

1 301 12 00-01

Kläranlage Altena
Gesamteinzugsgebiet

Integrale
Entwässerungsplanung

Entwurf 2023

Erläuterungsbericht

Heft 1

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Ziel der Integralen Entwässerungsplanung	4
2. Allgemeines	4
2.1 Veranlassung	4
2.2 Sachstand zum Planungsbeginn	4
3. Bestandsaufnahme und Defizitanalyse der Siedlungsentwässerung	6
3.1 Siedlungsgebiet	6
3.2 Kläranlage	7
3.2.1 Belastungs- und Auslastungssituation	11
3.2.2 Reinigungsleistung	12
3.2.3 Defizitanalyse Kläranlage	16
3.3 Niederschlagswasserbehandlung und -entlastung	20
3.3.1 Auswertung der Wasserstandsmessungen	22
3.3.2 Defizitanalyse Niederschlagswasserbehandlung	26
3.4 Gewässer	28
3.5 Kanalisation	28
3.5.1 Fremdwasser	29
3.5.2 Defizitanalyse Kanalisation	30
4. Berechnungsgrundlagen	31
4.1 Gebietskenngrößen	31
4.1.1 Einzugsgebiet	31
4.1.2 Jahresniederschlagshöhe	32
4.1.3 Einwohnerzahlen	33
4.1.4 Neigungsgruppe	34
4.2 Abflüsse	34
4.2.1 Trockenwetterabfluss	34
4.2.1.1 Häuslicher Schmutzwasserabfluss	35
4.2.1.2 Industrieller Schmutzwasserabfluss	36
4.2.1.3 Fremdwasserabfluss	36
4.2.2 Mischwasserabfluss zur Kläranlage	44
4.2.3 Regenabfluss	44
4.2.3.1 Regenabfluss aus Trenngebieten	44

4.2.3.2	Kritischer Regenwasserabfluss Q_{rkrit}	45
4.2.3.3	Kritischer Mischwasserabfluss Q_{krit}	45
4.2.3.4	Regenabflussspende q_R	45
4.2.4	Trockenwetterkonzentration $C_{\text{CSB,T}}$	46
5.	Kalibrierung des Berechnungsmodells	46
5.1	Datengrundlage	48
5.1.1	Kanalisationsnetz	48
5.1.2	Niederschlag	48
5.1.3	Abflussmessung	50
5.1.4	Kalibrierung der Abflussbeiwerte	50
5.1.5	Kalibrierung des Fremdwasserabflusses	51
5.2	Ergebnisse der Kalibrierung	52
5.2.1	Abflusswirksamkeit der befestigten Flächen	55
5.2.2	Abflusssituation	56
5.2.3	Einstau- und Entlastungsverhalten der Regenbecken	57
6.	Festlegung der zu untersuchenden Lösungsvarianten	62
7.	Bemessung der Entlastungsanlagen	63
7.1	Bestimmung des erforderlichen Gesamtspeichervolumens	63
7.2	Volumenbestimmung im Nachweisverfahren	64
7.3	Niederschlagsbelastung	65
7.4	Vorberechnung zur Ermittlung der zulässigen Entlastungsfracht	65
7.5	Nachweisberechnung für das reale System	66
7.6	Systemoptimierung	66
7.7	Ergebnisse der Schmutzfrachtmodellierung	73
7.8	Einzelnachweise	79
8.	Vorhandene Entlastungsstandorte	87
8.1	Geplante Entlastungsstandorte	90
8.2	Reihenfolge der Maßnahmen	91
8.3	Berechnung der Einleitungsabflüsse	91
8.4	Zusammenstellung der Einleitungsabflüsse	92
9.	Beteiligung anderer Stellen während der Planungsphase	95
10.	Art des Genehmigungsverfahrens	95
11.	Zusammenfassung	95

12.	Literatur	97
13.	Angewandte Kurzzeichen	99

1. Ziel der Integralen Entwässerungsplanung

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 WRRL vorgenommen werden, um die Konsistenz von Daten und Anforderungen sowie die Kompatibilität von Maßnahmen und Zeitvorgaben im betreffenden Einzugsgebiet zu gewährleisten.

2. Allgemeines

2.1 Veranlassung

Für das Einzugsgebiet der KA Altena liegt eine Schmutzfrachtberechnung nach den Anforderungen des zurzeit gültigen ATV-Arbeitsblattes A 128 [2] aus dem Jahr 1997 vor.

Zur weiteren Optimierung der Siedlungsentwässerung, aber auch im Zuge der Umsetzung der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) wurde nun im Einzugsgebiet der KA Altena eine Integrale Entwässerungsplanung (IEP) [5] erstellt.

Darüber hinaus dient die IEP auch 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.

Zusätzlich sind die vorhandenen Volumina sowie die Drosselabflüsse der bestehenden Anlagen zur Niederschlagswasserbehandlung zu überprüfen bzw. festzulegen.

Die Einleitungserlaubnisse für die Niederschlagswasserbehandlungsanlagen (NWBA) im Einzugsgebiet sind teilweise abgelaufen und formlos verlängert oder laufen in den Folgejahren aus. Für die Beantragung neuer Erlaubnisangebote sind eine aktuelle Schmutzfrachtberechnung mit neuen Planungsgrundlagen und eine Betrachtung der Auswirkungen auf die aufnehmenden Gewässer erforderlich.

2.2 Sachstand zum Planungsbeginn

Im Jahr 1997 wurde die Schmutzfrachtberechnung nach dem ATV-Arbeitsblatt A 128 [2] vom Ruhrverband erstellt und im Juli 1997 bei der Bezirksregierung Arnsberg angezeigt [12]. Eine Zustimmung mit Verfügung vom 28.07.1997 wurde unter dem Az.: 54.2.71-962/19S erteilt.

Im Jahr 2009 erfolgte im Einzugsgebiet (EZG) der KA Altena eine Fremdwasseruntersuchung [14], deren Erkenntnisse ebenfalls in die vorliegende Schmutzfrachtberechnung integriert werden sollen.

Inzwischen liegen auch die aktuellen Abwasserplanungen (ZAP Einsal und Wiblingwerde [16] bzw. GEP Altena [15]) für die Kommunen Altena und Nachrodt für die jeweiligen Kanalisationsnetze im Einzugsgebiet der KA Altena der Bezirksregierung vor.

Anhand der aktuellen ABK für Altena [17] bzw. für Nachrodt-Wiblingwerde [6] kann das Berechnungsmodell zum Nachweis der entlasteten Schmutzfracht in vielen Bereichen aktualisiert werden. Dies betrifft insbesondere folgende Punkte:

- Abflusstopologie
- Abgrenzung der Teil-Einzugsgebietsflächen
- Festlegung der Entwässerungsverfahren
- Vorhandene und geplante Abkopplungsmaßnahmen
- Umbau, Wegfall und Neuplanung von Mischwasserentlastungen

Die weiteren Gebietsgrundlagen, insbesondere die Ergebnisse aus der Messkampagne im Kanalnetz [14] werden unverändert dazu genutzt, die regionalen und jahreszeitlichen Unterschiede hinsichtlich des Fremdwassereinflusses genauer abzubilden. Die in der Schmutzfrachtberechnung durch Kalibrierung ermittelten abflusswirksamen Flächen (A_u) bilden daher die Basis für die Nachweise der entlasteten Schmutzfracht.

Mit Hilfe des kalibrierten Schmutzfrachtmodells werden die nachfolgenden drei Berechnungszustände abgebildet.

Ist-Zustand (2021)

Dieser Nachweis basiert auf dem heutigen Abflusssystem der KA Altena mit aktualisierten Grundlagendaten, die sich insbesondere aus den neuen zentralen Entwässerungsentwürfen ergeben. Für das Abflusssystem wurde der Mischwasserabfluss zur Kläranlage nach Fertigstellung der biologischen Reinigungsstufe von $Q_M = 350$ l/s auf nun $Q_M = 300$ l/s verringert und die letzten Abflussmessungen der NWBA herangezogen.

Soll-Zustand (2024)

Diese Berechnungen basieren auf den Grundlagendaten des Ist-Zustandes. Für die NWB-Anlagen erfolgt eine Optimierung der Drosselabflüsse und die noch offene Umsetzung der Maßnahmen der Stadt Altena (RÜ Südstraße und RÜ Netter Schule) sind berücksichtigt.

Prognose-Zustand (2031)

Die Grundlagendaten werden auf den Prognose-Zustand (2031) der vorliegenden Schmutzfrachtberechnung mit einer Gebietsentwicklung über 10 Jahre angepasst. Das Abflusssystem entspricht dem des Soll-Zustandes. Zusätzlich wurden weitere Fremdwasserreduzierungen im EZG berücksichtigt.

Die Kanalnetze im EZG der KA Altena sind vollständig digital erfasst und konnten im Rahmen der Schmutzfrachtmodellierung als Datenbasis in das Berechnungsmodell übernommen werden.

Zur Ermittlung des Befestigungsgrades in den betrachteten Teileinzugsgebieten (TEZG) der Stadt Altena wurden Angaben zu den befestigten Flächen von der Ruhr-Wasserwirtschafts-Gesellschaft mbH (RWG) und dem Abwasserwerk Altena zur Verfügung gestellt. Diese, auch auf Einwohnerbefragung bezogenen Daten, wurden mit den Befliegungsdaten des Ruhrverbands aus dem Jahr 1990 abgeglichen. Für die TEZG der Gemeinde Nachrodt-Wiblingwerde liegen diese Befliegungsdaten ebenfalls vor. Im gesamten EZG wurden diese Daten auf Basis der aktuellen Grundkarten (DGK5) ergänzt und für die Neuaufstellung dieser SFB verwendet.

Die Stadtwerke Altena haben bereits damit begonnen, Schäden an der Kanalisation mit Fremdwasserzufluss, die u.a. im Rahmen des Untersuchungsprogramms identifiziert wurden, zu sanieren. Einige Sanierungsmaßnahmen sind bereits zum Zeitpunkt der Entwurfsaufstellung erfolgt. Diese Fremdwasserreduktionen zeigen sich in der Zuflussmessung auf der Kläranlage und wurden entsprechend in den Grundlagendaten der SFB berücksichtigt.

3. Bestandsaufnahme und Defizitanalyse der Siedlungsentwässerung

3.1 Siedlungsgebiet

Das Einzugsgebiet der KA Altena erstreckt sich auf die Fläche zweier Gemeinden. Überwiegend (etwa 82 %) beinhaltet dieses EZG die Stadt Altena mit Ausnahme des südlich gelegenes Stadtgebiets Altroggenrahmede. Der restliche Anteil von 18 % gehört zur Gemeinde Nachrodt-Wiblingwerde. Beide Gemeinden sind Teil des Märkischen Kreises. Dieses Gebiet

besitzt einen überwiegend kleinstädtischen Charakter mit abnehmender Einwohnerdichte. Etwa 20 % der kanalisierten Flächen sind als Gewerbeflächen ausgewiesen.

Das EZG der KA Altena wird von Südosten nach Nordwesten von der Lenne durchflossen. Als große Nebengewässer der Lenne in diesem Bereich sind die Rahmede, die Nette, die Brachtenbecke und der Opperhusener Bach zu nennen. Diese sind zusammen mit dem Hegenscheider Bach und dem Kreinberger Bach die Hauptaufnahmegewässer für die Mischwassereinleitungen im betrachteten Siedlungsgebiet.

3.2 Kläranlage

Der Entwurf der KA Altena von 1979 bzw. 1981 wurde am 04.02.1980 bzw. am 03.09.1981 planfestgestellt. Die erste Inbetriebnahme der Kläranlage erfolgte im Jahr 1984 für eine Anschlussgröße von 52.000 EW mit dem Verfahrensziel der Kohlenstoffelimination. Eine Stickstoffentfernung war nicht vorgesehen. Im Jahr 1990 wurde eine Phosphatfällungsanlage errichtet. Durch betriebliche Maßnahmen sowie kleinere Baumaßnahmen konnte im Jahr 1993 eine weitgehende Elimination des Nährstoffparameters Stickstoff erzielt werden. Aufgrund der rückläufigen Einwohnerzahlen wurde die Ausbaugröße auf 35.000 EW bei einem Mischwasserzufluss von $Q_M = 350$ l/s reduziert. Des Weiteren wurden im Jahr 2003 eine maschinelle Schlamm entwässerung sowie im Jahr 2007 ein Blockheizkraftwerk installiert.

Die KA Altena weist drei Zulaufkanäle aus dem Stadtgebiet Altena bzw. der Gemeinde Nachrodt-Wiblingwerde auf. Neben dem Ablauf PW RÜB Einsaler Hof (TEZG Nachrodt-Wiblingwerde), existiert der Sammler an der Lennerohrbrücke (TEZG RÜB Wiblingwerde und TEZG Brachtenbeck und Knerling) und der Hauptsammler (DN 1600) aus dem TEZG Pragpaul.

Situation vor Umbau

Das bestehende Einlaufpumpwerk besteht aus drei Schneckenpumpen, die den gesamten Mischwasserzufluss heben, wobei eine Schneckenpumpe den Mischwasserabfluss von $Q_M = 350$ l/s in die Abwasserbehandlungsanlage fördert. Die beiden anderen Schneckenpumpen fördern den darüber hinaus anfallenden Mischwasserabfluss in Richtung der Niederschlagswasserbehandlungsanlage (Regenbecken 1 und 2). Dabei wird ein Gegenstromrechen mit einer Spaltweite von 20 mm und ein Flachsandfang ($V_{SF} = 106$ m³) durchflossen. Abflüsse, die größer als die Leistungsfähigkeit des Einlaufpumpwerkes sind, werden am vorgelagerten Beckenüberlauf direkt in die Lenne abgeschlagen.

Die mechanische Abwasserreinigung besteht aus einem im Rechengebäude wintersicher installierten und maschinell geräumten Gegenstromrechen (15 mm), einem belüfteten Sandfang mit $V_{SF,u} = 217$ m³ und einer Vorklärung mit einem Volumen von $V_{VK} = 920$ m³.

Die biologische Reinigungsstufe besteht aus zwei parallel beschickten Belebungsbecken mit einem Gesamtvolumen von $V_{BB} = 4.730 \text{ m}^3$. Sie werden jeweils als dreistufige Kaskade ohne Rezirkulation betrieben, dem sich ein Nachklärbecken mit einem Volumen von $V_{NKB} = 5.460 \text{ m}^3$ anschließt.

Der auf der KA Altena anfallende Klärschlamm wird nach der Faulung maschinell entwässert und zur endgültigen Entsorgung zur Wirbelschichtfeuerungsanlage Elverlingsen (WFA E) transportiert.

Für die Kohlenstoffelimination ist ein Überwachungswert von $CSB = 45 \text{ mg/l}$ und für die Nährstoffelimination sind Überwachungswerte von $NH_4\text{-N} = 9 \text{ mg/l}$, $N_{\text{anorg}} = 17 \text{ mg/l}$ und $P_{\text{ges}} = 1,8 \text{ mg/l}$ festgesetzt worden.

Das Fließschema der KA Altena vor dem Umbau ist in Bild 1 dargestellt.

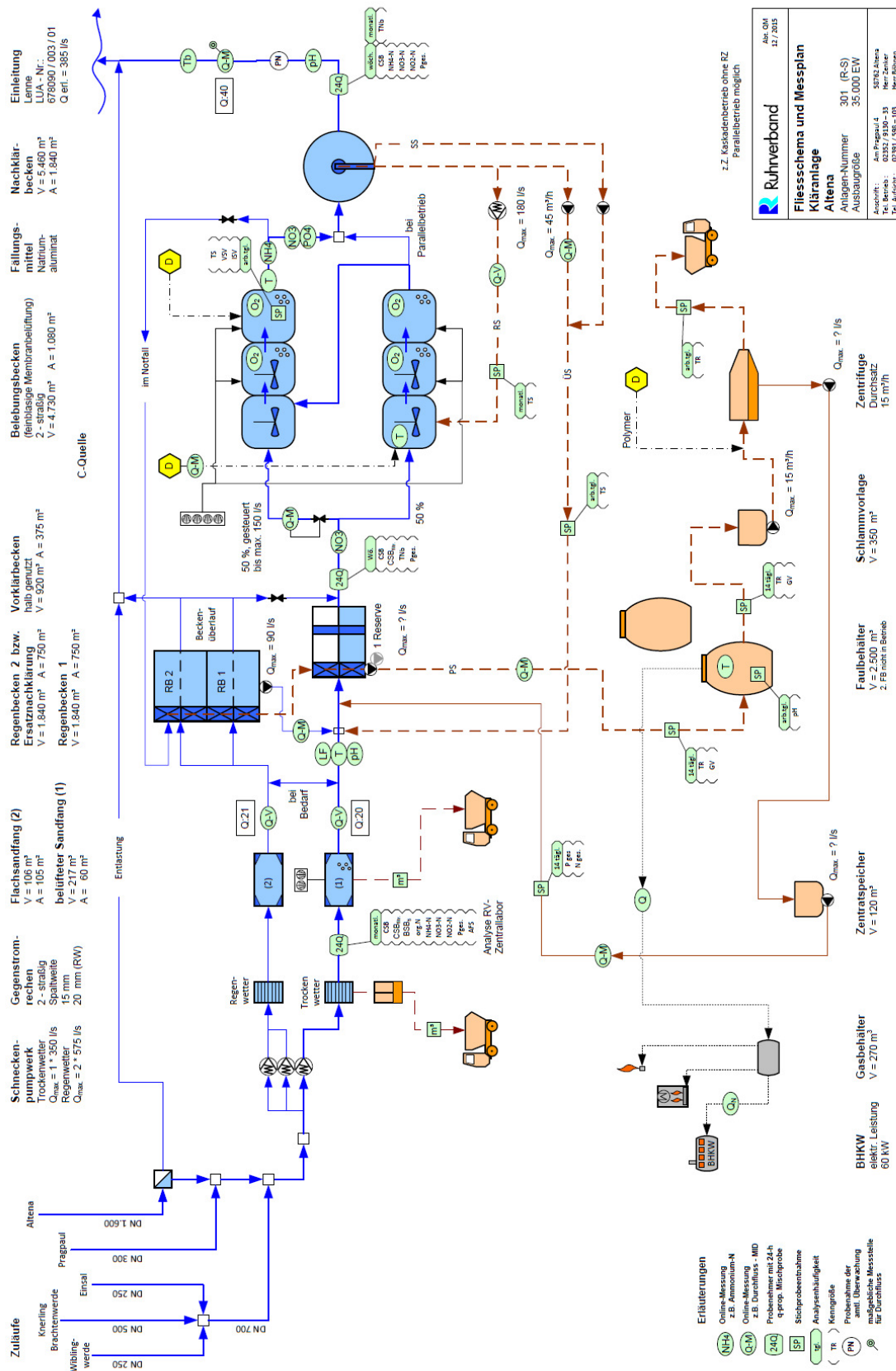


Bild 1: FlieÙbild der KA Altena (Stand 12/2015; vor Umbau)

Situation nach Umbau

Als biologische Reinigungsstufe wurde in den Jahren 2021 und 2022 der Neubau der Biologie nach dem NEREDA®-Verfahren ausgeführt. NEREDA® ist eine innovative Technologie zur biologischen Abwasserreinigung auf Basis des SBR-Verfahrens, die die Vorteile der aeroben granularen Biomasse nutzt. Im Gegensatz zu dem herkömmlichen Belebtschlammverfahren wachsen die Bakterien natürlicherweise in kompakten Granulen anstelle von Flocken. Durch die sehr guten Absetzeigenschaften dieses aerob granulierten Schlamms sind zum einen hohe Biomassenkonzentrationen im Reaktor möglich und zum anderen kann durch die kurze Sedimentationsphase die Befüllung und der Klarwasserabzug gleichzeitig erfolgen und auf ein separates Nachklärbecken verzichtet werden. Des Weiteren kann aufgrund der hohen biologischen Phosphorelimination weitgehend auf den Einsatz von chemischen Fällmitteln verzichtet werden. Das vereinfachte Fließbild für den Endausbau ist in Bild 2 dargestellt.

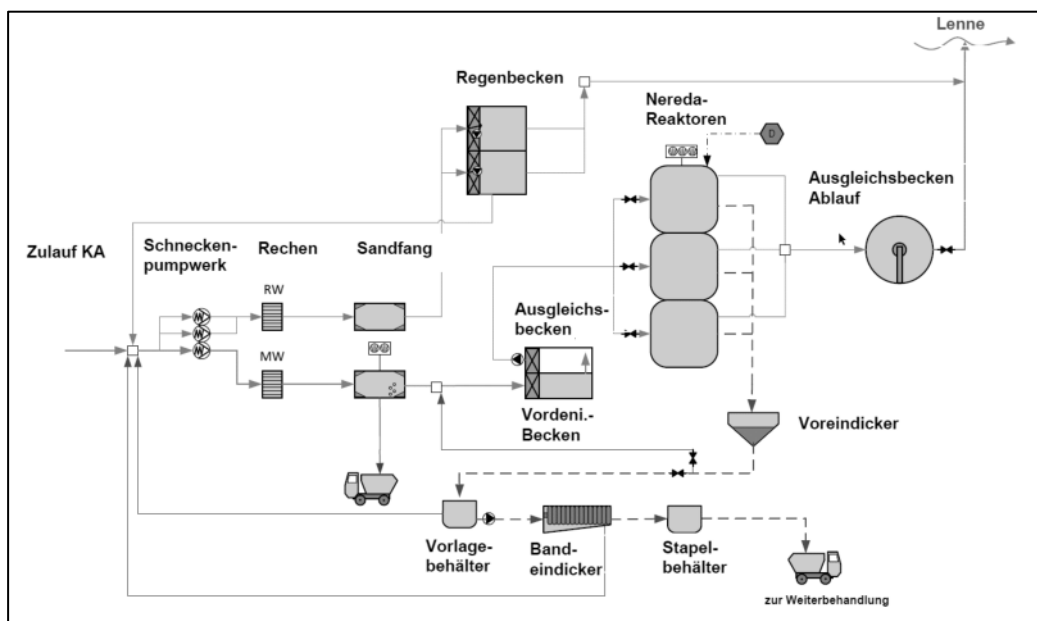


Bild 2: Vereinfachtes Fließbild der KA Altena (Endausbau)

Nach dem Abschluss des zweijährigen Versuchsbetriebes im Frühjahr 2025 wird sich die zweite Bauphase mit der Sanierung der Regenüberlaufbeckens (Becken, Spülsystem etc.), dem Abriss des Faulbehälters 2, dem Abriss der vorhandenen Belebungsbecken, dem Abriss des Rücklaufschlamm-pumpwerks, dem Abriss des bestehenden Sozial- und Betriebsgebäudes und dem Neubau eines Sozial- und Betriebsgebäudes anschließen.

Weitere Erläuterungen sind unter dem Kapitel 3.2.3 (Defizitanalyse Kläranlage) aufgeführt.

3.2.1 Belastungs- und Auslastungssituation

Zur Darstellung der Belastungssituation wurden für die KA Altena die in Tabelle 1 aufgeführten mittleren Zulaufkonzentrationen bzw. -frachten sowie die 85 %-Perzentil-Werte der Jahre 2016 bis 2021 ausgewertet.

Tabelle 1: Zulaufkonzentrationen und -frachten der KA Altena im Zeitraum 2016 bis 2021

Parameter	Konzentrationen		Frachten	
	MW [mg/l]	85 % [mg/l]	MW [kg/d]	85 % [kg/d]
BSB ₅	70	110	641	846
CSB	207	302	1.940	2.537
NH ₄ -N	15,5	23,0	138	165
N _{org}	7,0	10,0	66	93
TKN	22,6	32,0	205	252
NO ₃ -N	3,8	5,2	44	78
N _{ges}	26,3	36,3	248	316
P _{ges}	3,3	4,7	31	38
TS ₀	146	210	1.344	1.894
EW _{60,BSB}				14.100
EW _{120,CSB}				21.142
EW _{11,Nges}				28.727
CSB/BSB ₅	2,96	2,74	3,03	3,00
TS/BSB ₅	2,09	1,91	2,10	2,24
TKN/BSB ₅	0,32	0,29	0,32	0,30

Hier liegt die EW-Belastung unter Ansatz einer einwohnerspezifischen Fracht in Höhe von 60 g BSB₅/(E · d) bei etwa 14.100 EW und damit deutlich unter der Ausbaupazität der Kläranlage (vor Umbau 35.000 EW bzw. nach Umbau 20.000 EW). Bei dem Parameter CSB liegt dagegen die EW-Belastung unter Ansatz von 120 g CSB/(E · d) bei etwa 21.142 EW und beim Parameter N_{ges} unter Ansatz von 11 g N_{ges}/(E · d) bei etwa 28.727 EW.

Das CSB/BSB₅-Verhältnis von im Mittel 2,96 deutet auf ein mäßig gut abbaubares Abwasser hin. Das TS/BSB₅-Verhältnis von im Mittel 2,09 weist auf einen erhöhten Feststoffanteil hin. Das TKN/BSB₅-Verhältnis von im Mittel 0,32 liegt in einem für die Denitrifikation sehr ungünstigen Bereich.

Die hydraulische Auslastung kann dem Bild 3 in Form einer Summenhäufigkeitsverteilung der Stundenabflüsse der Jahre 2016 bis 2021 entnommen werden, wobei auch hier deutlich wird, dass der ursprünglich genehmigte Mischwasserabfluss in Höhe von Q_M = 350 l/s (zzgl.

jeweils einer Messungengenauigkeit in Höhe von 10 %) deutlich erreicht wird. Ab 2021 liegt der Mischwasserzufluss mit Einbau der neuen Schnecke im Rahmen der Neubaumaßnahme bei $Q_M = 300$ l/s.

