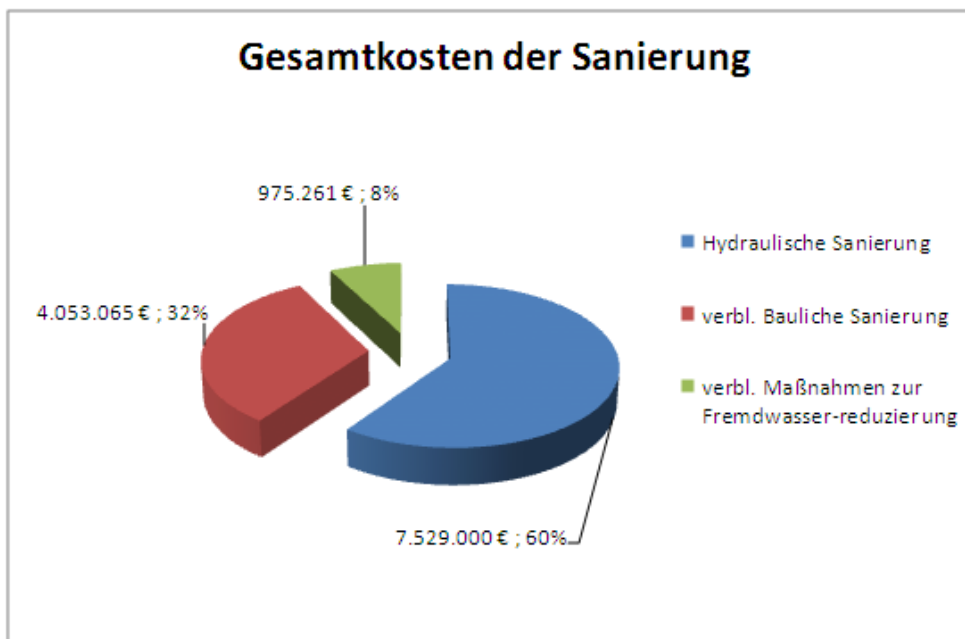


Abb. 34: Kostenverteilung (brutto) der Gesamt-Sanierungskosten nach Sanierungsanlass

An die Anlagen des Ruhrverbandes müssen folgende Anforderungen aus der Sicht der Netzhydraulik formuliert werden:

- Die Drosselung des SKO Linscheid muss kurzfristig auf den seit langem vorgesehenen Wert von 29 l/s umgestellt werden. Einer Vergrößerung dieses Wertes im Zuge der Systemoptimierung (IEP) sind enge Grenzen gesetzt.
- Die Drosselung des SKU Westiger Straße soll zukünftig auf einen Wert von bis 140 l/s festgelegt werden. Werte darüber sind hydraulisch unverträglich für das weiterführende Netz.



Es wird nachgewiesen, dass mit Umsetzung der hier entwickelten Maßnahmen eine vollständige Regelentsprechung des betrachteten Kanalnetzes erreicht wird. Die zulässigen Überstauhäufigkeiten werden überall im Kanalnetz eingehalten werden, die bei seltenen Starkregen austretenden Volumina auf ein unschädliches Maß begrenzt. Auch bei Starkregenereignissen, die die zulässigen Überflutungswahrscheinlichkeiten übersteigen, womit der Versagensfall der Anlagen einher ginge, wird nirgendwo eine besondere Gefahr für hohe Schutzgüter durch austretendes Wasser gesehen. Akut untragbare Verhältnisse, die ein unmittelbares Handeln zur Gefahrenabwehr erforderten, werden an keiner Stelle des Entwässerungssystems gesehen. Die erforderlichen Maßnahmen können als Weiterentwicklung des Entwässerungssystems zur Verbesserung von Gewässerschutz, Hygiene und Hydraulik der aktuellen Rechtslage entsprechend mit den entwickelten Prioritäten sukzessive abgearbeitet werden.

Die vorliegende Unterlage bildet die Grundlage für die weitere Instandsetzung und Instandhaltung des Kanalnetzes und die Fortschreibung des gemeindlichen Abwasserbeseitigungskonzeptes. Bau und Betrieb werden hiermit gemäß § 58.1 LWG NW zur Anzeige gebracht.

Die Verfasser:

RWG
Ruhr-Wasserwirtschafts-Gesellschaft mbH
Arnsberg, im Juni 2013

Abwasserwerk
der Stadt Altena
Altena, im Juli 2013

.....
Dipl.-Ing. Klaus-Dieter Bußmann
i.A.

.....
Bauass. Dipl.-Ing. Heinz Maus

.....
Dipl.-Wirtsch.Ing. Marc Bunse



8. VERWENDETE KURZZEICHEN

Zeichen	Einheit	Bedeutung
$A_{E,b}$	ha	Befestigte Fläche eines kanalisierten Einzugsgebietes
$A_{E,k}$	ha	An Kanalisation angeschlossene Einzugsgebietsfläche
A_u	ha	Undurchlässige (abflusswirksame) Fläche eines Mischgebietes
DN	mm	Rohrdurchmesser
E	-	Einwohner
EGW	E	Einwohnergleichwert
EW	E	Einwohnerwerte
EZ	E	Einwohnerzahl
EZG	-	Einzugsgebiet
h_N	mm	Niederschlagshöhe
h_{Na}	mm/a	Mittlere Jahresniederschlagshöhe
IEP	-	Integrale Entwässerungsplanung
JSWM	m^3/a	Jahresschmutzwassermenge
n	1/a	Häufigkeit
NG_m	-	Mittlere Neigungsgruppe
NWBA	-	Niederschlagswasserbehandlungsanlage
Q_{Dr}	l/s	Drosselabfluss
$Q_{Dr,max}$	l/s	Maximaler Drosselabfluss
Q_E	l/s	Entlastungsabfluss
$Q_{E,max}$	l/s	Maximaler Entlastungsabfluss
q_F	l/(s · ha)	Fremdwasserabflussspende
$Q_{F,aM}$	l/s	Fremdwasserabfluss im Jahresmittel
$Q_{G,aM}$	l/s	Gewerblicher Schmutzwasserabfluss im Jahresmittel
$Q_{G,max}$	l/s	Gewerblicher Spitzenabfluss
$Q_{H,aM}$	l/s	Häuslicher Schmutzwasserabfluss im Jahresmittel
$Q_{H,max}$	l/s	Häuslicher Spitzenabfluss
Q_M	l/s	Mischwasserabfluss zur Kläranlage
$Q_{T,aM}$	l/s	Trockenwetterabfluss im Jahresmittel
$Q_{T,h,max,aM}$	l/s	Tagesspitze des Trockenwetterabflusses, arithmetisches Jahresmittel
SFB	-	Schmutzfrachtberechnung



Zeichen	Einheit	Bedeutung
RÜ	-	Regenüberlauf
SKO	-	Stauraumkanal mit oben liegender Entlastung
TEZG	-	Teileinzugsgebiet
TM	-	Modifizierte Trenngebiete
T_n	a	Wiederkehrzeit
T_N	h/a	Jahresniederschlagshöhe
V	m ³	Allgemein: Volumen
w_d	l/(E · d)	Spezifischer Wasserverbrauch
γ	%	Befestigungsgrad



9. ANLAGENVERZEICHNIS

Nachfolgend sind die im Anlagenband und auf der Daten-DVD zusammengestellten Anlagen aufgelistet. Auf der Daten-CD befinden sich sämtliche Anlagen, in der Regel als .pdf-Dateien. Als Ausdrucke im Anlagenband befinden sich die **fett gedruckten** Anlagen.