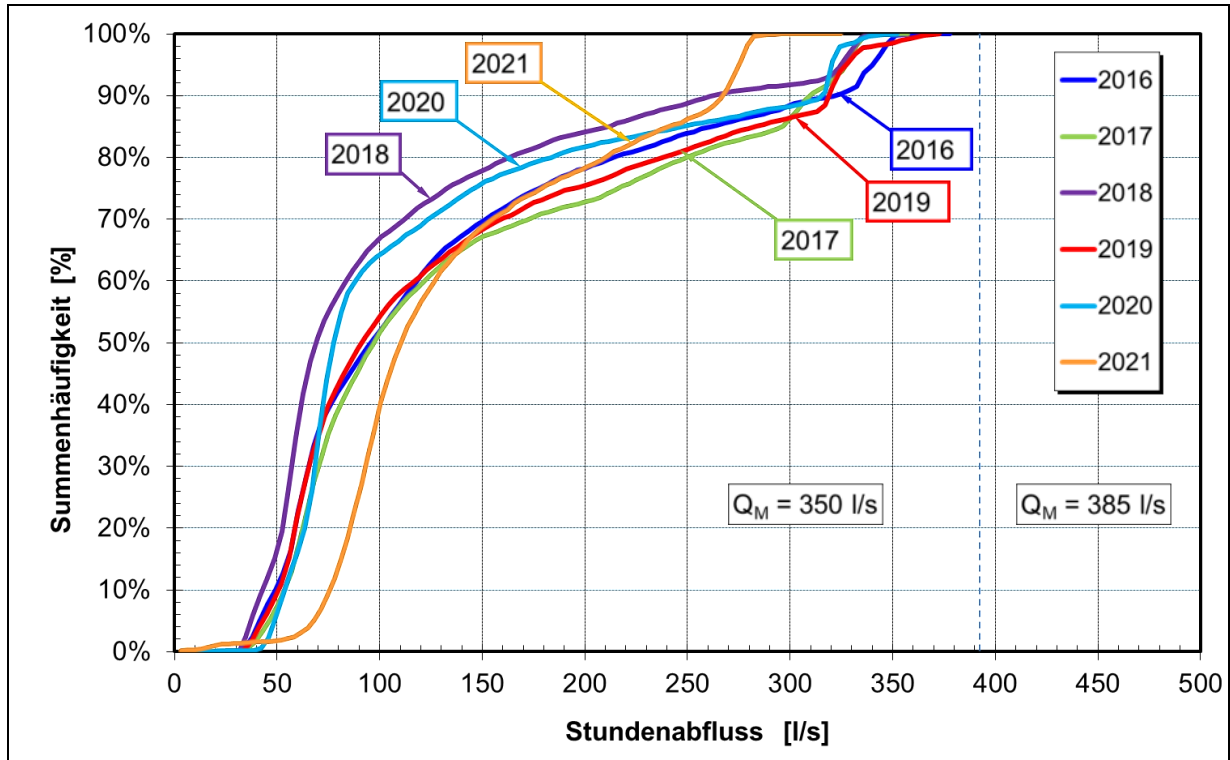


Bild 3: Summenhäufigkeitsverteilung des 1 h-Abflusses der einzelnen Jahre 2016 bis 2021 und Vergleich mit dem zulässigen Mischwasserabfluss (KA Altena)

3.2.2 Reinigungsleistung

Die prozentualen Eliminationsleistungen der KA Altena für die Parameter CSB, N und P der Jahre 2016 bis 2021 wurden aus den regelmäßig ausgeführten mengenproportionalen Zu- und Ablaufbeprobungen ermittelt und sind in der Tabelle 2 aufgeführt.

Tabelle 2: Mittlere Schmutzfrachteliminationen der KA Altena für die Jahre 2016 bis 2021

	CSB			N_{ges}			P_{ges}		
	Zulauf [kg/d]	Ablauf [kg/d]	Elimination	Zulauf [kg/d]	Ablauf [kg/d]	Elimination	Zulauf [kg/d]	Ablauf [kg/d]	Elimination
2016	2.229	206	90,8 %	244,5	115,9	52,6 %	37,4	8,9	76,3 %
2017	2.129	167	92,2 %	243,5	113,5	53,4 %	35,4	8,6	75,7 %
2018	2.048	139	93,2 %	243,3	86,2	64,6 %	33,7	6,6	80,6 %
2019	1.677	161	90,4 %	238,8	96,4	59,6 %	26,4	7,4	72,0 %
2020	1.602	159	90,1 %	230,7	96,7	58,1 %	26,1	7,5	71,2 %
2021	1.763	198	88,8 %	246,3	114,9	53,3 %	27,9	9,8	68,7 %
Mittelwert	1.908	172	91,0 %	241	103,9	56,9 %	31	8,1	73,9 %

Die Kohlenstoffelimination ist mit im Mittel 91,0 % sehr hoch, während die Phosphorelimination mit 73,9 % dagegen mäßig ist. Die Stickstoffelimination mit 56,9 % kann jedoch auch aufgrund des hohen Fremdwasseranteils nur als unzureichend bewertet werden und erfordert im Rahmen der notwendigen Reinvestitionen Maßnahmen zur Optimierung der Stickstoffelimination.

In den nachfolgenden Bildern (s. Bild 4 bis Bild 8) sind die Summenhäufigkeitsverteilungen der Ablaufkonzentrationen für die Parameter Chemischer Sauerstoffbedarf (CSB), Ammonium ($\text{NH}_4\text{-N}$), anorganischer Stickstoff (N_{anorg}) und Phosphor (P) mit dem jeweiligen Überwachungswert dargestellt.

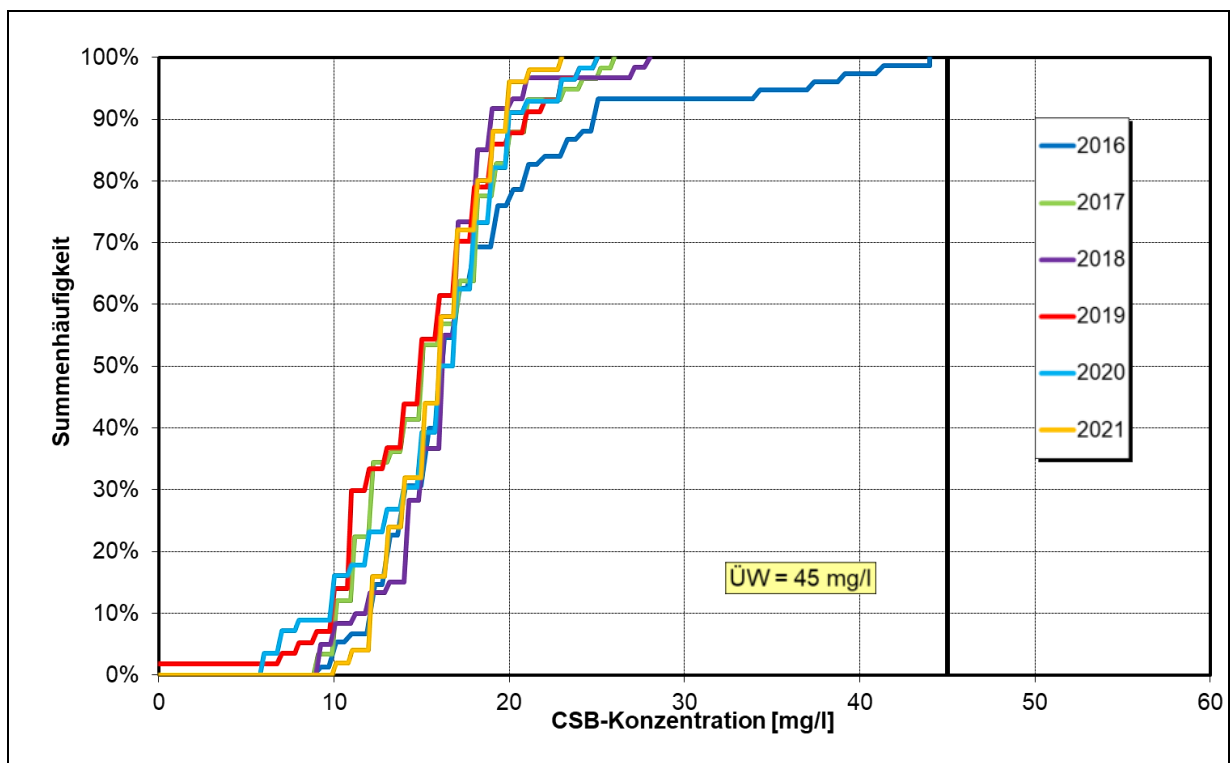


Bild 4: CSB-Konzentrationen im Ablauf der Nachklärung für die Jahre 2016 bis 2021 und Vergleich mit dem Überwachungswert (KA Altena)

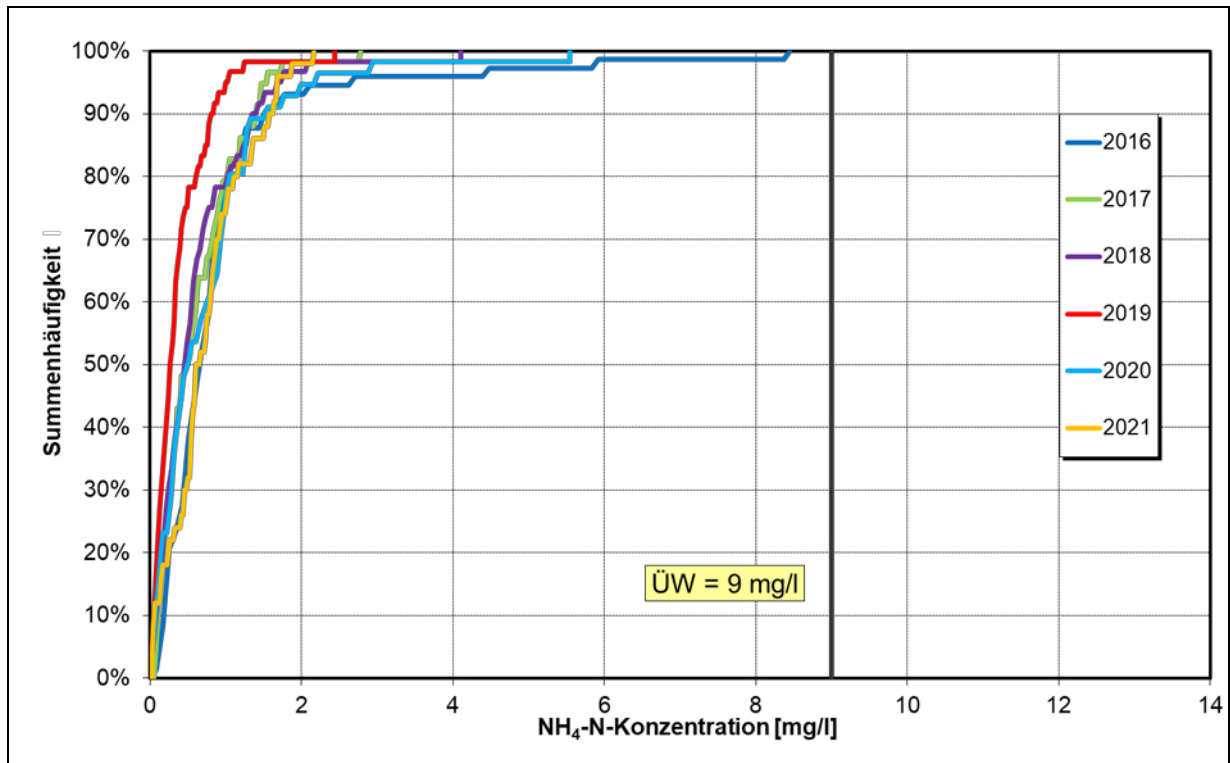


Bild 5: Ammonium-Konzentrationen im Ablauf der Nachklärung für die Jahre 2016 bis 2021 und Vergleich mit dem Überwachungswert (KA Altena)

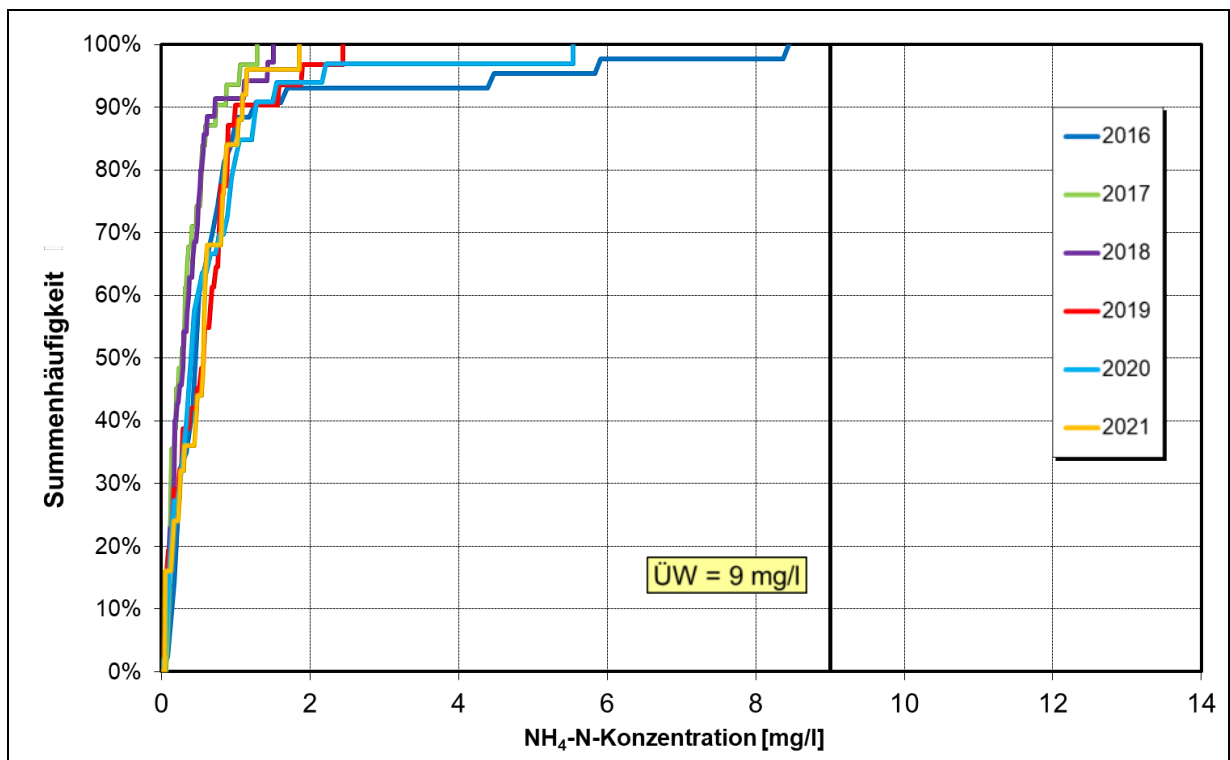


Bild 6: Ammonium-Konzentrationen im Ablauf der Nachklärung für die Jahre 2016 bis 2021 und Vergleich mit dem Überwachungswert bei Temperaturen > 12 °C (KA Altena)

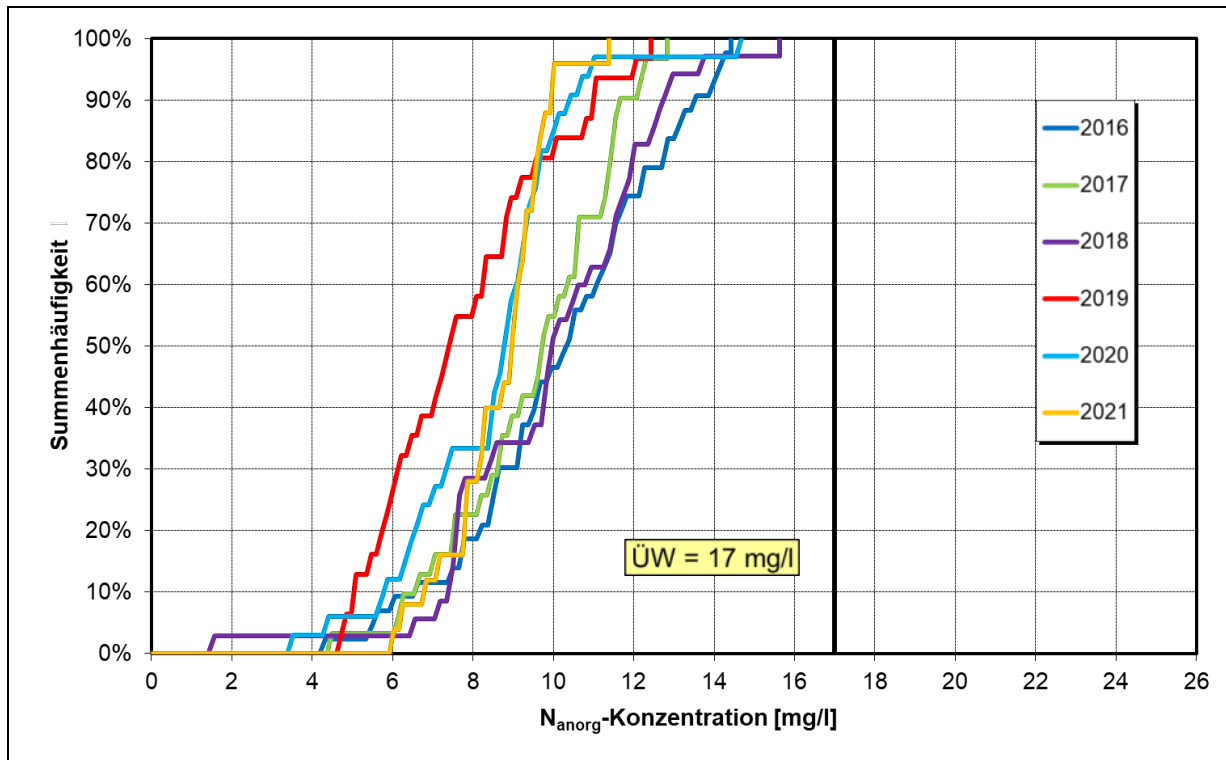


Bild 7: Stickstoff-Konzentrationen im Ablauf der Nachklärung für die Jahre 2016 bis 2021 und Vergleich mit dem Überwachungswert bei Temperaturen $> 12\text{ }^{\circ}\text{C}$ (KA Altena)

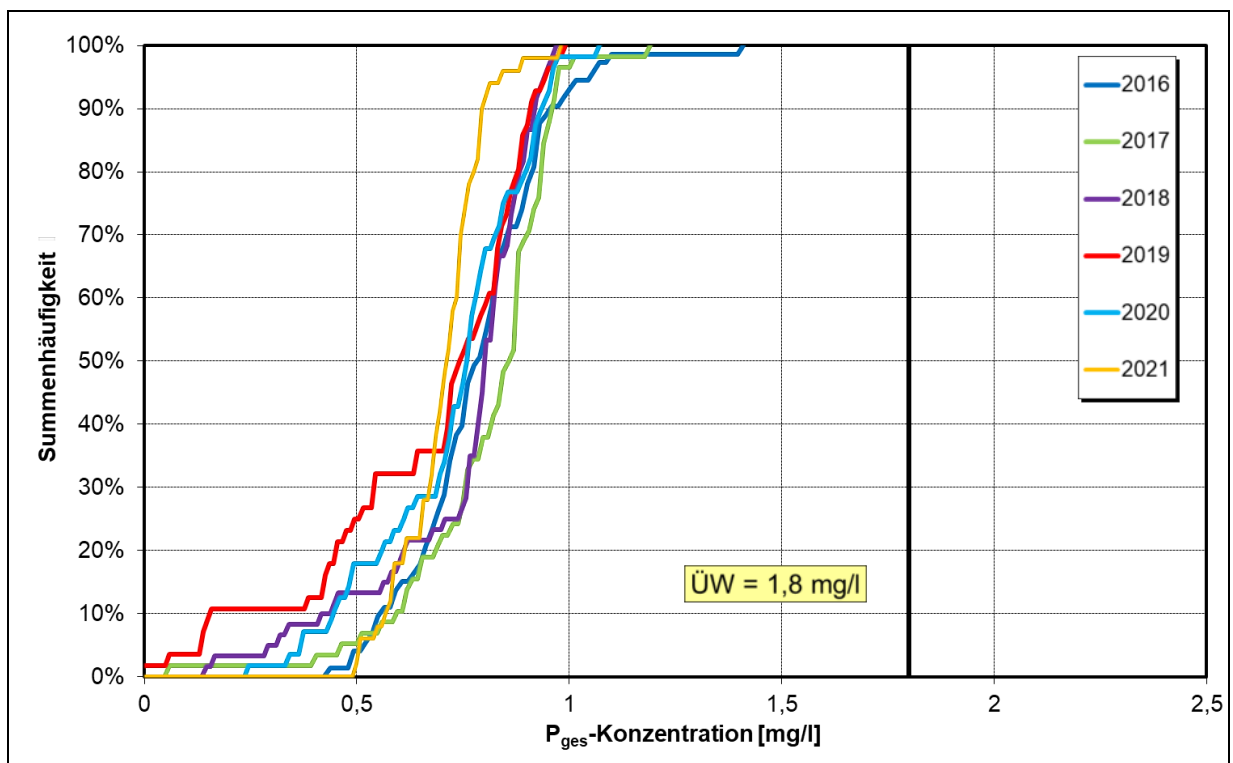


Bild 8: Phosphor-Konzentrationen im Ablauf der Nachklärung für die Jahre 2016 bis 2021 und Vergleich mit dem Überwachungswert (KA Altena)

Der nachfolgenden Tabelle 3 kann entnommen werden, dass für alle Parameter das 90 %-Perzentil der Ablaufkonzentrationen der Jahre 2016 bis 2021 deutlich unterhalb der Überwachungswerte lagen und somit betriebssicher eingehalten werden konnten.

Tabelle 3: Zusammenstellung der Ablaufkonzentrationen der KA Altena für die Jahre 2016 bis 2021

Parameter	Einheit	2016		2017		2018		2019		2020		2021		2016-2021	
		Mittelwert	90-Perzentil	Mittelwert	90-Perzentil	Mittelwert	90-Perzentil	Mittelwert	90-Perzentil	Mittelwert	90-Perzentil	Mittelwert	90-Perzentil	Mittelwert	90-Perzentil
CSB	[mg/l]	17,9	25,0	15,5	21,0	16,1	19,0	15,0	21,0	15,8	20,0	15,9	20,0	16,1	21,0
NH ₄ -N	[mg/l]	0,9	1,5	0,6	1,4	0,6	1,3	0,6	1,0	0,8	1,4	0,7	1,6	0,7	1,4
NH ₄ -N > 12°C	[mg/l]	0,9	1,2	0,4	0,7	0,4	0,7	0,6	1,0	0,7	1,3	0,6	1,1	0,6	1,1
NO ₃ -N	[mg/l]	9,1	12,7	9,1	11,4	8,8	12,0	6,5	9,3	7,2	9,7	7,5	9,0	8,1	11,4
N _{anorg}	[mg/l]	10,2	13,7	9,8	12,7	9,5	12,7	7,4	10,2	8,1	10,3	8,4	10,0	9,0	12,5
N _{anorg, > 12°C}	[mg/l]	10,2	13,4	9,5	11,6	9,9	12,6	7,8	11,0	8,4	10,3	8,6	9,8	9,7	12,7
P _{ges}	[mg/l]	0,8	0,9	0,8	1,0	0,7	0,9	0,7	0,9	0,7	0,9	0,7	0,8	0,74	0,94

3.2.3 Defizitanalyse Kläranlage

Die KA Altena wurde auf eine maximale Abflussmenge von $Q_M = 350$ l/s ausgelegt. Wie bereits in Kapitel 3.2.2 beschrieben, war die Eliminationsleistung bei dem Parameter Stickstoff mit einem mittleren Wert von 56,9 % unzureichend. Zusätzlich forderte das fortgeschrittene Alter der Kläranlage vor allem im Bereich der Maschinen- und Elektrotechnik umfangreiche Ersatzinvestitionen an. Vor dem Hintergrund des demografischen Wandels wurde vorab im Rahmen einer Machbarkeitsstudie neben dem Weiterbetrieb der KA Altena auch ein Anschluss an die rd. 10 km entfernte KA Iserlohn-Letmathe untersucht. Aufgrund der Topografie wäre jedoch die Verlegung des notwendigen Abwassersammlers in weiten Teilen nur in der Bundesstraße B 236, die eine hohe verkehrstechnische Bedeutung in dieser Region hat, möglich. Bei Investitionskosten von rd. 20 Mio. € für den Abwasserkanal zur KA Iserlohn-Letmathe führte die Machbarkeitsstudie zu dem Ergebnis, dass der Weiterbetrieb der KA Altena als Satellitenanlage ohne Schlammbehandlung sich als die wirtschaftlichste Lösung darstellte. Allerdings setzte der Weiterbetrieb der Kläranlage eine umfangreiche Erneuerung der vorhandenen Anlagentechnik voraus. Die KA Altena liegt zudem im engen Tal der Lenne. Die Platzverhältnisse vor Ort sind sehr begrenzt, sodass nur kleine Flächen für Baumaßnahmen zur Verfügung standen. Außerdem war der Einsatz größerer Baumaschinen nicht möglich, da die Zufahrt allein durch eine schmale Bahndammunterführung erfolgen musste.

Im Einzelnen wurden für die Erneuerung der KA Altena folgende Varianten untersucht und in einer Wirtschaftlichkeitsberechnung (WiRe), bei der eine Nutzungsdauer von 30 Jahren unterstellt wird, gegenübergestellt.

Variante 1: Sanierung der KA Altena, Stilllegung der Schlammbehandlung

Variante 2: Neubau der Biologie als Kombibecken (intermittierende Deni),
Stilllegung der Schlammbehandlung

Variante 3: Neubau der Biologie - NEREDA®, Abriss der Schlammbehandlung

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse der WiRe zeigte, dass die Erneuerung der KA Altena mit dem Neubau der Biologie nach dem NEREDA®-Verfahren trotz Abriss der bestehenden Faulbehälter einschließlich des Betriebsgebäudes und Neubau eines bedarfsgerechten Betriebsgebäudes die wirtschaftlichste Lösung darstellte. Hinzu kam, dass mit Umsetzung des NEREDA®-Verfahrens ein innovatives Abwasserreinigungsverfahren erstmals in Deutschland etabliert wurde, dass sich durch einen deutlich reduzierten Platzbedarf und geringere Investitionskosten bei gleichzeitig reduziertem Energieverbrauch und verbesserten Schlammeigenschaften auszeichnet. Die NEREDA®-Becken konnten unabhängig vom laufenden Betrieb der Kläranlage erstellt werden, sodass nur geringe Provisorien sowie keine Verschlechterung der Ablaufwerte während der Bauphasen auftraten.

Die Erneuerung der KA Altena umfasste die Sanierung der Regenüberlaufbecken, des Einlaufpumpwerks, der Rechen- und Sandfanganlagen, Neubau des Maschinenhauses 1, den Umbau des Vorklärbeckens zum Vordenitrifikations- und Ausgleichsbecken, den Neubau von drei NEREDA®-Becken einschließlich Maschinenhaus 2, eines EMSR- und eines Betriebsgebäudes sowie die geplanten Abrisse der bestehenden Belebungsbecken, der Faulbehälter- und Gasverwertungsanlagen. Die Kläranlage ist für eine Anschlussgröße von 20.000 EW mit einem maximalen Mischwasserabfluss von $Q_M = 300$ l/s unter Berücksichtigung von ausreichenden Zuwachsraten und Sicherheitsfaktoren bemessen.

Die zugehörige Genehmigungsplanung wurde vom Ruhrverband im März 2019 eingereicht und am 05.08.2019 unter dem Aktenzeichen 54.20.40-004/2019-004 von der BR Arnsberg genehmigt. Eine Fertigstellung der Baumaßnahmen erfolgte zum Frühjahr 2023, dem sich ein zweijährlicher Betrieb mit einem umfangreichen Untersuchungsprogramm anschließt.

Zur Beurteilung der Gewässereinleitung wurde seitens der BR Arnsberg für die Genehmigungsplanung die Mischrechnung an der Einleitstelle der KA Altena herangezogen. Oberhalb der Kläranlageneinleitung liegen Messwerte vor, deren Auswertung ergab für den Parameter CSB eine Vorbelastung von ca. 5,5 mg/l, für N_{ges} 2,3 mg/l, für P_{ges} 0,06 mg/l und für NH_4-N 0,03 mg/l. Die Tabelle 4 zeigt das Ergebnis dieser Mischrechnung, in der in der Spalte 15 die Bescheidwerte für die Betriebsmittelwerte und in der Spalte 16 die Überwachungswerte gemäß Abwasserverordnung für Kläranlagen der Größenklasse 4 aufgeführt sind. Für NO_3-N

und CSB werden i.d.R. keine Betriebswerte festgelegt, da die üblichen Ablaufwerte weit unterhalb der sich aus der Mischrechnung ergebenden Anforderungen liegen.

Tabelle 4: KA Altena, Mischrechnung Stand 2017

Mischrechnung für die Kläranlage:			Altena		Datum 10.04.2017											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
Parameter	JAM Jahresabwasser- sermenge	24-h- Mittel JAM	ma- gebender Tagesabfluss		0,5 MQ / Q _{0,5} oberhalb	Konzentra- tion oberhalb Einleitun- g (Angabe Messstel- le siehe '-')	Transpor- t im Gewässe	0,5 MQ bzw. Q _{0,5} unterhalb Einleituna	Konzentra- tion im Gewässer unterhalb (5. OGWV) für guten Zustand	Transpor- t im Gewässer unterhalb	Transport der Einleitung	berechneter Über- wachungs- (Einleitungs- konzentra- tion bei 0,5 MQ bzw. Q _{0,5})	berech- neter Betriebs- wert	bean- tragter Betriebs- wert	bean- tragter Über- wachungs- wert	
Q	[m ³]	[m ³ /h]	[m ³ /h]	[l/s]	[l/s]	[mg/l]	[mg/l s]	[l/s]	[mg/l]	[mg/l s]	[mg/l s]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	
	4.450.600	508	940	261	#####			12.427								
CSB						5,5	66.915		21	260.977	388.123	1486,7	743,4	16	45	
BSB ₅																
NH ₄ -N						0,03	365		0,1	1.243	3.511	13,4	3,36	0,6	5,0	
NO ₃ -N						2,3	27.983		50	621.373	1.008.763	3864,2	2273,0	10,0	17,0	
N _{ges}																
P _{ges}						0,06	779		0,1	1.243	928	3,6	1,78	0,8	1,8	
auszufüllende Felder																
F1 = Faktor für maßgebenden Abfluss (F1 = 24 h / gew. x = 13 F1 = 1,85																
Grundlage ist die Jahresabwassermenge																
JAM 2011	4.609.126															
JAM 2012	4.518.079															
JAM 2013	4.150.122															
JAM 2014	4.321.006															
JAM 2015	4.654.689															
Bitte Q _{0,5} oder nur Mq eintragen																
A _{K0} = 1216,64 km ²																
Mq = 20 l/s x km ²																
Q _{0,5} = l/s x km ²																
Lennener 4.450.600 m ³ /a																
Gewässernamen : Lenne																
berechneter Abwasseranteil / Q _{0,5} = 2,1%																
Stand Jan. 2017																

3.3 Niederschlagswasserbehandlung und -entlastung

Derzeit sind im EZG der KA Altena 27 Sonderbauwerke zur Mischwasserbehandlung und Mischwasserentlastung in Betrieb. Hierbei handelt es sich um 14 städtische Regenüberläufe (s. Tabelle 5) sowie 8 Stauraumkanäle und 5 Regenüberlaufbecken (s. Tabelle 6), die der Ruhrverband betreibt.

Tabelle 5: Vorhandene Mischwasserentlastungen

RV-Nr.	SFB-Nr.	Bezeichnung	Einleitungsgewässer	Drosselabfluss in l/s (nach Umbau)	vorgelag. Volumen in m ³	Drosselorgan (geplanter Umbau)
Nachrodt-Wiblingwerde						
6 301 418	R01	RÜ Helbecke	Lenne	204	166	Rohrdrossel
6 301 401	R02	RÜ Opperhusen	Oppenhusen Bach	98	-	Rohrdrossel
6 301 403	R04	RÜ Am Tunnel	Lenne	307	-	Rohrdrossel
Altena						
6 301 405	R86	RÜ Im Küstersort	Lenne	43	-	Neubau / Wirbelstromdrossel
6 301 406	R87	RÜ Marktstraße	Lenne	44	-	Neubau / Wirbelstromdrossel
6 301 407	R88	RÜ Bornstraße	Lenne	37	-	Neubau / Wirbelstromdrossel
6 301 408	R89	RÜ Linscheidstraße	Lenne	92	-	Neubau / Wirbelstromdrossel
6 301 409	R90	RÜ Winkelsen Brücke	Lenne	-	-	außer Betrieb / Notentlastung
6 301 410	R91	RÜ Winkelsen PW	Lenne	-	-	außer Betrieb / Notentlastung
6 301 411	R93	RÜ Mühlenrahmede	Rahmede	229 (203)	54	Schieber (Veränderung Öffnungshöhe)
6 301 412	R94	RÜ Südstraße	Rahmede	201 (102)	-	Springüberlauf (Umbau Bodenöffnung)
6 301 413	R95	RÜ Steinerne Brücke	Lenne	85	26	Nachrüstung / Wirbelstromdrossel
6 301 414	R96	RÜ Rahmedestraße	Rahmede	127	25	Nachrüstung / Schwellenerhöhung, Einbau Drosselschieber
6 301 415	R97	RÜ Bahnhofstraße	Lenne	150	96	Anpassung / Schwellenerhöhung, Einbau Drosselschieber
6 301 416	R98	RÜ Knerling	Lenne	366	-	Hydroslide
6 301 417	R99	RÜ Linscheid	Hegenscheider Bach	60	-	Neubau / Wirbelstromdrossel

An den vorhandenen Bauwerken wird gegenwärtig der Springüberlauf des RÜ Südstraße regelkonform umgebaut. Die Drosselabflussmenge des RÜ Mühlenrahmede wurde gemäß dem GEP Altena durch Veränderung der Öffnungshöhe des Drosselschiebers im Sommer 2023 verringert.

Tabelle 6: Vorhandene Mischwasserbehandlungen

RV-Nr.	SFB-Nr.	Bezeichnung	Bauwerkstyp	Einleitungsgewässer	Drosselabfluss ¹⁾ (Soll) in l/s	Behandlungs- (vorgelagertes) Volumen in m ³	Drosselorgan
Nachrodt-Wiblingwerde							
1 301 350	B350	RÜB Einsaler Hof	DLB-N ²⁾	Lenne (Obergraben)	50	113 (-)	Pumpe
1 301 360	B360	RÜB Einsal B236	FGB-N	Lenne	30	658 (-)	Schieber, gesteuert
1 301 363	B363	RÜB Wiblingwerde	FGB-H	Kreienberger Bach	30	225 (20)	Pumpe
Altena							
1 301 351	B351	RÜB Pleuger	DLB-N	Nette	130	1.000 (27)	MID + E- Schieber
1 301 352	B352	SK 1 Westiger Straße	SKU	Nette	165	230 (-)	Schulzsche Klappe
1 301 353	B353	SK Linscheid	SKO	Lenne	29	68 (2)	MID + E- Schieber
1 301 354	B354	SK 3 Rahmedestraße	SKU	Rahmede	60	316 (53)	Schulzsche Klappe
1 301 355	B355	SK 1 Unterer Ardeyweg	SKU	Rahmede	30	250 (13)	Hydroslide
1 301 356	B356	SK 4 Dahle	SKO	Nette	55	580 (4)	Hydroslide
1 301 357	B357	SK 3 Dahle-Fuhleck	SKU	Nette	60	236 (-)	Hydroslide
1 301 359	B359	SK 4 Südstraße	SKU	Rahmede	25	53 (2)	Hydroslide
1 301 361	B361	RÜB KA Altena	DLB-N	Lenne	350	3.680 (-)	Pumpe
1 301 362	B362	SK Werdohler Straße	SKO	Lenne	25	50 (41)	Hydroslide

¹⁾ Daten nach SFB 1997 [12]

²⁾ DLB ohne vorgelagerten Beckenüberlauf

Für die Mischwasserbehandlung stehen an den vom Ruhrverband betriebenen NWBA ohne Betrachtung des vorgelagerten Kanalvolumens insgesamt 7.459 m³ zur Verfügung. Im Rahmen der hier vorliegenden kalibrierten Schmutzfrachtmodellierung konnte durch Erfassung des vorgelagerten Kanalnetzes weiteres Volumen von 162 m³ berücksichtigt werden. Dieser Anteil (< 2,2 %) hat jedoch nur einen unwesentlichen Einfluss auf die Mischwasserentlastungen aus diesen Bauwerken. Signifikantes Retentionsvolumen (367 m³) besteht an 5 Regenüberläufen, sodass das Gesamtspeichervolumen 7.988 m³ beträgt. Die Nachweise zur entlasteten Schmutzfracht erfolgen sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung dieser Rückhaltvolumina.

Weiterhin erfolgte für alle Niederschlagswasserbehandlungsanlagen eine Drosselabflussmessung, deren Ergebnisse der Schmutzfrachtberechnung im Ist-Zustand zugrunde gelegt

werden. Die einzelnen Ergebnisse der Drosselmessungen sind dem Heft 3 „Datengrundlagen“ in Anlage 1.8 beigefügt. Die Angaben zu den Regenüberläufen stammen aus den aktuellen GEP. Hiernach sind alle Regenüberläufe für eine kritische Regenspende von $r_{\text{krit}} \geq 15 \text{ (l/s} \cdot \text{ha)}$ ausgelegt.

Das letzte Becken vor der Kläranlage erhält teils ungedrosselte Zuflüsse aus den Direktinzugsgebieten. Durch die beschränkte Beckenfüllung mittels der zwei RW-Pumpen kann es bei Extremereignissen theoretisch zu einer frühzeitigen Mischwasserentlastung über den vorgeschalteten Beckenüberlauf kommen, noch bevor das Speichervolumen komplett genutzt ist. Dieser Zustand wird in einem Ersatzsystem abgebildet und den Ergebnissen der Schmutzfrachtberechnung für den Prognose-Zustand gegenübergestellt (s. Kapitel 7.8).

Dem RÜB Wiblingwerde ist vor Einleitung in den Kreienberger Bach das Regenrückhaltebecken RRB Wiblingwerde nachgeschaltet. Auch dieses Bauwerk ist im SF-Berechnungsmodell mit $V = 1.200 \text{ m}^3$ und $Q_{\text{Dr}} = 310 \text{ l/s}$ berücksichtigt.

Regenrückhaltebecken in Trennkanalisation vor Einleitung des Regenwassers in ein Gewässer sind nicht Bestandteil der SFB.

Es existieren im EZG der KA Altena zusätzlich unterschiedliche Rückhaltevolumina innerhalb des Mischwasserkanalnetzes in Form von Regenrückhaltekanälen, die ohne oder mit Entlastung ins nachfolgende Kanalnetz ausgestattet sind. Eine Drosselung erfolgt in der Regel durch Rohrdrosseln ohne einer genau definierten Abflussgröße. Diese Bauwerke werden in der IEP modelltechnisch nicht berücksichtigt, da sie nur in kleinen abgegrenzten Bereichen wirksam sind und aufgrund ihrer häufig geringeren Speicherkapazität keine deutlichen Auswirkungen in der eher großräumlichen Flächenabgrenzung der SFB und damit auf die NWBA aufweisen.

3.3.1 Auswertung der Wasserstandsmessungen

Für die Auswertung der Wasserstandsmessungen konnte für alle NWB-Anlagen im Einzugsgebiet auf Messdaten seit 2009 zurückgegriffen werden. Aufgrund unterschiedlicher Ausfallzeiten liegt das auswertbare Datenmaterial zwischen 3,3 und 10 Jahren. In der Tabelle 7 folgt eine Auflistung der Ergebnisse aus allen Wasserstandsmessungen und dem für die Auswertung verwertbaren Datenkollektiv.

Tabelle 7: Übersicht der vorhandenen Wasserstandsmessungen im EZG der KA Altena

Bestands-Nr.	SFB-Nr.	Bezeichnung	Einstau-dauer [Stunden/a]	Entlastungs-dauer [Stunden/a]	auswertbare Messjahre [a]
Nachrodt-Wiblingwerde					
1 301 350	B350	RÜB Einsaler Hof (BÜ)	587	260	10,4
1 301 360	B360	RÜB Einsal, B 236 (BÜ)	1.325	378	10,6
1 301 363	B363	RÜB Wiblingwerde (BÜ)	893	312	8,6
Altena					
1 301 351	B351	RÜB Pleuger (KÜ)	586	187	10,7
1 301 352	B352	SK 1 Westiger Straße (BÜ)	1.290	365	5,3
1 301 353	B353	SK Linscheid (BÜ)	9	1	3,3
1 301 354	B354	SK 3 Rahmedestraße (BÜ)	465	55	3,8
1 301 355	B355	SK 1 Unterer Ardeyweg (BÜ)	808	348	5,0
1 301 356	B356	SK 4 Dahle (BÜ)	489	54	10,8
1 301 357	B357	SK 3 Dahle-Fuhleck (BÜ)	886	187	5,0
1 301 359	B359	SK 4 Südstraße (BÜ)	146	39	5,7
1 301 361	B361	RÜB KA Altena (KÜ)	2.241	788	10,9
1 301 362	B362	SK Werdohler Straße (BÜ)	270	0	3,9

Da für alle NWBA-Messdaten über einen Zeitraum von mindestens einem Jahr vorliegen, kann eine Auswertung für das Einstau- und Entlastungsverhalten auf Basis von Jahresmittelwerten erfolgen. Zu beachten ist allerdings, dass das verfügbare Datenmaterial sehr unterschiedlich ist. Die Aussagequalität wird mit zunehmendem Datenmaterial ansteigen bzw. vergleichmäßigt. Zur besseren Übersicht wurden die Ergebnisse anhand zweier Grafiken (s. Bild 9 und Bild 10) gegenübergestellt.

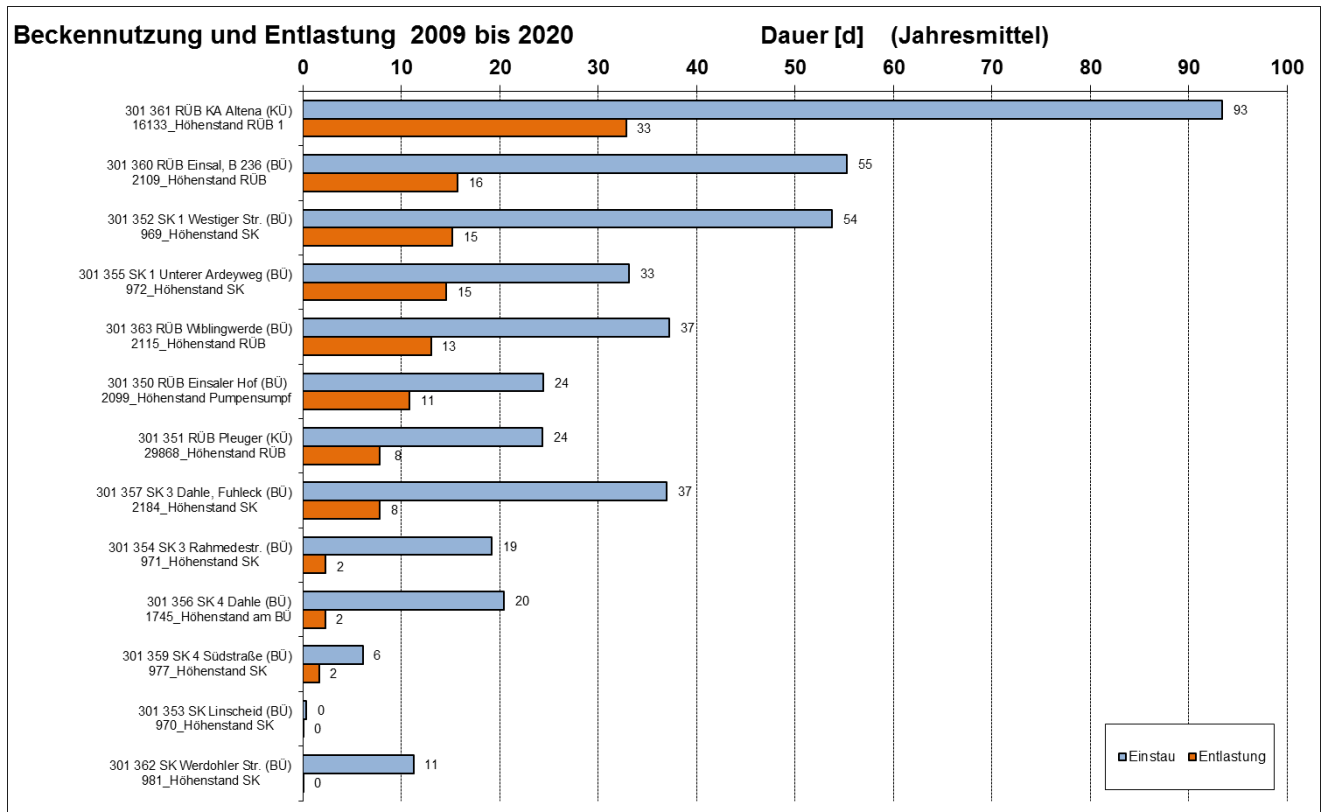


Bild 9: Mittlere Einstau- und Entlastungsdauern in Tagen pro Jahr

Die Auswertung der mittleren Einstau- und Entlastungsdauern zeigt, dass das zentrale RÜB auf der KA Altena das höchste Einstau- und Entlastungsverhalten aufweist. Dieses Verhalten ist erwartbar, da dieses Bauwerk als „Pufferbecken“ die Drosselabflüsse aller vorliegenden NWBA bis zum Jahr 2021 auf das Maß des Kläranlagenabflusses $Q_M = 350 \text{ l/s}$ drosselt. Das Einleitungsgewässer (Lenne) ist an dieser Stelle jedoch als ausreichend leistungsstark zu bezeichnen. Alle weiteren NWBA zeigen mit Dauern bis zu 16 Tagen (= 384 Stunden) pro Jahr zwar ein erheblich geringeres Entlastungsverhalten, befinden sich im Vergleich zum Ranking nach der Studie des IKT [11] jedoch im oberen Bereich. Ursächlich ist hier sicher der hohe Fremdwassereinfluss zu vermuten.

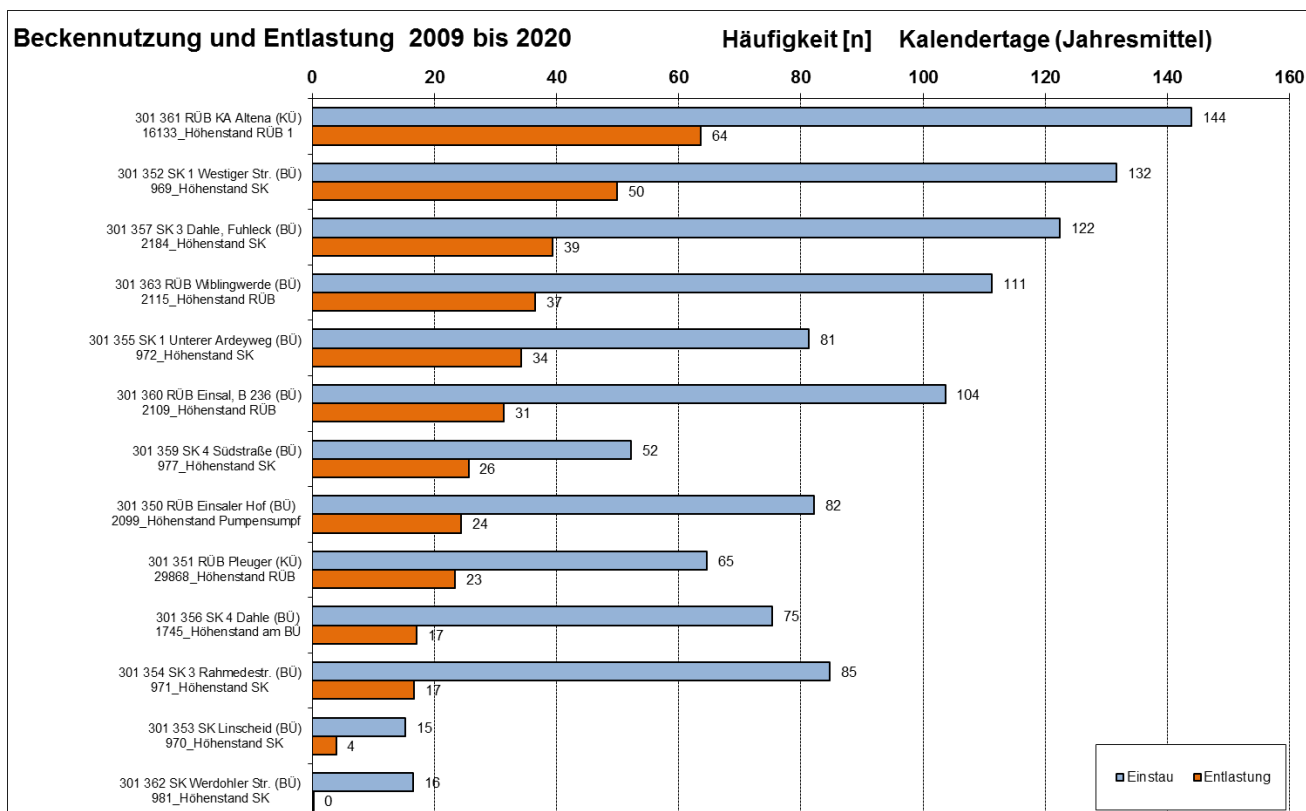


Bild 10: Mittlere Einstau- und Entlastungshäufigkeiten in Kalendertagen pro Jahr

Die Auswertung der mittleren Einstau- und Entlastungshäufigkeiten zeigt ein vergleichbares Bild zu den Einstau- und Entlastungsdauern. Auch hier zeigt das RÜB auf der Kläranlage die höchste Anzahl an Nutzungs- und Entlastungsereignissen. Bei den weiteren Bauwerken kommt es zu kleineren Verschiebungen innerhalb des Rankings, die jedoch keine bedeutsamen Defizite erkennen lassen.

Bei den dargestellten mittleren Einstau- und Entlastungshäufigkeiten pro Jahr ist zu beachten, dass eine Einstauhäufigkeit nur gezählt wird, wenn der Stauinhalt vorher vollständig entleert wird bzw. den Grenzwert des Einstaus unterschreitet. Bei der Entlastungshäufigkeit wird somit nur max. eine Entlastung pro Einstauereignis berücksichtigt (Einzelentlastung).

Als Hauptursache für das unterschiedliche Einstau- und Entlastungsverhalten der NWBA liegt vornehmlich in der Einstellung der Drosselabflüsse. Dies ist jedoch auch mit Blick auf die Leistungsfähigkeit der Gewässer nicht ungewollt. Die längsten Entlastungsdauern erfolgen vornehmlich in die Hauptgewässer Lenne und Rahmede, während sich die Emissionen in die leistungsschwächeren Nebengewässer erheblich geringer darstellen. Eine Ausnahme bildet das RÜB Wiblingwerde mit Einleitung in den Kreinberger Bach, dem jedoch ein RRB nachgeschaltet ist.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Niederschlagswasserbehandlungsanlagen ein inhomogenes Entlastungs- und Einstauverhalten mit Optimierungspotenzial aufweisen.

3.3.2 Defizitanalyse Niederschlagswasserbehandlung

In der IEP wird versucht, die Defizite der Niederschlagswasserbehandlung vorrangig durch eine Betriebsoptimierung und -abstimmung auf das tatsächliche Abflussgeschehen auszugleichen.

Gemäß der vorliegenden Schmutzfrachtberechnung ist das vorhandene Niederschlagswasserbehandlungsvolumen mit einem Volumen von 7.459 m³ für alle Zustände mehr als ausreichend. Im Gesamteinzugsgebiet stehen ohne vorgelagertes Kanalvolumen rd. 56 m³/ha (A_U) spezifisches Speichervolumen zur Verfügung.

Wie aus den Auswertungen der Füllstandsmessung (s. Bild 9 und Bild 10) zu ersehen ist, präsentiert sich das Einstau- und Entlastungsverhalten der NWBA als inhomogen. Weiterhin wird deutlich, dass vorhandenes Volumen am SK Linscheid und am SK Werdohler Straße kaum bzw. gar nicht genutzt wird. Innerhalb der IEP wird versucht, diese Defizite bei der Niederschlagswasserbehandlung durch eine Betriebsoptimierung und Drosselanpassung zu reduzieren.

Dies wird allerdings dadurch erschwert, dass die Becken nicht immer optimal angeordnet oder aufgrund von zu hoch eingeschätzten angeschlossenen Flächen überdimensioniert sind. Für eine optimale Nutzung des vorhandenen Volumens wären dann rechnerische Drosselabflüsse notwendig, die in der Praxis kaum betriebssicher umsetzbar wären.

Das Bild 11 zeigt das System der Hintereinanderschaltung der NWBA mit den entsprechend vorhandenen Datengrundlagen der bislang gültigen Schmutzfrachtberechnung aus 1997 [12].