Anlage 1 - Protokolle der Abstimmung mit den Aufsichtsbehörden

Anlage 1.1.1 Abstimmung mit der BR Arnsberg vom 21.07.2011 - Tischvorlage

Anlage 1.1.2 Abstimmung mit der BR Arnsberg vom 21.07.2011 - Protokoll

Anlage 1.2.1 Abstimmung mit der BR Arnsberg vom 07.03.2012 - Tischvorlage

Anlage 1.2.2 Abstimmung mit der BR Arnsberg vom 07.03.2012 – Protokoll

Anlage 1.3 Abstimmung mit der UWB (MK) vom 15.03.2012 - Protokoll

Anlage 1.4.1 Abstimmung mit der BR Arnsberg vom 04.09.2012 - Tischvorlage

Anlage 1.4.2 Abstimmung mit der BR Arnsberg vom 04.09.2012 - Protokoll

Anlage 1.5 Abstimmung mit BR Arnsberg u. UWB (MK) vom 16.10.2012 -

Protokoll

Anlage 1.6 Abstimmung mit der BR Arnsberg vom 20.02.2013 - Protokoll

**Anlage 1.7.1 Abstimmung mit der höheren Landschaftsbehörde (BR Arnsberg)
vom 26.02.2013 - Protokoll**

**Anlage 1.7.2 Abstimmung mit der höheren Landschaftsbehörde (BR Arnsberg)
vom 26.02.2013 - Fotodokumentation**

Anlage 2 - Niederschlagsdaten

Anlage 2.1 - KOSTRA2000

Anlage 2.1.1 Tabelle Spalte16 / Zeile 51.pdf

Anlage 2.1.2 Modellregen S16-Z51-D=240min, T=1a

Anlage 2.1.3 Modellregen S16-Z51-D=240min, T=2a

Anlage 2.1.4 Modellregen S16-Z51-D=240min, T=3a

Anlage 2.1.5 Modellregen S16-Z51-D=240min, T=5a

Anlage 2.1.6 Modellregen S16-Z51-D=240min, T=20a

Anlage 2.2 - Reihe Iserlohn-Kesbern

Anlage 2.2 Auswertung Kesbern (n=0,5, Tt=12h, hNt=0,02mm)

Anlage 3 – Modellkalibrierung

Anlage 3.1 Messstelle 1

Anlage 3.2 Messstelle 2

Anlage 3.3 Messstelle 3

Anlage 3.4 Messstelle 4



- Anlage 3.5 Messstelle 5
- Anlage 3.6 Messstelle 6
- Anlage 3.7 Messstelle 7
- Anlage 3.8 Messstelle 8
- Anlage 3.9 Messstelle 9
- Anlage 3.10 Messstelle 10
- Anlage 3.11 Messstelle 11
- Anlage 3.12 Messstelle 12
- Anlage 3.13 Messstelle 13
- Anlage 3.14 Messstelle 14
- Anlage 3.15 Messstelle 18
- Anlage 3.16 Messstelle 19
- Anlage 3.17 Übersicht Volumenabweichung nach Kalibrierung

Anlage 4 - Messung Mühlenrahmede

- Anlage 4.1.1 Messung des Regenereignisses vom 12.04.2012
- Anlage 4.1.2 Messung des Regenereignisses vom 23.05.2012
- Anlage 4.2.1 Nachrechnung des Regenereignisses vom 12.04.2012
- Anlage 4.2.2 Nachrechnung des Regenereignisses vom 23.05.2012

Anlage 5 - Kanalnetzberechnung Istzustand

- Anlage 5.1 Überstauhäufigkeit Bestand (Reihe Kesbern)
- Anlage 5.2 Ergebnisliste DYNA, Kostra, T=1a, Bestand
- Anlage 5.3 Ergebnisliste DYNA, Kostra, T=20a, Bestand
- Anlage 5.4 Maximale Überstauvolumina, Kostra, T=20a, Bestand
- Anlage 5.5 Einleitungsabflüsse für T=1a, Bestand**
- Anlage 5.6 Kanaldaten, Bestand

Anlage 6 - Untersuchung der Sonderbauwerke im Istzustand

Anlage 6.1 – Regenüberläufe

- Anlage 6.1.1 RÜ Mühlenrahmede, Bestand**
- Anlage 6.1.2 RÜ Südstrasse, Bestand**
- Anlage 6.1.3 RÜ Rahmedestrasse, Bestand**
- Anlage 6.1.4 RÜ Pumpwerk Winkelsen, Bestand**
- Anlage 6.1.5 RÜ Winkelsen Brücke, Bestand**
- Anlage 6.1.6 RÜ Steinerne Brücke, Bestand**
- Anlage 6.1.7 RÜ Bahnhofstrasse, Bestand**
- Anlage 6.1.8 RÜ Linscheid, Bestand**