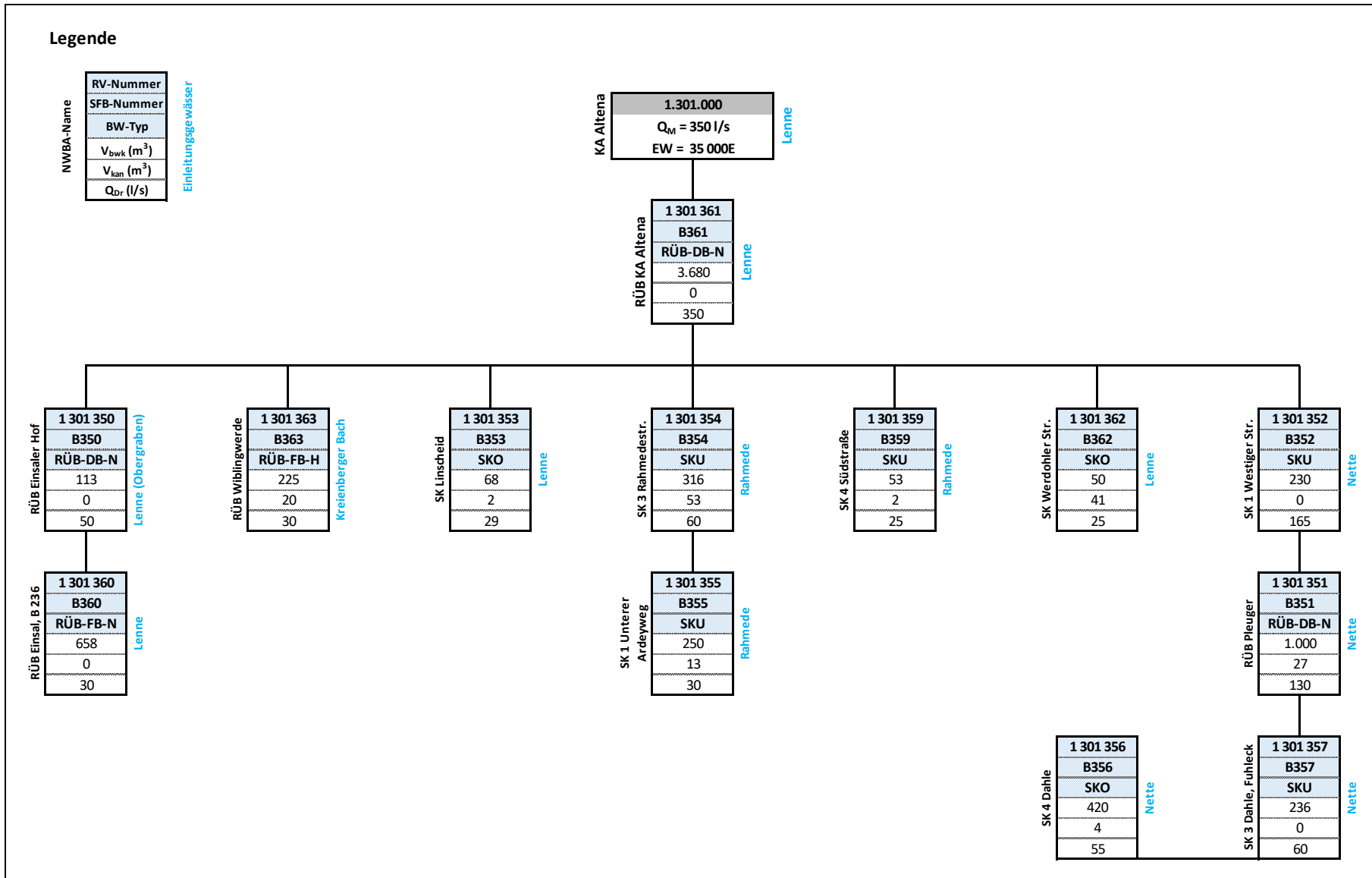


Bild 11: Systemplan und Hintereinanderschaltung der NWBA nach der SFB aus 1997 [12]

3.4 Gewässer

Innerhalb des EZG der KA Altena werden die Lenne, die Rahmede und die Nette als Oberflächenwasserkörper nach Europäischer Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) ausgewiesen. Detaillierte Betrachtungen zu diesen Gewässern sind im Immissionsbericht zu finden (s. Heft 2).

Für die Nette wurde im Jahr 2020 ein Niederschlags-Abfluss-Modell erstellt [9], um die dortigen Defizite durch mehrfache Ausuferungen bei Starkregen zu beschreiben und Lösungsvarianten zu erarbeiten. Die Nette mündet am südlichen Rand des Ortsteils Mühlendorf in die Lenne. Ein Großteil des Gewässers ist verrohrt. Zur Regulierung des Gewässerabflusses sind zwei Retentionsräume im Hauptschluss der Nette (RRB Pleuger und HRB Fuhleck) in der Nette integriert. Im unteren Verlauf wird der Gewässerabfluss durch zahlreiche MW-Einleitungen aus der Kanalisation beeinflusst (s. Kapitel 3.5.2). Trotz dieser Anlagen zeigt die Nette bei mittleren Hochwasserereignissen (HQ20) an vielen Stellen eine starke Überlastung der Leistungsfähigkeit.

Ebenso wurde im Jahr 2022 das Niederschlags-Abfluss-Modell für die Rahmede fertiggestellt [10], wobei auch verschiedene Maßnahmen zum Hochwasserschutz untersucht wurden. Im Wesentlichen zeigte sich, dass im Oberlauf der Rahmede der Abfluss auf einen potenziell natürlichen Abfluss gedrosselt werden könnte, jedoch im weiteren Verlauf die Abflusskapazitäten über große Abschnitte deutlich überschritten werden. Damit wurde das Ziel eines überflutungsfreien Abflusses in der Rahmede bei HQ100 nicht erreicht. Da die Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Rahmede aufgrund der dichten Bebauung bzw. Überbauung nicht möglich ist, sind in den betroffenen Abschnitten Objektschutzmaßnahmen vorzusehen.

3.5 Kanalisation

Das vorliegende Entwässerungsgebiet ist voll kanalisiert. Das Einzugsgebiet der KA Altena mit einer Fläche von ca. 840 ha setzt sich zu 18 % aus Flächen der Gemeinde Nachrodt-Wiblingwerde und zu 82 % aus der Stadt Altena zusammen. Die Kanalnetze sind in beiden Kommunen vollständig digital erfasst und wurden im Rahmen der Schmutzfrachtmodellierung als Datenbasis in das Berechnungsmodell übernommen.

Die Ableitung der Abwässer erfolgt zukünftig zu rd. 89 % im Mischverfahren. Rund 11 % des Einzugsgebietes werden im Trennverfahren entwässert. Die Zuordnung ist dem Gesamtübersichtsplan (Blatt 2) und den Fließschemata (Blatt 4 bis 6) zu entnehmen. Bereits heute sind im EZG der KA Altena 14 Regenüberläufe vorhanden, wobei 3 Überläufe im Entwässerungsnetz der Gemeinde Nachrodt-Wiblingwerde angeordnet sind (s. Tabelle 5). Der GEP der Stadt Altena sah den Neubau von 4 weiteren Regenüberläufen vor. Außerdem wurden Anpassungen und Umbaumaßnahmen an den bestehenden Bauwerken geplant und zum

Großteil schon umgesetzt. Alle Regenüberläufe sind für eine kritische Regenspende von $r_{\text{krit}} = 15 \text{ (l/s} \cdot \text{ha)}$ auszulegen, wobei eine Reduzierung aufgrund der Fließzeiten zu berücksichtigen ist.

Das vor den Entlastungsschwellen der RÜ aktivierbare Kanalvolumen beträgt insgesamt 367 m^3 . Die Nachweise zur entlasteten Schmutzfracht erfolgen sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung dieser Rückhaltevolumen. Darüber hinaus betreibt der Ruhrverband 13 Anlagen zur Niederschlagswasserbehandlung mit einem Gesamtspeichervolumen von $V = 7.459 \text{ m}^3$.

Im EZG der KA Altena befinden sich mehrere gemeindliche SW- und MW-Pumpwerke, die nicht in der vorliegenden IEP berücksichtigt werden, da diese keinen Einfluss auf die Schmutzfrachtberechnung haben.

Regenwasserkanäle und Regenrückhaltebecken im Regenwassernetz der Trenngebiete werden ebenfalls nicht im Abflusssystem der Schmutzfrachtberechnung abgebildet.

3.5.1 Fremdwasser

Das Einzugsgebiet der KA Altena weist für die Jahre 2011 bis 2019 mit einem mittleren Fremdwasserzuschlag von rd. 229 % einen stark erhöhten Fremdwasseranfall auf. Im Rahmen eines Untersuchungsvorhabens wurde mit Unterstützung des Landes Nordrhein-Westfalen (Ministerium für Klimaschutz, Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz NRW) sowie der beteiligten Aufsichtsbehörde (Bezirksregierung Arnsberg) ein Programm vereinbart, mit dem die Fremdwassersituation im EZG der KA Altena umfassend analysiert werden sollte. Übergeordnetes Ziel des Vorhabens war es, die bestehende Fremdwassersituation im EZG Altena/Nachrodt-Wiblingwerde und in fünf weiteren ausgewählten Kläranlageneinzugsgebieten des Ruhrverbandes (Projektphase 5) eingehend zu analysieren und Handlungsempfehlungen zur Vermeidung, Verminderung und zum Umgang mit Fremdwasser aufzuzeigen.

Das Messprogramm zur Quantifizierung und Lokalisierung der Fremdwasserquellen wurde gemeinsam von den Kommunen Altena und Nachrodt-Wiblingwerde, dem Ruhrverband und der RWG festgelegt und zwischen Dezember 2008 und Juli 2009 durchgeführt. Das Messprogramm für das EZG Altena/Nachrodt-Wiblingwerde umfasste 25 Abflussmengenmessungen, die an markanten Stellen des Kanalnetzes eingerichtet wurden. Diese Messungen bildeten ein Grobnetz mit jeweils eigenen Teileinzugsgebieten bzw. Messabschnitten. Weiterhin wurden zur genauen Lokalisierung im Kanalnetz punktuell Handmessungen durchgeführt.

Die Ergebnisse dieses Messprogramms wurden den Aufsichtsbehörden in Form eines Abschlussberichts [14] im September 2010 zur Verfügung gestellt.

3.5.2 Defizitanalyse Kanalisation

Für die Kanalisationsnetze in Altena und Nachrodt-Wiblingwerde wurden Generalentwässerungsplanungen (GEP) erstellt und in den Jahren 2014 bzw. 2018 von der Bezirksregierung Arnsberg zugestimmt. Die Erkenntnisse zu der tatsächlichen Leistungsfähigkeit der Drosseln in den Regenüberläufen werden in der IEP übernommen.

Der GEP Altena zeigte hydraulische Defizite im Lennetal auf. Zur hydraulischen Entlastung wurden als wesentliche Baumaßnahme der Neubau von vier zusätzlichen Regenüberläufen an Zuläufen des Hauptsammlers im Lennetal vorgesehen. Darüber hinaus wurde die Ertüchtigung der vorhandenen Regenüberläufe geplant. Ein weiterer Handlungsschwerpunkt liegt im Nettetal. Im Hauptsammler des Nettetals befanden sich insgesamt 46 nicht genehmigte und nicht den a.a.R.d.T. entsprechende Überläufe. Zur Beseitigung dieses Missstandes sah der GEP als wesentliche Maßnahme zur Sanierung den Neubau eines Regenüberlaufes im Bereich der Netter Schule mit einer Entlastungsleitung durch den Klusenstein zur Lenne vor. Über diesen Stollen würde auch ein Teil des Abflusses der Nette abgeleitet und damit der Hochwasserschutz in einem Zuge erheblich verbessert werden. Zur genauen Analyse der Hochwassersituation der Nette, in Verbindung mit der Sanierung der unerlaubten 46 MW-Einleitungen, beauftragte die Stadt Altena einen Hochwassernachweis für die Nette. Aufgrund der zahlreichen Einleitungen aus der Kanalisation ist das Abflussverhalten der Nette maßgeblich durch die Siedlungsabflüsse bestimmt, sodass auch das vorliegende Kanalnetzmodell in die Untersuchung einbezogen wurde. Das Ergebnis dieser Studie liegt seit Dezember 2020 vor [9], wobei 5 verschiedene Sanierungsvarianten für das Kanalnetz untersucht wurden. In Abstimmung mit der Bezirksregierung wurde die "Variante 3 a" als Vorzugsvariante präferiert. Diese Variante sieht neben der Außerbetriebnahme der unzulässigen Entlastungen eine Querschnittsvergrößerung des Hauptsammlers im Nettetal vor und zusätzlich den Neubau des RÜ Netter Schule mit einem vorgelagertem Volumen von 50 m³. Dieses System wird auch in der vorliegenden Schmutzfrachtberechnung der IEP berücksichtigt.

Der ZAP der Gemeinde Nachrodt-Wiblingwerde weist verschiedene Sanierungsschwerpunkte in der Kanalisation aus, deren Sanierung vornehmlich durch Querschnittserweiterungen bzw. durch Kanalneubau erfolgt. Eine Ertüchtigung der vorhandenen Regenüberläufe ist nicht erforderlich, da die maßgebenden Kriterien bereits heute eingehalten werden.

4. Berechnungsgrundlagen

4.1 Gebietskenngrößen

4.1.1 Einzugsgebiet

Der vorliegende Nachweis erstreckt sich auf das Gesamteinzugsgebiet der KA Altena. Die Abgrenzung der bebauten und kanalisierten Flächen basiert auf den vorliegenden Kanalnetzdaten der aktuellen Entwässerungsplanungen [15] und [16] unter Berücksichtigung der städtebaulichen Entwicklung entsprechend der gültigen Flächennutzungspläne. Mögliche künftige Bebauungen sind nach den Zielvorstellungen der Gemeinden berücksichtigt worden.

Im Gesamtübersichtsplan (Blatt 2) ist das festgelegte Gesamteinzugsgebiet dargestellt, wobei die Trenn- und Gewerbegebiete zur besseren Übersicht schraffiert wurden. Die Größe des kanalisierten Einzugsgebietes ($A_{E,k} = 839,8$ ha) wurde dabei über alle Planungszeiträume gleich angesetzt, um die Zuwachsraten im Gesamtgebiet besser bestimmen zu können.

Die Tabelle 8 zeigt die prognostizierten kanalisierten Flächen in den verschiedenen Entwässerungsverfahren.

Tabelle 8: Einzugsgebietsflächen $A_{E,k}$ der KA Altena

	Mischsystem	Trennsystem	Gesamteinzugsgebiet
	$A_{E,k, \text{Misch}}$ in ha	$A_{E,k, \text{Trenn}}$ in ha	$A_{E,k}$ in ha
Altena	627,2	58,7	685,9
Nachrodt-Wiblingwerde	117,7	36,2	153,9
Gesamtsumme	744,9	94,9	839,8

Die Verschneidung der Entwässerungsflächen mit den digitalen Daten der Luftbilddauswertung liefert den Anteil der befestigten Flächen in jedem Teileinzugsgebiet. Die Befliegungsdaten wurden noch mit aktuellen Grundkarten abgeglichen und angepasst.

Zur Berücksichtigung einer nachfolgenden Bebauung innerhalb des Planungszeitraumes wurden die Befestigungsgrade in den Teilgebieten angehoben. Für den Prognose-Zustand wird von einer weiteren Flächenversiegelung von ca. 0,35 %/a im Gesamteinzugsgebiet ausgegangen. Dieser Flächenzuwachs differiert jedoch in den einzelnen Teileinzugsgebieten aufgrund möglicher Flächenerschließungen.

In Tabelle 9 sind die befestigten Flächen im Ist- und im Prognose-Zustand zusammengestellt.

Tabelle 9: Befestigte Fläche $A_{E,b}$ des Kläranlageneinzugsgebiets

	Ist-Zustand (2021)		Prognose-Zustand (2031)	
	Mischsystem $A_{E,b,Misch}$ in ha	Trennsystem $A_{E,b,Trenn}$ in ha	Mischsystem $A_{E,b,Misch}$ in ha	Trennsystem $A_{E,b,Trenn}$ in ha
Altena	199,9	11,6	206,7	12,8
Nachrodt-Wiblingwerde	37,2	9,0	38,7	9,6
Gesamtsumme	237,1	20,6	245,4	22,4

Abgeleitet aus den Flächengrößen $A_{E,k}$ und $A_{E,b}$ berechnen sich die in Tabelle 10 aufgeführten Befestigungsgrade.

Tabelle 10: Mittlere Befestigungsgrade im Kläranlageneinzugsgebiet

	Ist-Zustand (2021) γ in %	Prognose-Zustand (2031) γ in %
Wohngebiete	28,9	30,1
Gewerbegebiete	38,0	39,0
Gesamt im Mittel	30,7	31,9

Bisher lagen bezüglich der befestigten Flächen im Rahmen der Schmutzfrachtberechnungen keine detaillierten Kenntnisse über flächenspezifische Abflussbeiwerte vor. Auf Basis des kalibrierten Niederschlagsabflussmodells können diesbezüglich nun nähere Angaben gemacht werden. Diese sind unter dem Kapitel 5.2.1 erläutert und in Tabelle 19 zusammenfassend dargestellt. Eine detaillierte Zusammenstellung bezüglich des entkoppelten Anteils und der Abflussbeiwerte in allen TEZG kann der Anlage 1.6, Heft 3 „Prognoseberechnung der Teilflächen“ entnommen werden.

4.1.2 Jahresniederschlagshöhe

Im Kläranlageneinzugsgebiet bzw. in der näheren Umgebung befinden sich drei Niederschlagsstationen, von denen die täglichen Niederschlagshöhen über mehrere Jahre vorliegen (s. Tabelle 11).

Tabelle 11: Langjährig gemessene Niederschlagshöhen im Bereich des Einzugsgebietes

	Auswertezeitraum		Zahl der Auswertejahre [a]	mittlerer Niederschlag [mm/a]
	Beginn	Ende		
Altena (DWD)	1985	2006	22	1.225
Versetalsperre (RV)	1986	2018	33	1.262
Iserlohn-Letmathe (DWD)	1985	2018	31	799
im Mittel				1.096

Zur Bestimmung des erforderlichen Gesamtspeichervolumens nach dem ATV-Arbeitsblatt A 128 [2] wurden die langjährigen Niederschlagshöhen des DWD (1981 bis 2010) zugrunde gelegt. Diese lagen als Rasterzellen mit einer Auflösung von 1 x 1 km vor. Eine geografische Verschneidung der Rasterzellen mit dem Kläranlageneinzugsgebiet ergab eine mittlere Niederschlagshöhe von 1.233 mm.

4.1.3 Einwohnerzahlen

Derzeit leben im Gesamteinzugsgebiet rd. 20.000 Einwohner, die an die Kanalisation angeschlossen sind. Die Auswertung der vergangenen 8 Jahre vor Aufstellung der IEP deutet einen Rückgang der Bevölkerungszahlen an. Auch wenn das Bundesamt für Statistik einen weiteren Bevölkerungsrückgang von ca. 15 % für die beiden Kommunen prognostiziert, wird für die Schmutzfrachtberechnung auch im Prognose-Zustand eine Einwohnerzahl von 20.000 angenommen (s. Tabelle 12). Die Verteilung auf die einzelnen Teileinzugsgebiete ist dem Heft 3, Anlage 1.6 zu entnehmen. Bezogen auf die reinen Wohngebiete beträgt die mittlere Einwohnerdichte rd. 30 E/ha.

Tabelle 12: Heutige und prognostizierte Einwohnerzahl im Kläranlageneinzugsgebiet

	Mischsystem		Trennsystem	
	Ist-Zustand (2021)	Prognose-Zustand (2031)	Ist-Zustand (2021)	Prognose-Zustand (2031)
Altena	14.958	14.958	1.042	1.042
Nachrodt-Wiblingwerde	3.140	3.140	860	860
Gesamtgebiet	18.098	18.098	1.902	1.902

4.1.4 Neigungsgruppe

Gemäß dem ATV-Arbeitsblatt A 118 [1] wird die Neigung eines Entwässerungsgebietes in vier Klassen unterteilt. Der über alle Teilgebiete gewichtete Mittelwert stellt sich für das EZG der KA Altena zu $NG_m = 2.9$ ein (s. Heft 3, Anlage 1.6).

4.2 Abflüsse

Der Schmutzwasserabfluss in der Kanalisation setzt sich aus einem häuslichen und einem gewerblichen Anteil zusammen. Der weiterhin zu berücksichtigende Fremdwasserabfluss stellt sich als Differenz aus Jahresabwassermenge und Jahresschmutzwassermenge ein. Während der Trockenwetterabfluss als Stundenwert direkt im Kläranlagenzufluss gemessen wird, berechnet sich der Schmutzwasserabfluss über die angeschlossenen Einwohner sowie dem gewerblichen Schmutzwasseranteil. Für die Auswertung der Kläranlagenzuflüsse standen Messreihen der Jahre 2011 bis 2021 zur Verfügung.

4.2.1 Trockenwetterabfluss

Die Auswertung der Trockenwetterabflüsse mit Darstellung der Jahresniederschlagshöhen in den Jahren 2011 bis 2021 wird in Bild 12 dargestellt. Zusätzlich wurde der Fremdwasserabfluss aus der Jahresschmutzwassermethode ($Q_{F,aM JSWM}$) und der 21-Tage-gleitenden-Minimum-Methode in der Grafik abgebildet. Die Zuflussmessung auf der KA Altena weist für die Jahre 2011 bis 2021 im Mittel einen Wert von $Q_{T,aM} = 92,7$ l/s auf. Mit einem gewählten Wert von $99,2$ l/s bestehend aus $Q_{H,aM} \approx 24,5$ l/s, $Q_{G,aM} \approx 4,3$ l/s + $5,3$ l/s und $Q_{F,aM JSWM} \approx 65,0$ l/s (siehe Kapitel 4.2.1.1, 4.2.1.2 und 4.2.1.3) sind damit ausreichende Reserven für die zukünftige Entwicklung im Einzugsgebiet vorhanden.

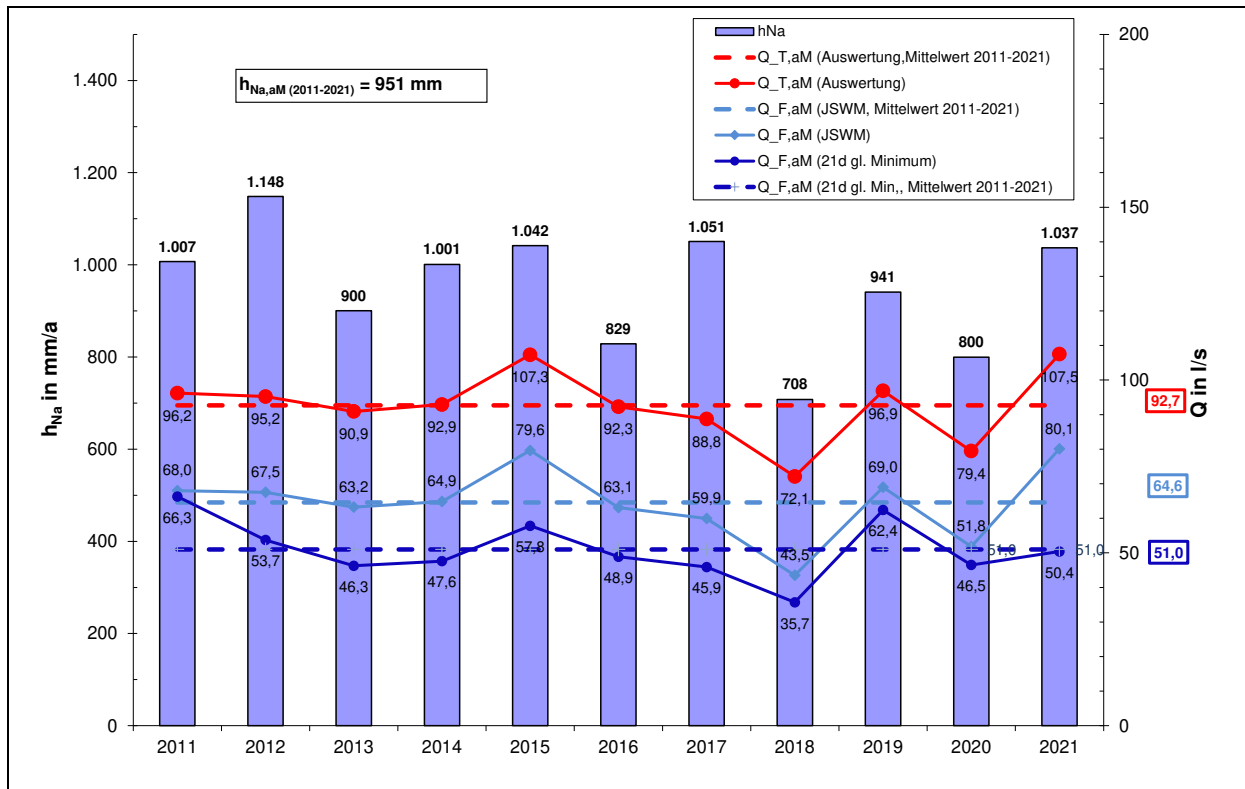


Bild 12: Trockenwetter- und Fremdwasserabflüsse mit Jahresniederschlagshöhen in den Jahren 2011 bis 2021 für die KA Altena

Bei der Betrachtung der Auswertung über die Jahre (s. Bild 12) fällt ebenfalls auf, dass der mittlere Trockenwetterabfluss ($Q_{T,aM}$) eine Abhängigkeit zum gefallenem Jahresniederschlag (h_{Na}) besitzt. Dies lässt darauf schließen, dass das Fremdwasser nicht nur als ständiger Basisabfluss, sondern auch als zusätzlicher Nachlauf infolge des Niederschlagsgeschehens auftritt.

Eine detaillierte Darstellung aller Trockenwetterauswertungen befindet sich in Heft 3, Anlage 1.3.

4.2.1.1 Häuslicher Schmutzwasserabfluss

Die Bestimmung des häuslichen Schmutzwasserabflusses basiert auf der gewählten Einwohnerzahl $EZ = 20.000$ E.

Unter Zugrundelegung des durchschnittlichen Wasserbedarfs und der Einwohnerzahlen errechnet sich nach Angaben der Gemeinden im EZG der KA Altena ein mittlerer Verbrauch von $106 \text{ l}/(\text{E} \cdot \text{d})$, wobei ein kleingewerblicher Anteil darin bereits enthalten ist. Für den Prognose-Zustand wird davon ausgegangen, dass der Wasserverbrauch konstant bleibt.

Der häusliche SW-Abfluss für das Gesamteinzugsgebiet wurde für den Ist-Zustand (2021) und für den Prognose-Zustand (2031) mit $Q_{H,aM} = 24,5 \text{ l/s}$ angesetzt.

4.2.1.2 Industrieller Schmutzwasserabfluss

Aus den Veranlagungslisten des Ruhrverbandes (s. Heft 3, Anlage 1.2) geht hervor, dass industrielles Abwasser in einem Umfang von $Q_{i,aM} = \text{rd. } 4,3 \text{ l/s}$ anfällt. Es sind jedoch in den Flächennutzungsplänen weitere Gebiete mit gewerblichem Anteil ausgewiesen. Diese wurden mit einer gewerblichen Schmutzwasserspense ($q_G = 0,05 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$), bezogen auf die kanalisierte Fläche $A_{E,k}$ berücksichtigt. Somit ergibt sich für den Ist-Zustand ein gewerblicher Abfluss von $Q_{G,aM} = 9,6 \text{ l/s}$.