Anlage 6.1.9 RÜ Knerling, Bestand

Anlage 6.1.10 Übersicht Regenüberläufe, Bestand

Anlage 6.2 – Pumpwerke

Anlage 6.2.1 PW Brinkweg, Bestand

Anlage 6.2.2 PW Großendrescheid, Bestand

Anlage 6.2.3 PW Winkelsen, Bestand

Anlage 6.2.4 PW Südstraße, Bestand

Anlage 6.2.5 PW Mühlhofstraße, Bestand

Anlage 6.2.6 PW Vorm Kalkofen, Bestand

Anlage 6.2.7 PW Bauernstraße, Bestand

Anlage 6.3 – Regenrückhaltebecken

Anlage 6.3.1 RRB Vorm Kalkofen, Bestand

Anlage 6.3.2 RRB Am Rimberg, Bestand

Anlage 6.4 – Versickerungsanlagen

Anlage 6.4.1 Versickerungsbecken Ahornweg 1, Bestand

Anlage 6.4.2 Versickerungsbecken Ahornweg 2, Bestand

Anlage 6.4.3 Versickerungs(rohr-)rigole Ahornweg, Bestand

Anlage 6.4.4 Versickerungs(flächen-)rigole Ahornweg, Bestand

Anlage 6.4.5 Versickerungsgraben Höllensteiner Weg, Bestand

Anlage 6.5 – Düker

Anlage 6.5.1 Düker Steinerne Brücke, Bestand

Anlage 6.5.2 Düker Linscheid Brücke, Bestand

Anlage 6.5.3 Düker Linscheid Sauerlandhalle, Bestand

Anlage 6.6 – Drucknetze

Anlage 6.6.1_Drucknetz Bergfeld, hydraulische Berechnung

Anlage 6.6.2 Drucknetz Horst, hydraulische Berechnung

Anlage 6.6.3 Drucknetz Wiesenstraße, hydraulische Berechnung

Anlage 6.6.4 Drucknetz Werdohler Straße, hydraulische Berechnung

Anlage 6.6.5 Drucknetz Mühlenstraße, hydraulische Berechnung

Anlage 6.6.6 Drucknetz Nettenscheid-Dorf, hydraulische Berechnung

Anlage 6.6.7 Drucknetz Hünengraben, hydraulische Berechnung

Anlage 6.7 - Überläufe Nettensammler

Anlage 6.7 Ueberlaufmengen Nettensammler, Bestand

Anlage 7 - Kanalnetzberechnung Prognose

Anlage 7.1 Überstauhäufigkeit Prognose (Reihe Kesbern)

Anlage 7.2 Ergebnisliste DYNA, Kostra, T=1a, Prognose

Anlage 7.3 Ergebnisliste DYNA, Kostra, T=20a, Prognose



Anlage 7.4 Maximale Überstauvolumina, Kostra, T=20a, Prognose

Anlage 7.5 Einleitungsabflüsse für T=1a, Prognose

Anlage 7.6 Kanaldaten Prognose

Anlage 8 - Untersuchung der Sonderbauwerke im Prognosezustand

Anlage 8.1 – Regenüberläufe

Anlage 8.1.1 RÜ Rahmedestrassen, Prognose

Anlage 8.1.2 RÜ Pumpwerk Winkelsen, Prognose

Anlage 8.1.3 RÜ Winkelsen Brücke, Prognose

Anlage 8.1.5 RÜ Bahnhofstrasse, Prognose

Anlage 8.1.6 RÜ Knerling, Prognose

Anlage 9 - Kanalnetzberechnung Planung

Anlage 9.1 Überstauhäufigkeit Sanierungsplanung (Reihe Kesbern)

Anlage 9.2 Ergebnisliste DYNA, Kostra, T=1a, Sanierungsplanung

Anlage 9.3 Ergebnisliste DYNA, Kostra, T=20a, Sanierungsplanung

Anlage 9.4 Maximale Überstauvolumina, Kostra, T=20a, Sanierungsplanung

Anlage 9.5 Einleitungsabflüsse für T=1a, Sanierungsplanung

Anlage 9.6 Kanaldaten Planung

Anlage 10 - Nachweis der Sonderbauwerke in der Planung

Anlage 10.1 – Regenüberläufe

Anlage 10.1.1 RÜ Muehlenrahmede, Planung

Anlage 10.1.2 Ersatzneubau RÜ Suedstrasse, Planung

Anlage 10.1.3 RÜ Rahmedestrassen, Planung

Anlage 10.1.4 RÜ Steinerne Bruecke, Planung

Anlage 10.1.5 RÜ Bahnhofstrasse, Planung

Anlage 10.1.6 Neubau RÜ Bornstrasse, Planung

Anlage 10.1.7 Neubau RÜ Marktstrasse, Planung

Anlage 10.1.8 Neubau RÜ Im Kuestersort, Planung

Anlage 10.1.9 Neubau RÜ Netter Schule, Planung

Anlage 10.1.10 Neubau RÜ Linscheidstrasse, Planung

Anlage 10.1.11 Ersatzneubau RÜ Linscheid, Planung

Anlage 10.1.12 Übersicht Bauwerke, Planung

Anlage 10.2 – Düker

Anlage 10.2.1 Düker Steinerne Brücke, Planung

Anlage 11 - Protokolle zur Einschätzung der Überflutungssicherheit