4.2.1.3 Fremdwasserabfluss

Neben dem häuslichen und industriellen Schmutzwasser- sowie dem Niederschlagswasserabfluss gehört der Fremdwasserabfluss zu den Komponenten, die den Bau und Betrieb von Anlagen zur Abwasserbehandlung entscheidend beeinflussen. Beim Fremdwasser handelt es sich in der Regel um unverschmutztes Wasser, das auf unterschiedlichen Wegen und aus diffusen Quellen in die Kanalisation eintritt und dort zu einer Verdünnung des Schmutzwassers im Misch- oder Schmutzwasserkanal führt. Zu den häufigsten Ursachen für Fremdwassereintritte in die Kanalisation gehören schadhafte Abschnitte, die entweder dauerhaft oder temporär innerhalb des Grundwasserleiters liegen und bei denen es zu einer Infiltration von Grundwasser in den Kanal kommt. Eine weitere häufig vorzufindende Quelle für Fremdwassereintritte sind die an die Kanalisation angeschlossenen Haus- und Grundstücksdränagen, die ebenfalls eine Dränierung des Grundwassers bewirken. Darüber hinaus können auch Bachläufe, die insbesondere nach längeren Regenereignissen ansteigen, zu einem erheblichen Eintrag von Fremdwasser führen, sofern sie direkt an die Kanalisation angeschlossen sind.

Das in die Kanalisation eingedrungene Fremdwasser behindert auf vielfältige Weise einen optimalen Betrieb der Anlagen zur Abwasserableitung und -behandlung und ist daher eine grundsätzlich unerwünschte Abflusskomponente, sodass sich Maßnahmen zur Vermeidung bzw. Verminderung des Fremdwasseranfalls in jedem Fall günstig auf die Abwasserbehandlungseffizienz der Ortsentwässerung auswirken.

Im EZG der KA Altena ermittelt sich der mittlere Fremdwasseranteil (Q_F) als Differenz des berechneten Schmutzwasserabflusses ($Q_H + Q_G$) zum gemessenen Trockenwetterabfluss (Q_T) der Auswertejahre 2011 bis 2021. In der Vorauswertung ergibt sich nach der JSWM-Methode ein Fremdwasserabfluss im Gesamteinzugsgebiet von $Q_F = 64,6 \text{ l/s}$. Dies bedeutet einen Fremdwasserzuschlag (FWZ) von rd. 230 % bezogen auf den ermittelten Schmutzwasserabfluss $Q_{S,aM}$ von $28,1 \text{ l/s}$. Die Fremdwasserabflussspense $q_F = 0,25 \text{ l/(s} \cdot \text{ha } A_{E,b})$ ist gemäß ATV A 128 relativ hoch. Seit 2011 wurden seitens des Abwasserwerkes Altena um-

fangreiche Fremdwassersanierungsmaßnahmen durchgeführt. Dies spiegelt sich anscheinend in den Folgejahren in einem kontinuierlichen Rückgang in der auf der Kläranlage gemessenen Jahresschmutzwassermenge wider. Dieser Fremdwasserrückgang ist jedoch auch unter Berücksichtigung der niederschlagsärmeren Jahre 2016 und 2018 zu bewerten. Das langjährige Mittel weist einen Fremdwasserabfluss $Q_{F,aM}$ (gl. 21-d Min.) von 51,0 l/s auf.

Für den Ist- und den Soll-Zustand wird mit einem mittleren Fremdwasserabfluss $Q_{F,aM}$ (gl. 21-d Min.) = 50,0 l/s gerechnet. Weitere geplanten Sanierungsmaßnahmen zur Reduzierung des Fremdwasseraufkommens lassen jedoch ein weiteres Absinken vermuten, sodass für die Prognoseberechnungen ein Abfluss von $Q_{F,aM}$ (gl. 21-d Min.) = 42,9 l/s unterstellt wird.

Aufgrund der unterschiedlichen Jahresgänge an der Abflussmessstelle der KA Altena wird für die Nachweisberechnungen ein mittlerer Jahresgang für den grundwasserbasierten Fremdwasserabfluss über die letzten fünf Jahre gewählt. Dieser ist in Bild 13 dargestellt und wurde für alle TEZG gleich angesetzt. Darüber hinaus erfolgte modelltechnisch noch eine getrennte Abbildung des niederschlagsbedingten Fremdwasserabflusses (Nachlauf).

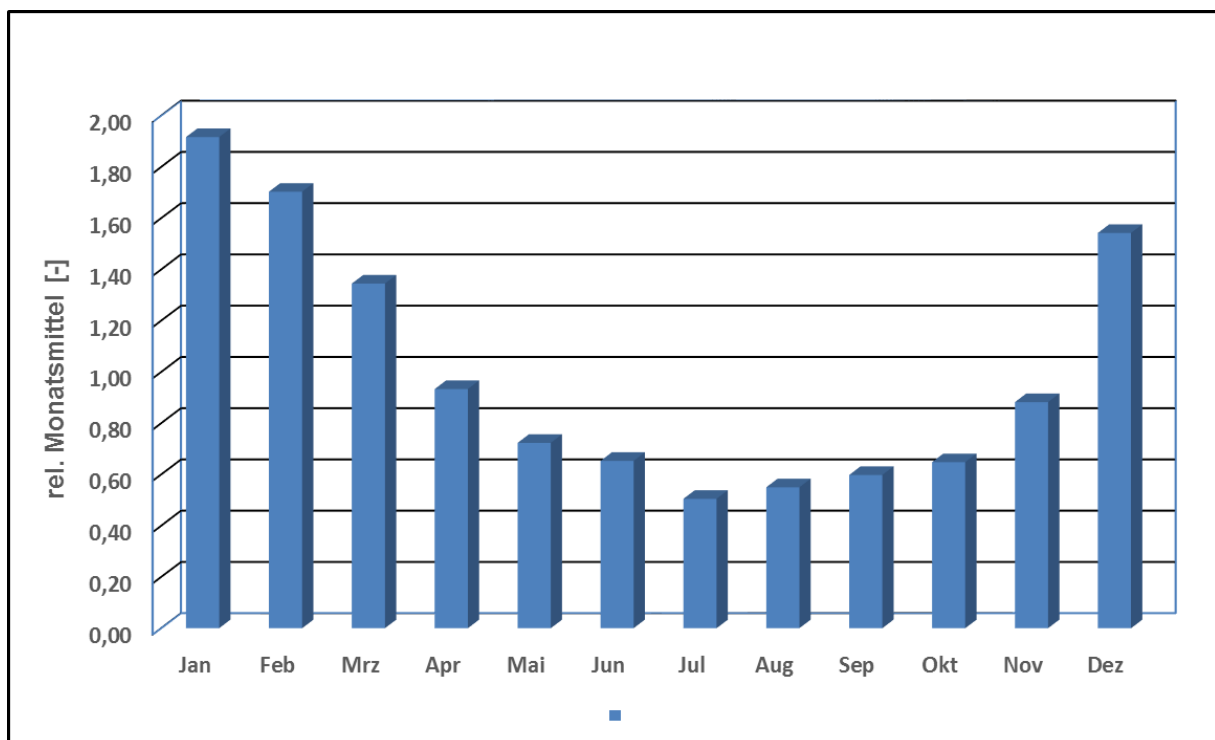


Bild 13: Gewählter mittlerer Jahresgang des Basisfremdwasserabflusses im EZG der KA Altena

Im Vorfeld der Integralen Entwässerungsplanung wurde im Rahmen eines durch das Ministerium für Klimaschutz, Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz NRW (MKULNV) und unter Beteiligung der Bezirksregierung Arnsberg geförderten Untersuchungsvorhabens ein Messprogramm zur umfassenden Untersuchung der Fremdwassersituation im EZG der KA Altena [14] durchgeführt.

Das Messprogramm zur Quantifizierung und Lokalisierung der Fremdwasserquellen wurde gemeinsam von den Kommunen Altena und Nachrodt-Wiblingwerde, dem Ruhrverband und der RWG festgelegt und zwischen Dezember 2008 und Juli 2009 durchgeführt. Das Messprogramm für das EZG Altena/Nachrodt-Wiblingwerde umfasste insgesamt 25 Abflussmengenmessungen, die an markanten Stellen des Kanalnetzes eingerichtet wurden. Diese Messungen bildeten ein Grobnetz mit jeweils eigenen Teileinzugsgebieten bzw. Messabschnitten. Weiterhin wurden zur genauen Lokalisierung im Kanalnetz punktuell Handmessungen durchgeführt.

In Summe über das gesamte Kläranlageneinzugsgebiet (Mst_20, Zufluss KA Altena) berechnet sich während der halbjährigen Messkampagne ein Fremdwasserabfluss nach der JSWM-Methode ein Fremdwasseranteil von $Q_{F,JSWM} = 90,6$ l/s und nach der Methode des 21-Tage Minimum $Q_{F,21-d-min} = 62,0$ l/s.

Die Fremdwasserverteilung, basierend auf den spezifischen Werten q_F in l/(s · ha) bezogen auf die befestigte Fläche ($A_{E,b}$), ist in Bild 14 für das Kläranlageneinzugsgebiet dargestellt.

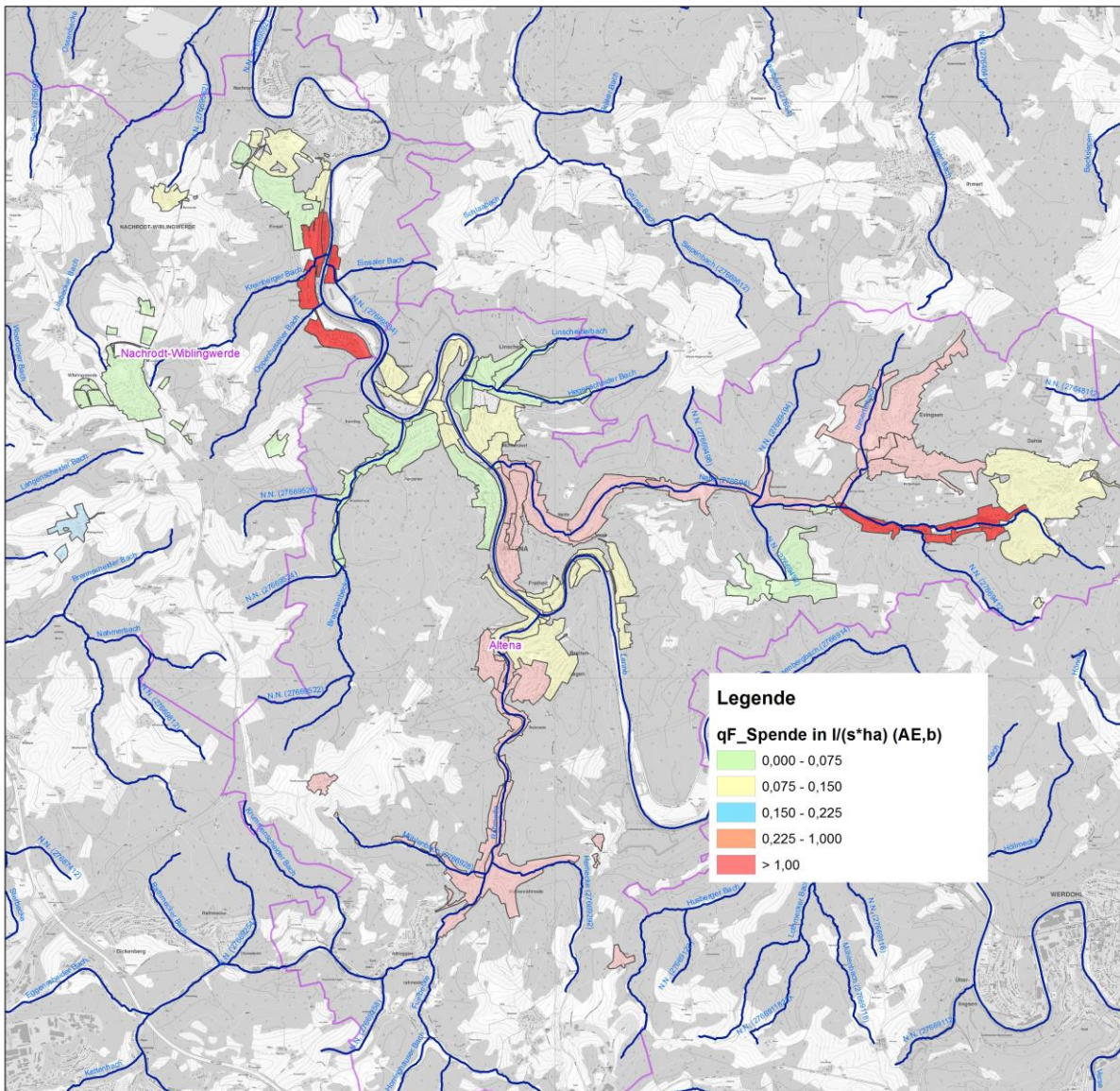


Bild 14: Verteilung der Fremdwasserspenden im EZG der KA Altena

Als spezifische Fremdwasserschwerpunkte mit Spenden $q_F > 1,0 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$ zeigen sich im Verlauf der Nette der Bereich zwischen SK 4 Dahle und RÜB Pleuger sowie in Nachrodt-Wiblingwerde im Teilgebiet vor dem RÜB Einsaler Hof. Erhöhte Fremdwasserabflüsse wurden während der Messkampagne auch in weiten Bereichen im Rahmedetal, im Lennetal und an der Nette bzw. dem Ihmerter Bach gefunden. Eine zahlenmäßige Zusammenstellung der Fremdwasseranteile an den einzelnen Messstellen zeigt die Tabelle 13.

Tabelle 13: Zusammenstellung der Fremdwasserverteilung anhand der stationären Messstellen im EZG der KA Altena aus der Messkampagne

Messstelle	Bezeichnung	Messphase 2009	gl. 21-d Minimum-Methode (langjähriges Mittel)	
		FW-Anteil	$Q_{F,aM}$ (direkt)	$Q_{F(AE,b)}$
		[%]	[l/s]	[l/(s · ha)]
Nachrodt-Wiblingwerde				
Mst_17	Zufluss PW Brenscheid	0,6	0,37	0,170
Mst_21	Abfluss PW RÜB Wiblingwerde (Drossel)	0,2	0,12	0,008
Mst_15	Zufluss RÜB Einsal B236 Eichendorfstraße	1,3	0,81	0,083
Mst_16	Zufluss RÜB Einsal B236 Bachstraße	1,0	0,62	0,068
Mst_22	Abfluss RÜB Einsal B236 (Drossel)	Daten nicht verwendet		
Mst_24	Abfluss PW RÜB Einsaler Hof	17,1	10,58	1,097
Altena (Rahmede)				
Mst_07	Zufluss SK 1 Unterer Ardeyweg	11,0	6,82	0,368
Mst_08	Zufluss SK 3 Rahmedestraße	13,7	8,49	0,593
Altena (Nette)				
Mst_05	Zufluss SK 4 Dahle	4,5	2,79	0,126
Mst_14	Zufluss RÜB Pleuger (Dahle)	10,1	6,25	1,174
Mst_13	Zufluss RÜB Pleuger (Evingsen)	10,9	6,75	0,278
Mst_12	Zufluss RÜB Pleuger (Nettenscheid)	1,0	0,62	0,063
Mst_25	Abfluss RÜB Pleuger	0,0	0,00	0,123
Mst_06	Zufluss SK Westiger Straße	4,8	2,98	0,270
Mst_04	Abfluss Nettetal (gesamt)	6,0	3,71	0,232
Altena (Lenne)				
Mst_23	Abfluss PW Winkelsen	0,2	0,12	0,123
Mst_09	Zufluss RÜ Steinerne Brücke	1,1	0,68	0,113
Mst_19	Abfluss Altena-Süd (Pott-Jost-Brücke)	3,1	1,92	0,123
Mst_18	Abfluss Altena-Süd (Mittlere Brücke)	Daten nicht verwendet		
Mst_03	Abfluss Altena-Süd	7,4	4,58	0,443
Mst_10	Abfluss Behördenviertel	1,0	0,62	0,069
Mst_11	Abfluss Linscheid	0,9	0,56	0,042
Mst_01	Abfluss Kernstadt Altena (gesamt)	1,8	1,12	0,123
Mst_02	Zufluss RÜ Knerling	0,9	0,56	0,038
Mst_20	Zufluss Kläranlage	1,5	0,93	0,443
KA Altena		100	62,00	0,246

Die Absolutwerte der Fremdwasserabflüsse aus der halbjährlichen Messkampagne können in der Schmutzfrachtberechnung jedoch nicht direkt eingesetzt werden, allerdings dienen die Fremdwasseranteile dazu, den heutigen gewählten Wert für den Gesamtfremdwasserabfluss ($Q_F = 50$ l/s, s. Kapitel 4.2.1.3) regional den jeweiligen Messstellen zuzuordnen. Hierbei ist

jedoch zu berücksichtigen, dass das Abwasserwerk Altena inzwischen Sanierungsmaßnahmen zur Fremdwasserminderung unternommen haben.

Tabelle 14: Zusammenstellung der Fremdwasserverteilung anhand der stationären Messstellen im EZG der KA Altena für den Ist- und Prognose- Zustand der Schmutzfrachtberechnung

Messstelle	Bezeichnung	Maß der FW- Minderung Ist/Prog	FW-Anteil		Q _{F,aM} (direkt) gl. 21-d Minimum-	
			Ist	Prog	Ist	Prog
		[%]	[%]	[%]	[l/s]	[l/s]
Nachrodt-Wiblingwerde						
Mst_17	Zufluss PW Brenscheid	14/-	0,6	0,7	0,32	0,32
Mst_21	Abfluss PW RÜB Wiblingwerde (Drossel)	11/-	0,2	0,3	0,11	0,11
Mst_15	Zufluss RÜB Einsal B236 Eichendorfstr.	13/-	1,4	1,6	0,70	0,70
Mst_16	Zufluss RÜB Einsal B236 Bachstraße	10/-	1,1	1,3	0,56	0,56
Mst_22	Abfluss RÜB Einsal B236 (Drossel)	Daten nicht verwendet				
Mst_24	Abfluss PW RÜB Einsaler Hof	11/25	18,9	16,5	9,44	7,08
Altena (Rahmede)						
Mst_07	Zufluss SK 1 Unterer Ardeyweg	24/10	10,4	10,8	5,18	4,66
Mst_08	Zufluss SK 3 Rahmedestraße	11/20	15,2	14,1	7,58	6,07
Altena (Nette)						
Mst_05	Zufluss SK 4 Dahle	29/10	4,0	4,1	1,98	1,78
Mst_14	Zufluss RÜB Pleuger (Dahle)	20/20	10,1	9,4	5,04	4,03
Mst_13	Zufluss RÜB Pleuger (Evingsen)	38/10	8,4	8,8	4,20	3,78
Mst_12	Zufluss RÜB Pleuger (Nettenscheid)	11/-	1,1	1,3	0,55	0,55
Mst_25	Abfluss RÜB Pleuger		0,0	0,0	0,02	0,02
Mst_06	Zufluss SK Westiger Straße	20/15	4,8	4,7	2,39	2,04
Mst_04	Abfluss Nettetal (gesamt)	12/20	6,6	6,1	3,29	2,63
Altena (Lenne)						
Mst_23	Abfluss PW Winkelsen	19/-	0,2	0,2	0,10	0,10
Mst_09	Zufluss RÜ Steinerne Brücke	11/-	1,2	1,4	0,61	0,61
Mst_19	Abfluss Altena-Süd (Pott-Jost-Brücke)	12/-	3,4	3,9	1,69	1,69
Mst_18	Abfluss Altena-Süd (Mittlere Brücke)	Daten nicht verwendet				
Mst_03	Abfluss Altena-Süd	37/-	5,7	6,7	2,87	2,87
Mst_10	Abfluss Behördenviertel	10/-	1,1	1,3	0,56	0,56
Mst_11	Abfluss Linscheid	12/-	1,0	1,1	0,49	0,49
Mst_01	Abfluss Kernstadt Altena gesamt)	11/-	2,0	2,3	0,99	0,99
Mst_02	Zufluss RÜ Knerling	14/-	1,0	1,1	0,48	0,48
Mst_20	Zufluss Kläranlage	9/-	1,7	2,0	0,85	0,85
KA Altena		19/14	100	100	50,00	42,97

Diese fanden vornehmlich in den Bereichen der Messstellen Mst_03, Mst_05, Mst_06, Mst_07, Mst_13 und Mst_14 statt. Für den Ist-Zustand wird daher für diese Teilgebiete gegenüber den übrigen Messstellen eine größere Fremdwasserreduzierung unterstellt,

sodass sich eine angepasste Fremdwasserverteilung (s. Tabelle 14) ergibt, die dann für das regional unterschiedliche Fremdwasseraufkommen auf Basis der für den Ist-Zustand gewählten $Q_{F,aM} = 50$ l/s genutzt wird. Gegenüber dem Zeitpunkt des Messprogrammes zur Fremdwasseruntersuchung wird von einer durchschnittlichen Fremdwasserreduzierung von rd. 19 % ausgegangen.

Sowohl für Altena als auch für Nachrodt-Wiblingwerde wird durch weitere Sanierungsmaßnahmen eine zusätzliche Verringerung des Fremdwasseranteils möglich sein. Der ZAP in Nachrodt geht von einer Halbierung des Fremdwasseraufkommens bis zum Jahr 2045 aus. Auch das Abwasserwerk Altena plant weitere Sanierungsmaßnahmen auf Basis der Messkampagne des RV. Für den Prognose-Zustand der SFB wird daher eine weitere Reduzierung des Fremdwasseranteils um 14 % auf dann rd. $Q_F = 43,0$ l/s zugrunde gelegt.

Aus dem Abschlussbericht der Fremdwasserlokalisierung [14] geht hervor, dass die identifizierten Fremdwasserquellen im EZG der KA Altena rd. 68 % des Gesamtfremdwasseranfalls ausmachen. Trotz Handmessungen und Kamerabefahrungen konnten rd. 32 % der Fremdwasserquellen nicht eindeutig zugeordnet werden. Hierbei handelt es sich im Wesentlichen um diffuse Quellen, vermutlich aus privaten Drainage- und Hausanschlüssen.

Die Fremdwasserabflüsse nach dem gleitenden 21-d Minimum werden als ständiger Fremdwasseranteil (mit mittlerem Jahresgang nach Bild 13) über die Teileinzugsgebiete modelltechnisch abgebildet, während die höheren, niederschlagsabhängigen Fremdwasserabflüsse (Nachlauf) über ein spezifisches Fremdwassermodul anzukalibrieren sind. Der niederschlagsbedingte Fremdwassernachlauf wird in der Schmutzfrachtmodellierung als zusätzlicher Abfluss aus den durchlässigen Flächen berücksichtigt. Die Abflusskonzentration erfolgt mit Hilfe einer linearen Speicherkaskade, wobei die Abflussmenge als Anteil an der durchlässigen Fläche (a_{QF}) ausgedrückt wird, während der zeitliche Verlauf durch die Retentionskonstante (k_{QF}) bestimmt ist.

Die Fremdwasserreduzierung im Nachlauf erfolgt durch die prozentuale Verkleinerung der durchlässigen fremdwasserbildenden Einzugsgebietsflächen (a_{QF}).

Die summarischen Fremdwasseranteile für die einzelnen Planungsstufen der Schmutzfrachtberechnung sind in Tabelle 15 aufgeführt.

Tabelle 15: Gewählte Fremdwasserabflüsse, -spenden und -anteile in den einzelnen Planungszuständen

		Ist-Zustand (2021)	Soll-Zustand (2024)	Prognose-Zustand (2031)
Q_F (21-d gl. Min.) EZG Altena	[l/s]	38,8	38,8	34,3
Q_F (21-d gl. Min.) EZG Nachrodt-Wiblingwerde	[l/s]	11,2	11,2	8,6
Q_F (21-d gl. Min.) GEZG KA Altena	[l/s]	50,0	50,0	42,9
q_F (21-d gl. Min. bezogen auf $A_{E,b}$)	[l/(s · ha)]	0,198	0,198	0,170
Q_F (JSWM) EZG Altena	[l/s]	50,4	50,4	44,6
Q_F (JSWM) EZG Nachrodt-Wiblingwerde	[l/s]	14,6	14,6	11,2
Q_F (JSWM) GEZG KA Altena	[l/s]	65,0	65,0	55,8
q_F (JSWM bezogen auf $A_{E,b}$)	[l/(s · ha)]	0,252	0,252	0,208
Fremdwasserzuschlag (Q_F zu Q_S)	[%]	190	190	163

Aus den gewählten Abflussanteilen ergeben sich für die Schmutzfrachtberechnung die in Tabelle 16 aufgeführten Summenwerte des mittleren Trockenwetterabflusses nach der Jahresschmutzwassermethode (JSWM). Die detaillierten Trockenwetterabflüsse können der Zusammenstellung der Teilflächen in Anlage 1.6 auf Basis der gl. 21-d Minimum-Methode und in Anlage 1.5 „Entwicklung im Gesamteinzugsgebiet“ auf Basis der Jahresschmutzwassermethode (JSWM) entnommen werden.

Tabelle 16: Abflüsse im Tagesmittel

		Ist-/Soll-Zustand		Prognose-Zustand (2031)	
		Altena	Nachrodt	Altena	Nachrodt
häuslicher SW-Abfluss $Q_{H,aM}$	[l/s]	19,8	4,7	19,8	4,7
gewerblicher SW-Abfluss $Q_{G,aM}$	[l/s]	9,3	0,3	9,3	0,3
Fremdwasserabfluss $Q_{F,aM(JSWM)}$	[l/s]	50,4	14,6	44,6	11,2
Trockenwetterabfluss $Q_{T,aM(JSWM)}$	[l/s]	79,6	19,6	73,7	16,2

Die Tagesspitze des Trockenwetterabflusses lässt sich am genauesten durch Messungen ableiten. Diese liegen jedoch nur für den Kläranlagenabfluss vor. Die in den Teilgebieten meist höheren Spitzenwerte werden durch Überlagerung der Ganglinien bis zur Kläranlage stetig abgeflacht. Die Bestimmung des stündlichen Spitzenabflusses erfolgt gemäß ATV-Arbeitsblatt A 128 [2] auf Basis des Kläranlagenzuflusses.

Für den häuslichen Schmutzwasseranteil wird dabei ein Faktor $x_H = 10$ gewählt, für den industriellen SW-Anteil $x_G = 12$, während der Fremdwasserabfluss konstant über 24 Stunden angesetzt wird. Auf dieser Basis berechnen sich die in Tabelle 17 dargestellten Spitzenabflüsse bei Trockenwetter für das Gesamteinzugsgebiet der KA Altena. Die Verteilung der einzelnen Teilgebiete wird in Anlage 1.6 aufgeführt.

Tabelle 17: Abflüsse in der Tagesspitze

		Ist-/Soll-Zustand		Prognose-Zustand (2031)	
		Altena	Nachrodt	Altena	Nachrodt
häuslicher SW-Abfluss $Q_{H,max}$	[l/s]	47,6	11,3	47,6	11,3
gewerblicher SW-Abfluss $Q_{G,max}$	[l/s]	18,6	0,6	18,6	0,6
Fremdwasserabfluss $Q_{F,aM(JSWM)}$	[l/s]	50,4	14,6	44,6	11,2
Trockenwetterabfluss $Q_{T,h,max,aM(JSWM)}$	[l/s]	116,6	26,5	110,8	23,1

4.2.2 Mischwasserabfluss zur Kläranlage

Der Mischwasserabfluss zur KA Altena lag vor dem Neubau bei $Q_M = 350$ l/s, bei einer Ausbaukapazität von 35.000 EW. Die tatsächliche EW-Belastung bei 60 g BSB/(E · d) beträgt lediglich 14.100 EW. Dies liegt nicht zuletzt an strukturellen Änderungen im Einzugsgebiet sowie an den seit Jahren rückläufigen Einwohnerzahlen. Der Neubau der KA Altena basiert daher auf einer Anschlussgröße von 20.000 EW und einem maximalen Mischwasserabfluss von 300 l/s.

4.2.3 Regenabfluss

Nachfolgende Daten beziehen sich auf das Gesamteinzugsgebiet der Niederschlagswasserbehandlung („EZG NWB“). Das RÜB auf der Kläranlage ist dabei das einzige netzabschließende Bauwerk. Auch weitere Zuflüsse aus direkt an die Kläranlage angeschlossenen Teilgebieten sind nicht vorhanden.

4.2.3.1 Regenabfluss aus Trenngebieten

In Trenngebieten ist auch im Schmutzwasserkanal ein Eintrag von Niederschlagsabfluss (z.B. durch Schachtöffnungen) kaum zu vermeiden. Dieser Anteil ist bei der Dimensionierung der Mischwasserbehandlungsanlagen zu berücksichtigen. Da keine Messungen über die Größe dieses Anteils vorliegen, wird vereinfachend ein Zuschlag von mindestens 100 % des mittleren Schmutzwasserabflusses berücksichtigt, der sich im Ist-Zeitraum mit $Q_{R,Tr} = 2,9$ l/s und im Prognose-Zeitraum ebenfalls zu $Q_{R,Tr} = 2,9$ l/s berechnet.

4.2.3.2 Kritischer Regenwasserabfluss $Q_{r,krit}$

Der kritische Regenwasserabfluss an den einzelnen Entlastungsbauwerken wird nach dem ATV-Arbeitsblatt A 128 [2], Kapitel 6.2.6 als Produkt aus der kritischen Regenspende und der angeschlossenen undurchlässigen Fläche berechnet. Alle Entlastungen sind für eine kritische Regenspende auf Basis $r_{krit} = 15 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$ auszulegen. Da mit wachsender Fließzeit im Teileinzugsgebiet eine Abflachung der Abflusskurve eintritt, darf die kritische Regenspende in Abhängigkeit der Fließzeit im direkten Teileinzugsgebiet abgemindert werden.

Es ist zu beachten, dass der q_R -Wert [$\text{l/(s} \cdot \text{ha)}$] in den Ergebnisausdrücken der MOMENT-Schmutzfrachtberechnung [3] „Gebiets- und Systemkenngrößen“ in Anlage 3 immer eine Schnittgröße des bis zu diesem Punkt bearbeiteten Einzugsgebietes ist. Die Spende r_{krit} ist darin enthalten. Die Ergebnisse zeigen, dass der vorhandene Drosselabfluss der Regenüberläufe der Forderung nach $r_{krit} = 15 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$ genügt bzw. darüber liegt.

4.2.3.3 Kritischer Mischwasserabfluss Q_{krit}

Der kritische Mischwasserabfluss ist die Summe aus dem Tagesmittelwert des Trockenwetterabflusses und dem kritischen Regenabfluss aus dem direkten Einzugsgebiet. Bei NW-Behandlungsanlagen sind weiterhin deren Drosselabflüsse zu berücksichtigen. Der erforderliche Mindestabfluss Q_{krit} wird für jeden Regenüberlauf in den Ergebnisausdrücken der Simulation ausgewiesen, wobei die zulässige Abminderung nach A 128 [2] aufgrund der Fließzeiten berücksichtigt wird.

4.2.3.4 Regenabflussspende q_R

Die Regenabflussspende hat maßgebenden Einfluss auf die Bestimmung des erforderlichen Gesamtspeichervolumens und ändert sich in Abhängigkeit des Ausbauzustandes im Einzugsgebiet der Kläranlage. Als Bezugsbasis wird die undurchlässige Fläche A_u im Mischsystem angesetzt.

$$q_R = (Q_M - Q_{T,aM} - Q_{R,Tr}) / A_u$$

$$q_{R,(Ist-Zustand\ 2021)} = (300 - 99,2 - 2,9) / 132,4 = 1,50 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$$

$$q_{R,(Soll-Zustand\ 2024)} = (300 - 99,2 - 2,9) / 132,4 = 1,50 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$$

$$q_{R,(Prognose-Zustand\ 2031)} = (300 - 90,0 - 2,9) / 137,1 = 1,51 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$$

Alle drei Spenden spiegeln normale Verhältnisse wider und lassen erwarten, dass das erforderliche Gesamtspeichervolumen nicht überproportional hoch sein wird. Die Regenabflussspende zur Kläranlage ist ebenso wie der Auslastungsgrad ein Indiz für die Plausibilität der Bemessungsdaten.

4.2.4 Trockenwetterkonzentration $C_{CSB,T}$

Ein weiterer wichtiger Parameter zur Bestimmung des erforderlichen Gesamtspeichervolumens und zur Verteilung auf die Einzelstandorte ist die CSB-Konzentration im Trockenwetterabfluss. Der Mittelwert der volumenproportionalen 24-h-Mischproben des Zulaufes liegt bei rd. 212 mg/l CSB (s. Heft 3, Anlage 1.1).

Ausgehend von diesem Mittelwert werden die Verschmutzungsanteile im häuslichen Schmutzwasseranteil zurückgerechnet, wobei von einem unverschmutzten Fremdwasseranteil ausgegangen wird. Da eine Erhöhung aufgrund von Neuansiedlungen kaum zu erwarten ist, wird dieser Wert auch in der Prognose-Berechnung verwendet. Die detaillierten Verschmutzungen sind jedoch nur im Nachweisverfahren von Bedeutung. Bei der Ermittlung des erforderlichen Gesamtspeichervolumens ist von einer Bemessungskonzentration $C_{CSB,T} = 600$ mg/l auszugehen, die den örtlichen Verhältnissen über Einflussfaktoren anzupassen ist.

5. Kalibrierung des Berechnungsmodells

Innerhalb der früheren Schmutzfrachtberechnung [12] wurden modelltechnisch eher konservative Annahmen bezüglich der Grundlagendaten berücksichtigt.

Diese konservativen Annahmen sind insbesondere:

- *Ansatz der befestigten Flächen als voll abflusswirksam*
Erfahrungsgemäß ist tatsächlich nur ein Teil der aus den Luftbildauswertungen abgeleiteten befestigten Flächen direkt an die Kanalisation angeschlossen und damit abflusswirksam. Da bislang keine detaillierten Kenntnisse über den abflusswirksamen Anteil vorlagen, wurde in der Regel $A_{E,b} = A_u$ angenommen. Auf Basis der 6-monatigen Abflussmesskampagne im Rahmen der Fremdwasseruntersuchung [14] können nun erstmals für die einzelnen Teileinzugsgebiete die abflusswirksamen Anteile mit Hilfe von Kalibrierungsberechnungen ermittelt werden. Da die Größe der abflusswirksamen Fläche einen hohen Einfluss auf das erforderliche Gesamtspeichervolumen hat, wird damit auch eine kostenoptimierte Auslegung der Niederschlagswasserbehandlung möglich.
- *Ansatz von sogenannten Fließzeitsammlern zur Verknüpfung der NWBA*
Bislang wurde bei der Schmutzfrachtmodellierung die Verknüpfung der einzelnen NWBA

durch sogenannte Fließzeitsammler realisiert, ohne dass hierbei die exakten geometrischen Verhältnisse der Kanalisation - wie Haltungslänge, Durchmesser der Kanäle sowie Höhenlage - im Detail berücksichtigt wurden. Hierdurch war es beispielsweise nicht möglich, im Kanalnetz vorgelagertes Volumen im Rahmen der Schmutzfrachtmodellierung zu aktivieren. Im Rahmen der nunmehr zu erstellenden Schmutzfrachtsimulationen wird - sofern die entsprechenden Kanaldaten vorliegen - das Kanalnetz weitgehend realitätsnah abgebildet und damit die Möglichkeit geschaffen, den tatsächlichen Fließverlauf abzubilden sowie etwaige Überlastungen bereits im Vorfeld einer hydrodynamischen Kanalnetz-berechnung tendenziell zu erkennen. In diesem Zusammenhang ist es allerdings wichtig darauf hinzuweisen, dass nicht das gesamte Kanalnetz detailliert abgebildet wird, sondern nur die hydraulisch und schmutzfrachttechnisch bedeutsamen Hauptsammler, um den Rechenaufwand zu minimieren. Hinzu kommt, dass die Abbildung des Kanalnetzes auch eine unabdingbare Voraussetzung zur Kalibrierung des Gesamtmodells ist.

- *Absetzwirkung bei den NWBA*

Da bislang nur vereinzelt Erkenntnisse über das Rückhaltevermögen der einzelnen NWBA bezüglich der Parameter CSB und Nährstoffe vorliegen, wird auf den Ansatz einer Absetzleistung verzichtet. Daher ist in den Ergebnissen der Schmutzfrachtsimulation, insbesondere in der Erfüllungsgleichung des Nachweisverfahrens, eine zusätzliche Sicherheit enthalten und es ist zu erwarten, dass im tatsächlichen Betrieb der Kanalisation die jährlichen Emissionen deutlich geringer ausfallen, als sie mit der Schmutzfrachtsimulation prognostiziert wurden. Wissenschaftliche Untersuchungen zum CSB-Rückhaltevermögen von Stauraumkanälen und Regenüberlaufbecken [7] und [8] sowie eigene Untersuchungen des Ruhrverbandes [13] zeigen, dass in Abhängigkeit der konstruktiven Randbedingungen teilweise erhebliche CSB-Rückhalte von bis zu 70 - 80 % erwartet werden können. Voraussetzung für eine gute Absetzwirkung ist jedoch auch eine Drosselung des Entlastungsabflusses über den Klärüberlauf. Dies ist nicht bei allen Durchlaufbecken im Einzugsgebiet der Fall.

Aus der modelltechnischen Analyse des Entwässerungsnetzes können schließlich auch konkrete Empfehlungen zum Betrieb des Netzes, beispielsweise zur Anpassung der Drosselabflüsse der NWB-Anlagen oder zur Abstimmung von Niederschlagswasser- und Abwasserbehandlung, im Hinblick auf die hydraulische Leistungsfähigkeit der Kläranlage abgeleitet werden. Die in der Messkampagne erhobenen Abfluss- und Niederschlagsdaten wurden auch im Rahmen der generellen Entwässerungsplanungen in Altena und Nachrodt-Wiblingwerde zur Kalibrierung der dort verwendeten hydrodynamischen Abflussmodelle verwendet.

5.1 Datengrundlage

Die Messkampagne in den Kanalisationsnetzen der KA Altena war darauf ausgelegt, die Wechselwirkung zwischen Niederschlag und Abfluss genauer zu erfassen und daraufhin die eingesetzten Simulationsmodelle an die tatsächlichen Verhältnisse anzupassen. Hierdurch ist die Möglichkeit gegeben, künftige Maßnahmen gesichert abzuschätzen. Durch die Vielzahl von Messstellen konnte das Abflussgeschehen in einzelnen Teilgebieten genau aufgezeichnet und ausgewertet werden. Hierbei sind sowohl die Maximalabflüsse in Form von Abflusswellen als auch die Minimalabflüsse zur Bestimmung der Fremdwasseranteile erfasst worden.

Die Durchführung der Messkampagne erfolgte im Zeitraum von Januar bis einschließlich Juli 2009. Die Messstellen sind in dem Übersichtsplan des Messstellennetzes (Blatt 2) dargestellt. Zur guten Anpassung des Schmutzfracht-Simulationsmodells MOMENT [3] konnte weiterhin auf alle Bauwerksgeometrien der NWBA und Regenüberläufe, sowie auf die Daten der vorliegenden digitalen Kanalnetze zurückgegriffen werden. Angaben zu den Drosseleinstellungen der vorhandenen und geplanten Regenüberläufe wurden aus den hydraulischen Berechnungen der GEP [15] bzw. dem ZAP [16] entnommen.

5.1.1 Kanalisationsnetz

Die Kanalisationsnetze der Kommunen sind vollständig digital erfasst und wurden als Datengrundlage in das Schmutzfrachtmodell MOMENT [3] übernommen. Das Abflusssystem der Stadt Altena beinhaltet insgesamt ca. 5.800 Haltungen mit einer Gesamtlänge von rd. 125 km. Die Gemeinde Nachrodt-Wiblingwerde entwässert über 1.170 Haltungen mit einer Gesamtlänge von rd. 38 km zur KA Altena. Im Rahmen der Modellberechnungen wurden aus den Einzelhaltungen die Geometriedaten übernommen, um die Fließzeiten und das Retentionsvermögen des Kanalisationsnetzes realitätsnah abbilden zu können.

5.1.2 Niederschlag

Da sich die Niederschlagsmenge und -intensität insbesondere bei kräftigen Sommerereignissen örtlich stark unterscheidet, wurden fünf Niederschlagsschreiber eingesetzt, die im Messzeitraum die gefallenen Regenhöhen kontinuierlich aufzeichneten. Die Summenlinien der jeweiligen Niederschlagsaufzeichnungen sind in Bild 15 dargestellt.

Auf dem Kläranlagengelände (Mst_50) wurde eine Klimastation errichtet, die zusätzlich auch die Temperatur sowie die Luftfeuchte aufzeichnete. Im Süden des Einzugsgebietes auf dem Filterwerk der Stadtwerke Altena (Mst_51) sowie weiterhin im Osten des Einzugsgebietes

(Freibad Dahle; Mst_52), im Westen (Bauhof Wiblingwerde; Mst_53) und im Stadtkern auf dem Gebäude der Stadtwerke Altena (Mst_50) wurden Niederschlagsschreiber aufgestellt.

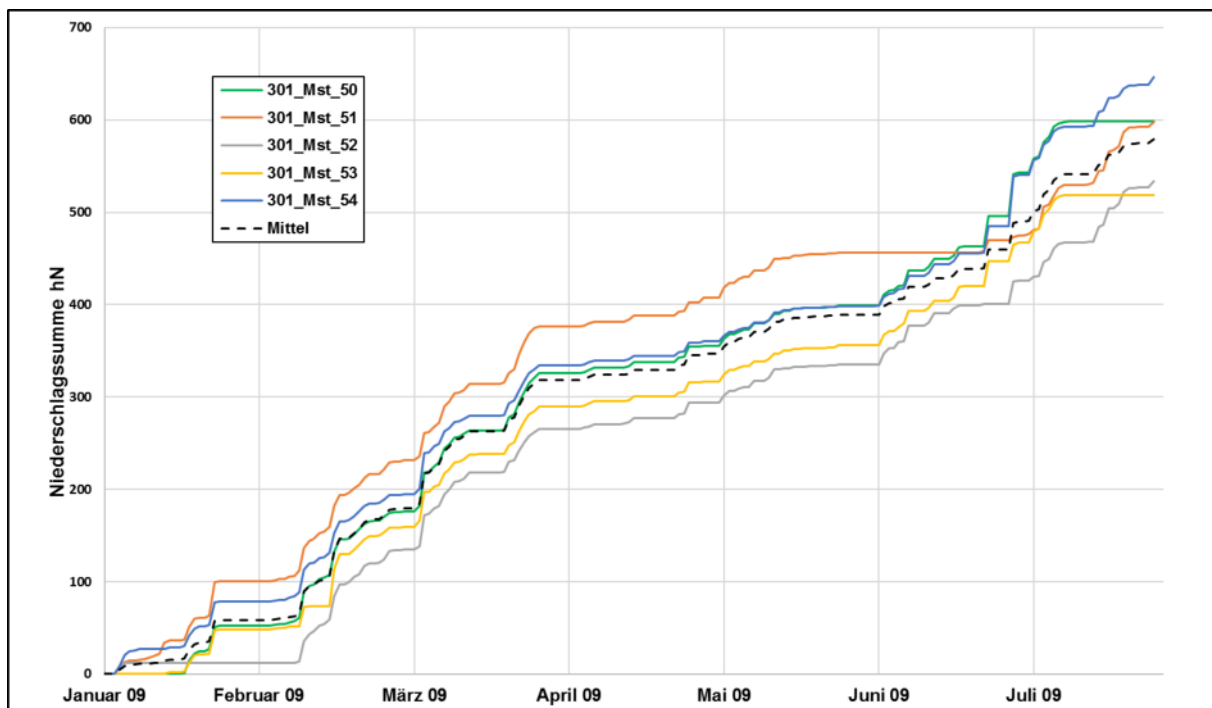


Bild 15: Niederschlagssummenlinien im Einzugsgebiet der KA Altena im Messzeitraum

Nach Analyse der Klimasituation im EZG der KA Altena innerhalb des Fremdwasserprojektes (Untersuchungsvorhaben, Projektphase 5) wurde der Zeitraum Januar bis etwa Ende Februar als Frostperiode mit überwiegenden Lufttemperaturen unter 0 °C ausgewiesen. Die hierbei auftretenden Niederschläge erfolgten zumeist als Schnee, wodurch sich ein verzögertes Niederschlagsabflussgeschehen einstellte. Schneeschmelzen besitzen weiterhin einen charakteristischen Einfluss auf den Fremdwasserabfluss und erklären somit das Abflussbild in den Wintermonaten zu Beginn des Jahres 2009.

Die Regendaten der Niederschlagsschreiber lagen mit wenigen Ausnahmen an der Mst_51 fast für die komplette Dauer der Messkampagne vollständig vor. An der Messstation Filterwerk - Stadtwerke Altena (Mst_51) wurden im Messzeitraum rd. 597 mm, an der Messstation Kläranlage (Mst_50) rd. 598 mm Niederschlag und an den Niederschlagsschreiber Freibad Altena-Dahle (Mst_52), Bauhof Wiblingwerde (Mst_53) und Stadtwerke Altena (Mst_54) jeweils rd. 533 mm, 518 mm und rd. 646 mm Niederschlag registriert. Im Mittel der drei Regenschreiber wurde eine Niederschlagsmenge von 578 mm registriert.

5.1.3 Abflussmessung

Das Messprogramm für das EZG der KA Altena umfasste insgesamt 20 Abflussmengenmessungen, die an markanten Stellen des Kanalnetzes eingerichtet waren. Darüber hinaus liegen kontinuierliche Abflussdaten an 4 Sonderbauwerke sowie die Abflussdaten im Kläranlagenzulauf vor. Bis auf wenige Ausnahmen waren alle Messdaten geeignet, das Berechnungsmodell den gemessenen Maximal- und Minimalabflüssen in Form von Abflusswellen anzugleichen sowie eine Wassermengenbilanz aufzustellen.

Zur Verdeutlichung der Zusammenhänge der einzelnen Messstellen und Teilgebiete sind die Messstellennummern im Übersichtsplan des Messstellennetzes, Blatt 2 und in den Fließschemata, Blatt 4 bis 6 dargestellt.

5.1.4 Kalibrierung der Abflussbeiwerte

Der Abflussbeiwert (ψ_b) als Werkzeug zur Bestimmung der abflusswirksamen Flächen hat in der IEP eine herausragende Bedeutung. Dennoch ist der Abflussbeiwert als Rechengröße zu verstehen, der immer im Kontext zur zugehörigen befestigten Fläche zu sehen ist. Bei der Simulation von Regenabfluss von befestigten Flächen mit MOMENT [3] ist zu berücksichtigen, dass modelltechnisch vom Abfluss der abflusswirksamen Fläche zusätzlich programmintern weitere Niederschlagsverluste durch Benetzungs- und Muldenverluste bzw. durch Verdunstung rechnerisch abgezogen werden. Eine reproduzierbare und belastbare Bestimmung des Abflussbeiwertes je Sektion wird über eine Volumenbilanzierung erreicht. Besonders wichtig für diesen Arbeitsschritt ist die korrekte Bestimmung des Basisabflusses, sodass der Abflussbeiwert korrekt und ohne Einfluss des Trockenwetterabflusses bzw. des Fremdwassernachlaufes bestimmt werden kann. Für die Bestimmung der Abflussbeiwerte können jedoch nur die Abflussdaten in der Kanalisation herangezogen werden. Die Drosselmessungen an den NWBA sind nicht geeignet, da hier durch die Speicherung und mögliche Entlastung keine gesicherte Niederschlags-Abfluss-Bilanzierung vorgenommen werden kann. Die Modellkalibrierung erfolgt zunächst für festgelegte Sektionen, wobei ein Mindestniederschlag für die Bestimmung Abflusswirksamkeit vorhanden sein muss, um den Einfluss weiterer Verluste in Mulden oder durch Verdunstung zu minimieren. Hierzu sind vor allem die starken Niederschlagsereignisse in den fremdwasserarmen Sommermonaten geeignet. Bild 16 zeigt dies beispielhaft für eine Sektion Mitte Mai an der Messstelle Mst_05 mit einem berechnetem Abflussbeiwert von $\psi_b = 0,63$. Aus allen sektionsspezifischen Abflussbeiwerten wird dann ein für die Messstelle repräsentativer Abflussbeiwert bestimmt, der wiederum für die zugehörigen Teilgebiete anzusetzen ist.

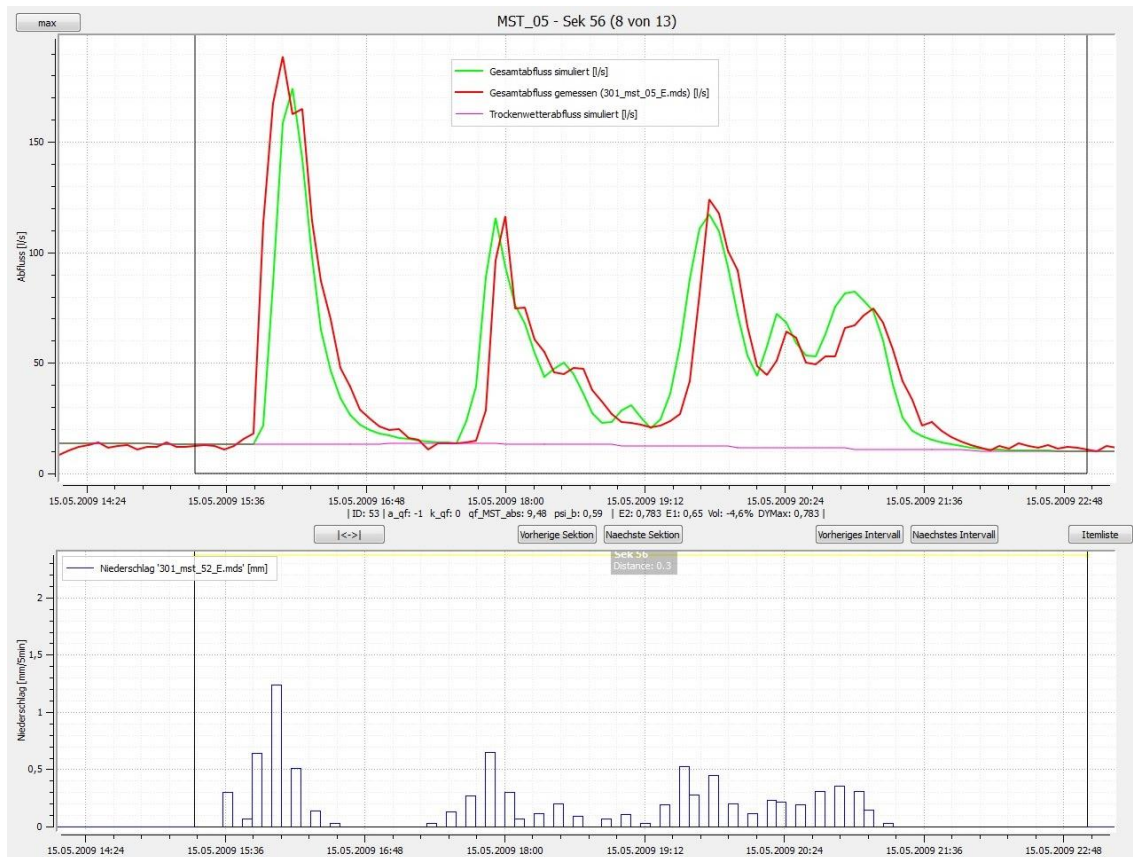


Bild 16: Kalibrierungsergebnis an der Mst_05 (Sektion 56)

5.1.5 Kalibrierung des Fremdwasserabflusses

Der Basis-Fremdwasseranteil ist an allen Messstellen während der Trockenwetterzeiten sehr genau abzulesen und nach der 21-d-gleitenden-Minimum Methode rechnerisch gut zu bestimmen.

Der erhöhte Fremdwassernachlauf als Folge von Niederschlagsereignissen ist jedoch lediglich in den ungedrosselten Abflussmessungen im Kanalnetz sowie im Zulauf der Sonderbauwerke zu erkennen und zu bestimmen. Der Fremdwassernachlauf hat je nach Einzugsgebiet jedoch einen hohen Einfluss auf das Einstau- und Entlastungsverhalten der Bauwerke. Zur Validierung des kalibrierten MOMENT-Modells wurde daher auch das berechnete Nutzungsverhalten mit den gemessenen Füllstandsganglinien der Niederschlagswasserbehandlungsanlagen abgeglichen.

Bild 17 zeigt exemplarisch die Kalibrierung des Fremdwassernachlaufes an der Messstelle Mst_13. In Rot dargestellt ist die Abflussmessung, während die graue Linie die Berechnungsergebnisse aus dem nicht kalibrierten Modell darstellt. Das Ergebnis aus der Modellkalibrierung zeigt der grüne Verlauf.

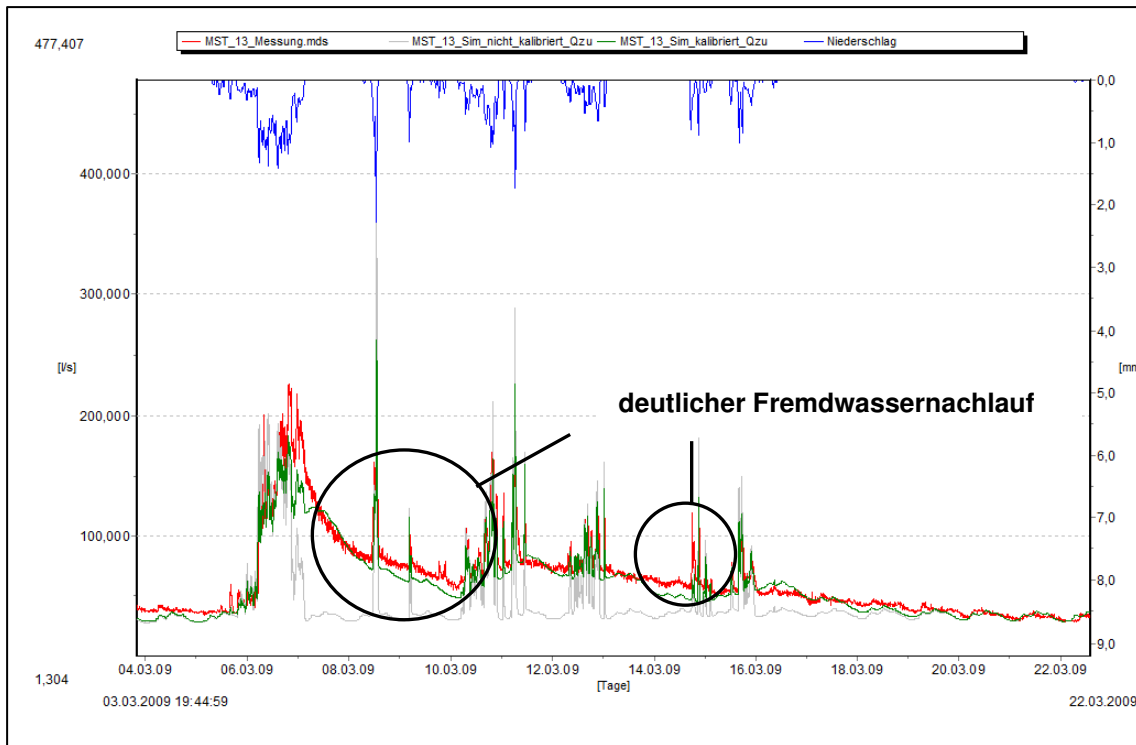


Bild 17: Kalibrierungsergebnis für den Fremdwassernachlauf an der Messstelle Mst_13

5.2 Ergebnisse der Kalibrierung

Die Ergebnisse der Modellkalibrierung sind für alle Messstellen grafisch aufgearbeitet und in 2-monatlicher Auflösung auf der Daten-CD (Heft 5 im pdf-Format) beigefügt.

Die Abflusssituation ist zwischen dem Winter- und dem Sommerhalbjahr sehr unterschiedlich. Während im Sommer eher die kurzen und kräftigen Niederschlagsereignisse einen schnellen Anstieg des Abflusses hervorrufen, bewirken die Niederschläge im Winter eher einen längeren Abfluss in der Kanalisation, der meist durch die Infiltration des im Winter höher anstehenden Grundwassers verursacht wird. Entsprechend der örtlichen Verhältnisse gehen länger andauernde Regenereignisse im Winter mit einem ausgeprägten Fremdwassernachlauf in das Abflusssystem ein. Dieser Nachlauf konnte mit einem Baustein (Q_F -Modul) im Simulationsprogramm MOMENT [3] ausreichend genau abgebildet werden.

Exemplarisch hierzu zeigt das Bild 18 die Überlagerung der gemessenen und berechneten Ganglinien an der Messstelle Mst_07 für einen stark Fremdwasser geprägten Monat (März).

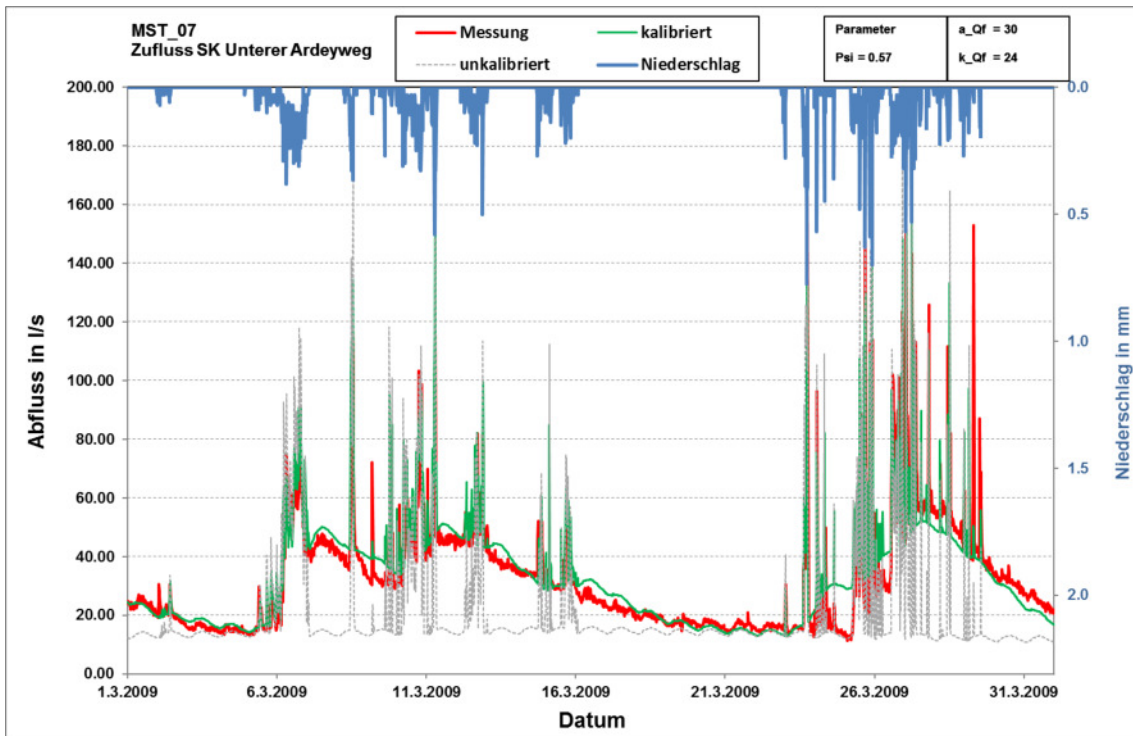


Bild 18: Kalibrierungsergebnis an der Messstelle Mst_07 (hoher FW-Anteil)

Demgegenüber steht der Monat Mai in Bild 19 für einen erheblich geringeren Fremdwasserabfluss ohne ausgeprägten Nachlauf.

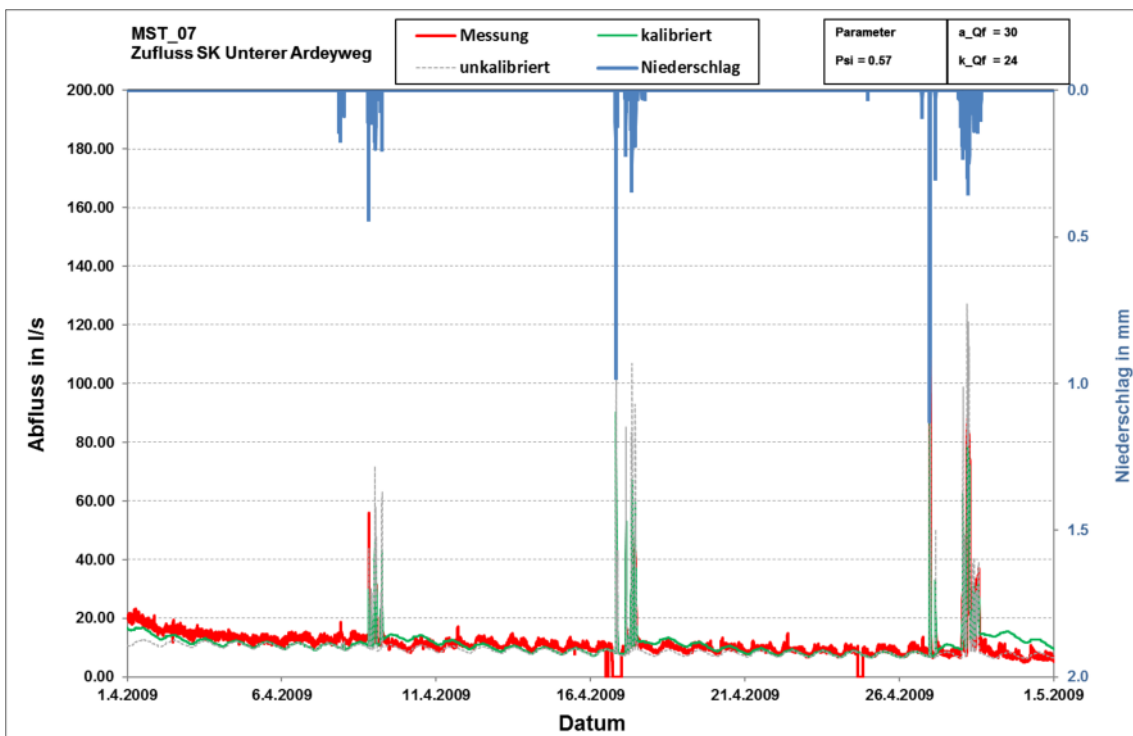


Bild 19: Kalibrierungsergebnis an der Messstelle Mst_07 (mäßiger FW-Anteil)

Die kalibrierten Parameter für die Langzeitsimulation sind in Tabelle 18 für alle Abflussmessstellen dargestellt. Bei der weiteren Verwendung im Rahmen der Schmutzfrachtberechnung ist zu beachten, dass bei der Berücksichtigung einer Fremdwasserreduktion im Prognose-Zustand nicht nur der Basis-Fremdwasseranteil zu reduzieren ist, sondern auch der maßgebende Parameter a_{QF} für den Fremdwassernachlauf.

Tabelle 18: Übersicht der kalibrierten Parameter pro Messstelle im EZG der KA Altena

Mst.-Nr.	Bezeichnung	ψ_m [-]	a_{QF} [%]	k_{QF} [h]
Nachrodt-Wiblingwerde				
Mst_17	Zufluss PW Brenscheid ¹⁾	0.60	35	12
Mst_21	Abfluss PW RÜB Wiblingwerde (Drossel)	0.60	35	12
Mst_15	Zufluss RÜB Einsal B236 Eichendorfstraße	0.42	40	14
Mst_16	Zufluss RÜB Einsal B236 Bachstraße	0.47	20	4
Mst_22	Abfluss RÜB Einsal B236 (Drossel)	Daten nicht verwendet		
Mst_24	Abfluss PW RÜB Einsaler Hof	0.60	60	36
Altena (Rahmede)				
Mst_07	Zufluss SK 1 Unterer Ardeyweg	0.57	25	24
Mst_08	Zufluss SK 3 Rahmedestraße	0.71	20	36
Altena (Nette)				
Mst_05	Zufluss SK 4 Dahle	0.59	16	12
Mst_12	Zufluss RÜB Pleuger (Nettenscheid)	0.46	20	8
Mst_13	Zufluss RÜB Pleuger (Evingen)	0.59	21	24
Mst_14	Zufluss RÜB Pleuger (Dahle)	0.60	45	48
Mst_25	Abfluss RÜB Pleuger ²⁾	0.65	45	48
Mst_06	Zufluss SK Westiger Straße	0.65	54	24
Mst_04	Abfluss Nettetal (gesamt)	0.65	50	24
Altena (Lenne)				
Mst_23	Abfluss PW Winkelsen ³⁾	0.49	20	12
Mst_09	Zufluss RÜ Steinerne Brücke	0.49	20	12
Mst_19	Abfluss Altena-Süd (Pott-Jost-Brücke)	0.71	13	48
Mst_18	Abfluss Altena-Süd (Mittlere Brücke) ⁴⁾	0.69	70	48
Mst_03	Abfluss Altena-Süd	0.69	70	48
Mst_10	Abfluss Behördenviertel	0.67	50	24
Mst_11	Abfluss Linscheid	0.55	12	15
Mst_01	Abfluss Kernstadt Altena (Linscheidstraße)	0.60	10	37
Mst_02	Zufluss RÜ Knerling	0.60	35	14
Mst_20	Zufluss Kläranlage	0.60	20	25

¹⁾ übernommen aus Mst_21 ²⁾ übernommen aus Mst_14 ³⁾ übernommen aus Mst_09
⁴⁾ übernommen aus Mst_03

Die Abflussmessungen an den NWB-Anlagen (Mst_21; Mst_22; Mst_24; Mst_25) sind für die Ableitung von geeigneten Abflussbeiwerten nicht geeignet. Sie dienen jedoch in Verbindung mit den Füllstandsdaten an diesen Bauwerken zur Bestimmung des Fremdwassernachlaufes.

5.2.1 Abflusswirksamkeit der befestigten Flächen

Die Abflusswirksamkeit der befestigten Flächen lässt sich insbesondere anhand der fremdwasserfreien Starkregenereignisse in den Sommermonaten ermitteln. Dies erfolgt automatisiert durch Kalibrierung des Abflussbeiwerts in den Teilgebieten, die der jeweiligen Abflussmessstelle zugeordnet sind. Die Abflussbeiwerte variieren im Einzugsgebiet der KA Altena zwischen $\psi = 0,42$ und $\psi = 0,71$. Das gewichtete Mittel beträgt $\psi = 0,56$. Der Abflussbeiwert in den einzelnen TEZG ist in Heft 3 der Anlage 1.6 „Prognoseberechnung der Teilflächen“ ersichtlich.

In Tabelle 19 sind die befestigten und abflusswirksamen Flächen sowie die hieraus resultierenden mittleren Abflussbeiwerte in den Misch- und Trenngebieten für den Ist- und den Prognose-Zustand gegenübergestellt.

Tabelle 19: Gesamtsummen der Flächenanteile und deren Abflussbeiwerte in den beiden Planstufen

		Ist-Zustand (2021)	Soll-Zustand (2024)	Prognose-Zustand (2031)
Mischsystem				
Befestigte Fläche $A_{E,b}$	[ha]	237,1	237,1	245,4
Abflusswirksame Fläche A_u Nachrodt-Wiblingwerde	[ha]	17,6	17,6	18,4
Abflusswirksame Fläche A_u Altena	[ha]	114,8	114,8	118,7
Abflusswirksame Fläche A_u Gesamt	[ha]	132,4	132,4	137,1
Mittlerer Abflussbeiwert ψ_m	[ha]	0,56	0,56	0,56
Trennsystem				
Befestigte Fläche $A_{E,b}$	[ha]	20,6	20,6	22,4
Abflusswirksame Fläche A_u Nachrodt-Wiblingwerde	[ha]	0,0	0,0	0,0
Abflusswirksame Fläche A_u Altena	[ha]	0,0	0,0	0,0
Einwohnerzahl im Trennsystem Nachrodt-Wiblingwerde	[E]	860	860	860
Einwohnerzahl im Trennsystem Altena	[E]	1.042	1.042	1.042
Einwohnerzahl im Trennsystem Gesamt	[E]	1.902	1.902	1.902

5.2.2 Abflusssituation

Da die Kalibrierung anhand von einzelnen Sektionen erfolgte, für die Langzeitsimulation jedoch nur ein Parametersatz verwendet werden kann, wurde aus allen kalibrierten Werten ein mittlerer, allgemein gültiger Parametersatz für jede Messstelle ermittelt. Die aus mittleren Kalibrierungsparametern errechnete Abflussganglinie kann zwar die Messung nicht für jedes Ereignis exakt abbilden, es wird jedoch sehr deutlich, dass eine erheblich größere Übereinstimmung zwischen der Mess- und Simulationskurve erzielt wird und somit der Zusammenhang zwischen Niederschlag und Abfluss einerseits und dem Fremdwasserabfluss andererseits mit einer für die Schmutzfrachtsimulation ausreichenden Genauigkeit widerspiegelt. In Heft 4 sind die Abflussganglinien aller Messstellen auf monatlicher Basis dargestellt.

5.2.3 Einstau- und Entlastungsverhalten der Regenbecken

Die vorliegenden Höhenstandsmessungen der NWB-Anlagen konnten anhand der Beckennutzungsdauer zum Modellabgleich genutzt werden. Gleichzeitig fand durch die grafische Gegenüberstellung von gemessenen Höhenständen und im Modell berechneter Volumennutzung eine Validierung der durch die Abflussmessstellen gewonnenen Modellparameter statt. Bezüglich der Entleerung der einzelnen Regenbecken konnte sowohl auf vorhandene Drosselkurven als auch auf mittels MID gemessene Abflüsse zurückgegriffen werden. Das Bild 20 zeigt die Überlagerung der gemessenen (rot) und der berechneten Zeitreihen für ein Niederschlagsereignis am SK Ardeyweg. Auch hier zeigt die graue Linie die Volumennutzung für das nicht kalibrierte Berechnungsmodell, während die grüne Zeitreihe für die Beckennutzung nach Abschluss der Modellkalibrierung steht. Gerade in den fremdwasserbelasteten Wintermonaten zeigt sich die sehr deutliche Auswirkung des Fremdwassernachlaufs auf das Einstau- und Entlastungsverhalten der NWBA.

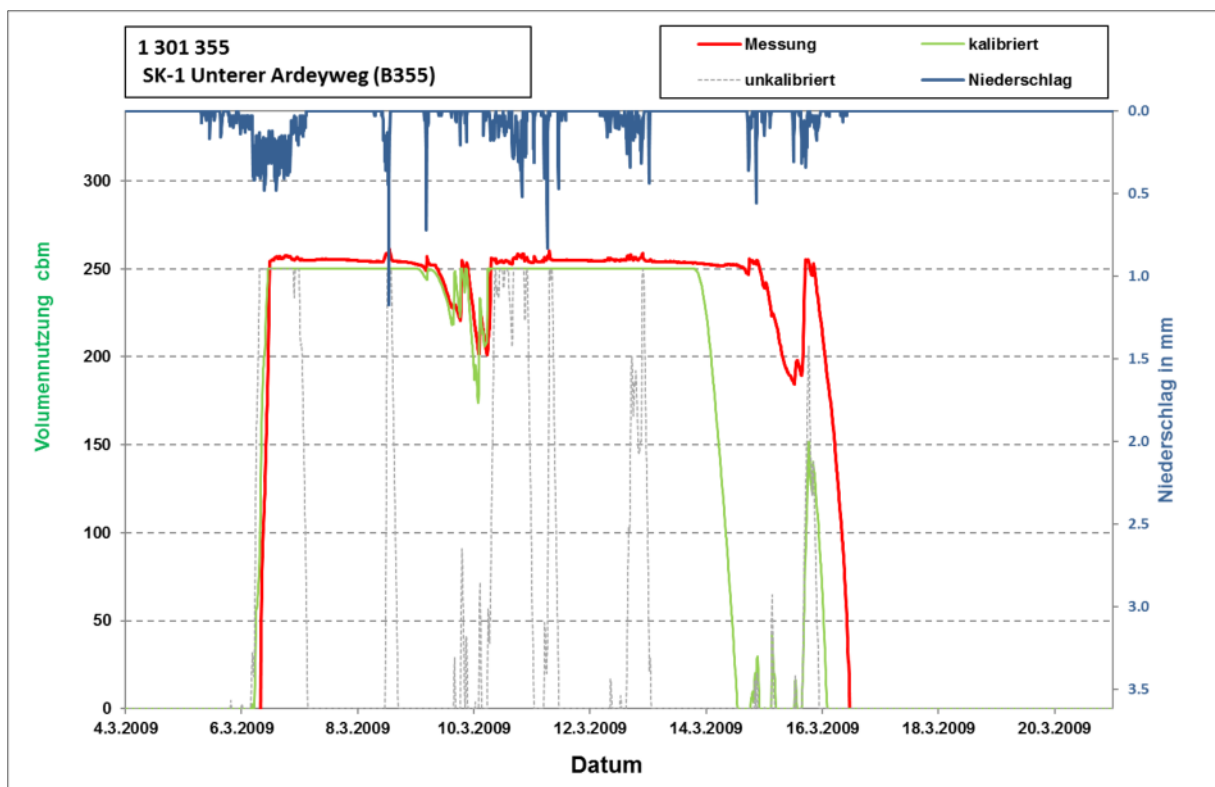


Bild 20: Beckennutzung am SK 1 Unterer Ardeyweg

Die Drosselabflüsse der Bauwerke im Nettetal mussten bei der Modellkalibrierung jedoch kritisch hinterfragt und teilweise auch angepasst werden, da zunächst die Ergebnisse der Kalibrierungsberechnungen in deutlichen Widerspruch zum langjährig gemessenen Einstau- und Entlastungsverhalten (s. Bild 9 und Bild 10 in Kapitel 3.3.1) standen. Modelltechnisch wird ein konstanter Drosselabfluss während der gesamten Einstauzeit eines Bauwerks unterstellt,

der sich bei Vollfüllung der NWBA einstellt. Diese Annahme spiegelt den tatsächlichen Verlauf einer Drosselkurve gerade bei mechanischen und höhenstandsabhängigen Bauwerksdrosseln nicht immer wieder. Dies betrifft insbesondere die Einstau- und Entleerungsphase einer NWBA.

Die hintereinander geschalteten Behandlungsanlagen im Nettetal sind derzeit sehr unterschiedlich genutzt. Auch hinsichtlich der spezifischen Bauwerksparameter (V_s und q_R) besteht eine hohe Inhomogenität. Die langjährigen Messdaten (s. Bild 9) weisen in diesem TEZG am RÜB Westiger Straße ein hohes Einstau- und Entlastungsverhalten aus. Dieses Verhalten konnte anhand des Soll-Abflusses aus der SFB von 1997 [12] mit $Q_{Dr} = 165$ l/s jedoch nicht erreicht werden.

Die tatsächlichen Drosselabflüsse der NWBA während der Messkampagne lassen sich anhand der Messdaten jedoch neu beurteilen, wobei gerade die Sommerereignisse ohne störenden FW-Nachlauf geeignet sind. Lediglich am RÜB Pleuger ist eine MID-Messung vorhanden, die über den langjährigen Datenzeitraum einen Drosselabfluss von $Q_{Dr} = 130$ l/s bestätigen. Der nachfolgende SK Westiger Straße soll aufgrund der Drosselkalibrierung aus dem Jahr 2014 bei Vollfüllung einen Drosselabfluss von $Q_{Dr} = 180$ l/s besitzen. Mit dieser Drosselleistung wäre eine geringere Entlastungstätigkeit als am vorliegenden RÜB Pleuger zu erwarten gewesen. Tatsächlich liegt die Entladungsdauer jedoch um 100 % über der des RÜB Pleuger. Das Bild 21 zeigt die Höhenstände sowie die Ab- bzw. Zuflüsse an den beiden Bauwerken. Anhand der Zuflussdaten des SK 1 Westiger Straße (Mst_06) wird deutlich, dass eine Beckenentleerung erst bei Zuflüssen $Q < 150$ l/s erfolgt und nicht bereits bei $Q = 180$ l/s. Somit ist eine Entleerung des SK 1 Westiger Straße erst dann möglich, wenn auch das RÜB Pleuger entleert ist und der dortige Drosselabfluss auf unter 130 l/s absinkt. Für die Modellkalibrierung wurde daher ein Drosselabfluss von $Q_{Dr} = 140$ l/s unterstellt.

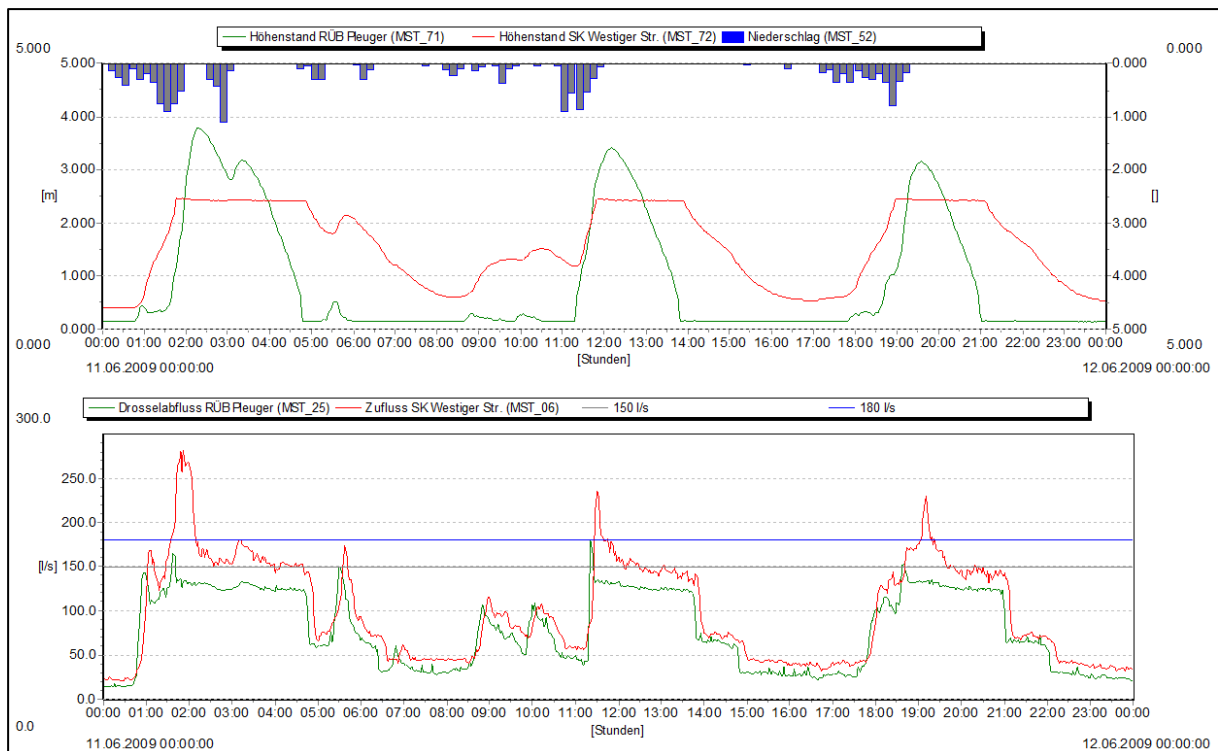


Bild 21: Messdaten der Bauwerke RÜB Pleuger und SK 1 Westiger Straße

Auch das langjährige Entlastungsverhalten der Stauraumkanäle SK 4 Dahle und SK 3 Dahle-Fuhleck (s. Bild 22) zeigt deutliche Unterschiede zu den rechnerischen Werten bei Ansatz der Soll-Abflüsse (55 l/s bzw. 60 l/s) aus der SFB von 1997. Auch hier ist eine Überprüfung anhand der Abfluss- und Höhenstandsmessungen in den fremdwasserarmen Sommermonaten möglich. Die Daten der Durchflussmessstelle Mst_14 liefern nach Abzug eines geringen Trockenwetteranteils der direkten Teilgebiete den Drosselabfluss des SK 3 Dahle-Fuhleck. Die Daten bestätigen einen Drosselabfluss von ca. 65 l/s am SK 3 Dahle-Fuhleck. Die Zuflussmessung des SK 4 Dahle (Mst_05) zeigt in Verbindung mit der Höhenstandsmessung, ab welchem Zufluss ein Einstau des SK erfolgt (Beginn Drosselwirkung). Hier zeigt sich deutlich, dass der Einstau erst bei Zuflüssen ab ca. 120 l/s erfolgt und auch bei Beginn der Beckenentleerung noch Zuflüsse von weit über 100 l/s vorliegen. Dies entspricht auch der Drosselkalibrierung aus dem Jahr 2012. Eine weitere Messung aus dem Jahr 2017 liefert jedoch einen Drosselabfluss von $Q_{Dr} = 60$ l/s während der Vollenfüllung des SK 4 Dahle.

Auch der Drosselabfluss des SK Linscheid entspricht nicht dem Soll-Wert der SFB aus 1997 [12] mit $Q_{Dr} = 29$ l/s. Die Drosselmessung aus dem Jahr 2013 zeigt hier Werte von über 100 l/s. Allerdings besteht hier keine direkte Auswirkung bei der Modellkalibrierung auf nachfolgende Messstellen bzw. NW-Behandlungsanlagen.

Erst durch die Anpassung der Drosselabflüsse konnte das Einstau- und Entlastungsverhalten aus den langjährigen Höhenstandsmessungen bestätigt werden. Natürlich bestehen große Unterschiede bei den absoluten Zahlenwerten, da die Messzeiträume nicht mit dem

Berechnungszeitraum übereinstimmen. Maßgebend ist vor allem jedoch, dass das Verhältnis der Bauwerke zueinander den Auswertergebnissen entspricht. In Tabelle 20 sind die notwendigen Drosselanpassungen dargestellt, um das tatsächliche Wirken der Niederschlagswasserbehandlungsanlagen auch bei der Modellkalibrierung zu erreichen.

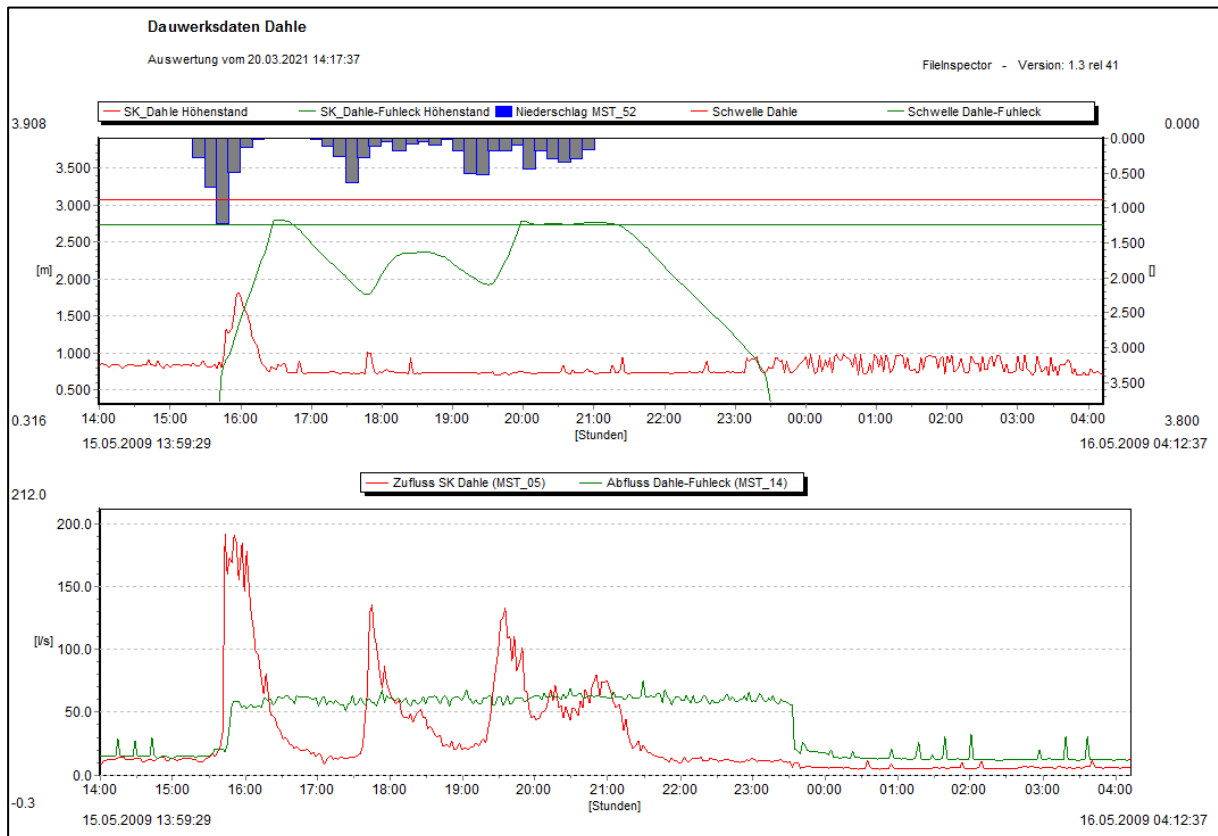


Bild 22: Messdaten der Bauwerke SK 4 Dahle und SK 3 Dahle-Fuhleck

Für die Berechnungen des Ist-Zustandes wurden jedoch nicht die Drosselabflüsse aus der Modellkalibrierung, sondern die der aktuell durchgeführten Drosselkalibrierungen im Berechnungsmodell eingesetzt.

Tabelle 20: Notwendige Drosselanpassungen für die Modellkalibrierung

BW-Nr.	BW-Name	Drosselabfluss Q_{Dr} in l/s		
		Nach SFB 1997	Lt. Drossel-messung	Zur Modellkalibrierung
B351	RÜB Pleuger	130	130	130
B352	SK 1 Westiger Straße	165	180	140
B353	SK Linscheid	29	120	120
B354	SK-3 Rahmedestraße	60	80	80
B355	SK 1 Unterer Ardeyweg	30	40	40
B356	SK 4 Dahle	55	60	120
B357	SK 3 Dahle-Fuhleck	60	55	65

Die Auswirkung der Modellkalibrierung wird ebenfalls sehr deutlich bei Betrachtung des letzten Beckens auf der KA Altena (s. Bild 23).

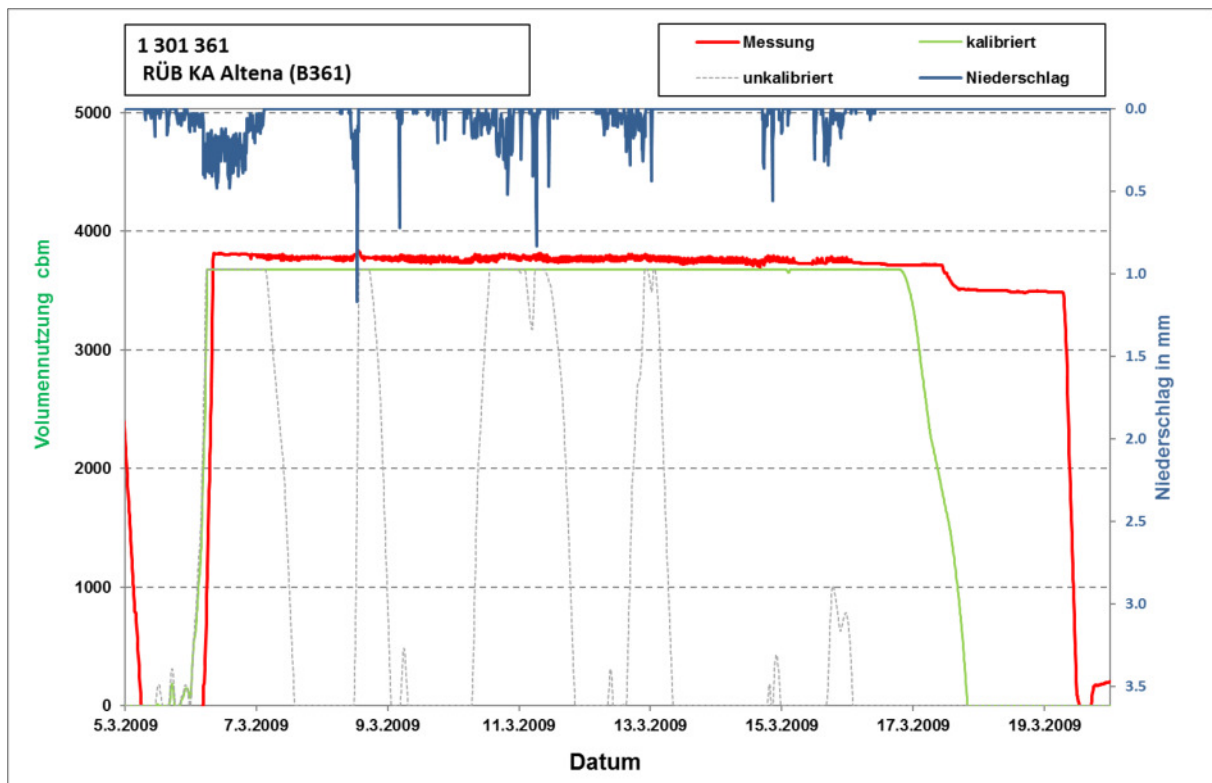


Bild 23: Beckennutzung am RÜB KA Altena

Hier würde ohne Ansatz des modelltechnischen Fremdwassernachlaufs bei den Winterereignissen nur ein Bruchteil der tatsächlichen Einstau- und Entlastungsdauern ausgewiesen.

Das Nutzungsverhalten der Sonderbauwerke konnte mit den ermittelten Parametern zufriedenstellend und mit hoher Annäherung an die realen Verhältnisse nachgebildet werden, auch wenn nicht immer eine exakte Übereinstimmung vorliegt. Alle grafischen Ergebnisse bezüglich der Bauwerksnutzung sind ebenfalls in Heft 4 dargestellt.

6. Festlegung der zu untersuchenden Lösungsvarianten

Zur Verringerung der festgestellten wasserwirtschaftlichen Defizite im Einzugsgebiet der KA Altena wurden die Bereiche Kläranlage, Niederschlagswasserbehandlung, Gewässer und Kanalisation zusammenfassend betrachtet, um so den gesamten Planungsraum der Siedlungsentwässerung zu optimieren.

Aufgrund des bereits vorhandenen hohen Speichervolumens im Entwässerungsgebiet liegt der Fokus neben einer deutlichen Reduktion des Fremdwassers auf einer möglichst optimalen Ausnutzung des bereits vorhandenen Behandlungsvolumens mit Blick auf die resultierende Gewässerbelastung. Einer Vergleichmäßigung der Entlastungsdauern und der optimalen Nutzung der Volumina sind jedoch aus den in Kapitel 3.3.2 genannten Gründen Grenzen gesetzt. Insofern können nicht alle schon vorhandenen Behandlungsvolumina in gleicher Weise „optimal“ genutzt werden.

Während für die Kalibrierung das Messjahr 2009 verwendet wurde, werden im Rahmen der Schmutzfrachtberechnung drei weitere Systemzustände dargestellt:

Ist-Zustand

Hier werden die Verhältnisse im Jahr 2021 abgebildet. Die Fremdwasserreduzierungen seit der Messkampagne sind bereits berücksichtigt und der Kläranlagenzufluss liegt nach Umbau der Schnecken im Zulauf der KA Altena bei $Q_M = 300$ l/s. Die Drosselabflüsse der NWBA entsprechen denen der aktuellen Drosselmessungen.

Soll-Zustand

Die Gebietsgrundlagen entsprechen dem Ist-Zustand. Die Drosselabflüsse der Sonderbauwerke wurden gemäß den Optimierungsberechnungen aus dem Prognose-Zustand übernommen. Als Bezugsjahr wurde für die Fertigstellung der verschiedenen Umbaumaßnahmen das Jahr 2024 angesetzt.

Prognose-Zustand

Für den Prognose-Zustand 2031 sind Gebietsentwicklungen in Abstimmung mit den betroffenen Kommunen berücksichtigt. Ein Zuwachs an Einwohnern wird jedoch nicht unterstellt. Weiterhin wird von erfolgreichen Fremdwassersanierungen ausgegangen, die sich in einer Verringerung des Fremdwasserabflusses widerspiegeln. Die Überprüfung und Optimierung

der Bauwerksdrosseln erfolgt für diesen Berechnungszustand, sollten aber schon kurzfristig zum Soll-Zustand umgestellt werden. Die mit der Kommune abgestimmten Grundlagen finden sich in Anlage 1.5 „Entwicklung im Gesamteinzugsgebiet“ in Heft 3.

7. Bemessung der Entlastungsanlagen

Die Bemessung der Regenentlastungen erfolgt nach dem ATV-Arbeitsblatt A 128 [2] (s. Kapitel 8). Zunächst ist das erforderliche Gesamtspeichervolumen für das gesamte Kläranlageinzugsgebiet aufgrund von Belastungsmittelwerten zu bestimmen. Anschließend erfolgt die Verteilung auf Einzelstandorte im Nachweisverfahren.

7.1 Bestimmung des erforderlichen Gesamtspeichervolumens

Die zur Bemessung erforderlichen Eingangparameter sind in Tabelle 21 und in der Anlage 1.7 zusammengestellt. Ausgewiesen ist das erforderliche Gesamtspeichervolumen für den Ist-Zustand (2021) und für den Soll-Zustand (2024) mit $V = 2.384 \text{ m}^3$ und für den Prognose-Zustand (2031) mit $V = 2.095 \text{ m}^3$. Dies entspricht einem spezifischen Speichervolumen V_s von $18,0 \text{ m}^3/\text{ha}$ im Ist- bzw. Soll-Zustand. Der Prognose-Zustand weist aufgrund der FW-Reduzierung ein erforderliches spezifisches Volumen von $15,3 \text{ m}^3/\text{ha}$ aus.

Tabelle 21: Erforderliches Gesamtspeichervolumen nach ATV-Arbeitsblatt A 128 [2]

Bemessung von Regenentlastungsanlagen nach dem ATV - Arbeitsblatt A 128				Bezeichnung der Variante		
				Ist-Zustand	Soll-Zustand	Prognose-Zustand
				2021	2024	2031
mittlere Jahresniederschlagshöhe	Deutscher Wetterdienst	h_{Na}	(mm)	1.233	1.233	1.233
undurchlässige Gesamtfläche	85 -100% der bef. Flächen	$A_{u,A128}$	(ha)	132,4	132,4	137,1
längste Fließzeit im Gesamtgebiet	nur bedeutsame Flächen	t_f	(min)	50	50	50
mittlere Geländeneigungsgruppe	$\Sigma (NG_i \cdot A_{EKi}) / \Sigma (A_{EKi})$	NG_m	(--)	2,9	2,9	2,9
Abfluss der Kläranlage	Biologie bei Regenwetter	Q_M	(l/s)	300	300	300
TW-Abfluss, 24-h-Tagesmittel	aus Misch- und Trenngeb.	$Q_{T,aM}$	(l/s)	99,2	99,2	90,0
mittlerer Fremdwasserabfluss	in Q_{24} enthalten	$Q_{F,aM}$	(l/s)	65,0	65,0	55,8
TW-Abfluss, Tagesspitze	aus Misch- und Trenngeb.	$Q_{T,h,max}$	(l/s)	143,1	143,1	133,9
Regenabfluss aus Trenngebieten	100 % Q_{s24} aus Trenngeb.	$Q_{R,Tr}$	(l/s)	2,9	2,9	2,9
CSB-Konzentration im TW-Abfluss	Jahresmittel einschl. Q_f	$C_{CSB,T}$	(mg/l)	283	283	308
Auslastungswert der KA	$(Q_M - Q_{F,aM}) / (Q_{T,h,max} - Q_{F,aM})$	n	(--)	3,01	3,01	3,13
Regenabfluss 24-h-Tagesmittel	$Q_{M,KA} - Q_{T,aM} - Q_{R,Tr}$	$Q_{R,aM}$	(l/s)	198	198	207
Regenabflussspende	$Q_{R,aM} / A_u$	q_R	(l/s·ha)	1,50	1,50	1,51
TW-Abflussspende aus Gesamtgeb	$Q_{T,aM} / A_u$	q_T	(l/s·ha)	0,75	0,75	0,66
Fließzeitabminderung	$0,5 + 50 / (t_f + 100)$; > 0,885	a_f	(--)	0,885	0,885	0,885
mittlerer Regenabfluss bei Entlastung	$a_f \cdot (3,0 + 3,2q_f) \cdot A_u$	Q_{Re}	(l/s)	912	912	951
mittleres Mischverhältnis	$(Q_{Re} + Q_{R,Tr}) / Q_{T,aM}$	m	(--)	9,23	9,23	10,60
Xa-Wert für Kanalablagerungen	$24 \cdot Q_{T,aM} / Q_{T,h,max}$	x_a	(--)	16,63	16,63	16,12
Einflusswert TW-Konzentration	$C_{CSB,T} / 600$; mindestens 1,0	a_c	(--)	1,00	1,00	1,00
Einflusswert Jahresniederschlag	$h_{Na} / 800 - 1$; -0,25 bis +0,25	a_h	(--)	0,25	0,25	0,25
Einflusswert Kanalablagerungen	aus A 128, Bild 12	a_a	(--)	0,03	0,03	0,06
Bemessungskonzentration	$600 (a_c + a_h + a_a)$	c_b	(mg/l)	769	769	784
rechn. Entlastungskonzentration	$(107m + c_b) / (m + 1)$	c_e	(mg/l)	172	172	165
zulässige Entlastungsrate	$3700 / (c_e - 70)$	e_o	(%)	36,4	36,4	38,8
spezifisches Speichervolumen	A 128, Anhang 4	V_s	(m ³ /ha)	18,0	18,0	15,3
spez. Mindestspeichervolumen	$3,6 + 3,84 \cdot q_R$	$V_{s,min}$	(m ³ /ha)	9,3	9,3	9,4
erforderliches Gesamtspeichervolumen	$V_s \cdot A_u$	V	(m ³)	2.384	2.384	2.095

Das vorhandene Behandlungsvolumen ($V_{vorh.} = 7.459 \text{ m}^3$) übersteigt das erforderliche in allen Systemzuständen deutlich, sodass davon auszugehen ist, dass die zulässige Entlastungsfracht im nachfolgenden Nachweisverfahren eingehalten wird. Aufgrund des veränderten Mischwasserzuflusses zur Kläranlage erhöht sich das erforderliche Gesamtspeichervolumen im Soll- und Prognose-Zustand deutlich gegenüber dem Ist-Zustand.

7.2 Volumenbestimmung im Nachweisverfahren

Beim nachfolgenden Nachweisverfahren handelt es sich um einen relativen Vergleich der entlasteten Schmutzfrachten. Als Ausgangsbasis dient ein fiktives Abflusssystem mit einem

zentralen Becken vor der Kläranlage, wobei hier das zuvor ermittelte erforderliche Gesamtspeichervolumen als Durchlaufbecken im Nebenschluss ohne Beckenüberlauf angeordnet wird. Als Vergleichsberechnung wird das reale Abflusssystem mit allen Entlastungs- und Behandlungsanlagen aufgebaut, wobei die entlastete Schmutzfracht den Wert der Zentralbeckenberechnung unterschreiten muss. Gegebenenfalls ist das Speichervolumen an einzelnen Standorten zu erhöhen, sofern eine Systemoptimierung durch die Anpassung von Bauwerksdrosseln nicht zur Einhaltung der zulässigen Entlastungsfracht führt. Alle aufgestellten Simulationsberechnungen wurden mit dem Berechnungsmodell MOMENT 10.04 [3] durchgeführt.

7.3 Niederschlagsbelastung

Für diese Langzeitsimulation wurde das vorliegende Datenmaterial des RV-Regenschreibers „Versetalsperre“ gewählt. Die Station befindet sich außerhalb des betrachteten Einzugsgebietes, etwa 13 km südlich der KA Altena. Die Daten liegen in Form von 5-Minuten-Werten für den Zeitraum von 1953 bis 2015 (62 Jahre) vor. Die Jahresniederschlagshöhe h_{Na} beträgt 1.193 mm bei einer mittleren Jahresniederschlagsdauer $T_N = 1.063$ h/a.

Da es sich im Nachweisverfahren um ein vergleichendes Verfahren zwischen einem fiktiven Zentralbeckensystem und dem realen Abflusssystem (mit einem relativen Vergleich der entlasteten Schmutzfracht) handelt, haben die geringen Abweichungen zwischen den mittleren Jahresniederschlagshöhen aus dem örtlichen Niederschlag und den zum Nachweis herangezogenen Regenreihen nur geringen Einfluss.

7.4 Vorberechnung zur Ermittlung der zulässigen Entlastungsfracht

Als zulässige Entlastungsfracht für das Kläranlageneinzugsgebiet gilt die am fiktiven Zentralbecken berechnete Entlastungsfracht. Hierzu wird das erforderliche Gesamtspeichervolumen nach Kapitel 7.1 berechnungstechnisch als letztes Becken vor der Kläranlage angeordnet. Die Abflüsse aus allen Teileinzugsgebieten müssen diesem Becken rückstaufrei und ohne Drosselung zugeführt werden. Das Zentralbecken wird als Durchlaufbecken im Nebenschluss simuliert.

Die im Zentralbeckenlauf berechnete Entlastungsfracht dient für alle weiteren Nachweis- und Optimierungsberechnungen als Zielgröße, die in der Summe aller Einzelentlastungen nicht überschritten werden darf.

Sie beträgt unter Ansatz des jeweils erforderlichen Gesamtspeichervolumens in den einzelnen Systemzuständen:

$$\text{- zul. SF}_{e,\text{Ist-Zustand (2021)}} = 70.466 \text{ kg CSB/a} = 532 \text{ kg CSB}/(\text{ha} \cdot \text{a})$$

$$\text{- zul. SF}_{e,\text{Soll-Zustand (2024)}} = 70.466 \text{ kg CSB/a} = 532 \text{ kg CSB}/(\text{ha} \cdot \text{a})$$

$$\text{- zul. SF}_{e,\text{Prog-Zustand (2031)}} = 67.433 \text{ kg CSB/a} = 492 \text{ kg CSB}/(\text{ha} \cdot \text{a})$$

7.5 Nachweisberechnung für das reale System

Als Optimierungsziel des realen Systems gilt die Unterschreitung der zulässigen Entlastungsfracht nach Kapitel 7.4 für das Gesamtsystem.

Zur Nachweisberechnung wurde das zuvor ausführlich beschriebene kalibrierte Schmutzfrachtmodell angewendet, allerdings mit dem Unterschied, dass nun nicht die ortsspezifischen Regen aus der Kanalisationsmesskampagne, sondern die langjährige Regenreihe des Regenschreibers „Versetalsperre“ (Ruhrverband) als Belastungsgröße angewandt wurde.

Die Nachweisberechnungen erfolgen gemäß ATV-Arbeitsblatt A 128 [2] unter Zugrundelegung folgender Rahmenbedingungen:

- Ansatz des tatsächlich vorhandenen Speichervolumens.
- Berücksichtigung von vorhandenem Reservevolumen im eingestauten Kanalnetz.

7.6 Systemoptimierung

In allen Berechnungszuständen unterschreitet die Entlastungsfracht des realen Systems die des Zentralbeckens. Insofern werden die Anforderungen grundsätzlich erfüllt. Eine weitere Optimierung der Drosselabflüsse ist insbesondere an leistungsschwachen Vorflutern vorzunehmen oder an Standorten, wo überproportional hohes Behandlungsvolumen zur Verfügung steht. Angestrebt wird eine möglichst ausgewogene Speichernutzung unter dem Gesichtspunkt einer Minimierung der Emissionen. Das System der NWB-Anlagen stellt sich als sehr inhomogen dar. Während für das Gesamtsystem im Ist-Zustand die Regenabflussspende $q_r = 1,5 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$ beträgt, schwankt diese an den einzelnen Behandlungsanlagen zwischen $q_r = 2,4 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$ und $43,1 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$, jeweils bezogen auf die direkt angeschlossene undurchlässige Fläche A_u . Auch das spezifische Behandlungsvolumen liefert an den einzelnen Bauwerken Werte zwischen $V_s = 8$ und $112 \text{ m}^3/\text{ha}$, während es für das Gesamtsystem bei ca. $56 \text{ m}^3/\text{ha}$ liegt.

Teilgebiet Nachrodt-Wiblingwerde

Tabelle 22: Spezifische Bauwerksdaten in Nachrodt-Wiblingwerde

BW-Nr.	BW-Name	Drosselabfluss $Q_{Dr, Ist}$ in l/s		Regenabfluss- spende ¹⁾ q_r in l/(s · ha)		spez. Volumen ¹⁾ V_s in m ³ /ha		Entlastungs- dauer (SIM) T_E in h/a	
		Ist	Prog	Ist	Prog	Ist	Prog	Ist	Prog
B350	RÜB Einsaler Hof	55	55	3,3	3,4	65,4	62,3	782	587
B360	RÜB Einsal, B 236	30	35	3,6	4,6	112,3	108,7	403	187
B363	RÜB Wiblingwerde	30	30	4,7	4,6	38,6	37,5	202	206
B363rrb	RRB Wiblingwerde	310 (150 ²⁾)	75	-	-	-	-	0,01	0,18

¹⁾ spezifische Daten bezogen auf das direkte Teileinzugsgebiet, ohne vorgelagertes Kanalvolumen

²⁾ Änderung gemäß Antrag vom 20.09.2021 und Genehmigung vom 22.02.2022 nicht berücksichtigt

Das RÜB Wiblingwerde leitet über das nachgeschaltete RRB Wiblingwerde mit einem Drosselabfluss von $Q_{Dr} = 310$ l/s ($Q_{Dr} = 150$ ab dem Jahr 2022) in den Kreienberger Bach ein. Die Einleitungsstelle liegt etwa 500 m unterhalb des Quellbereichs. Das RRB ist bislang nur wenig genutzt und liefert im Simulationszeitraum keine Vollfüllung bzw. Überlauf. Der Einleitungsabfluss des RRB soll zum Schutz des Gewässers weiter auf 75 l/s reduziert werden.

Die beiden Bauwerke in Einsal liegen in Fließfolge hintereinander und entlasten in die Lenne. Trotz der erheblich günstigeren spezifischen Bauwerksparemeter (V_s und q_r) zeigt das vorliegende RÜB Einsal, B 236 im langjährigen Vergleich (s. Tabelle 7) eine etwa doppelt so hohe Einstaudauer als das RÜB Einsaler Hof. Hinsichtlich der Entlastung zeigt sich nach der Auswertung der Messdaten gem. Kapitel 3.3.1, Bild 9 ein ähnliches Bild. Dieses Verhältnis der beiden Bauwerke zeigte sich jedoch nicht während der Messkampagne. Hier liegt die deutlich stärkere Nutzung und Entlastung beim RÜB Einsaler Hof, so wie es auch die Ergebnisse in Tabelle 22 wiedergeben. Möglicherweise gab es in der Vergangenheit Probleme bei der Einhaltung der Drosselabflüsse. Eine Anpassung der Drosseln sollte durchgeführt werden und zusätzlich die Ursachen der hohen Fremdwasserabflüsse im Winter gefunden werden (s. Bild 23). Für die Prognoseberechnung wird eine deutliche Minderung um 25 % an der Messstelle Mst_16 angenommen.

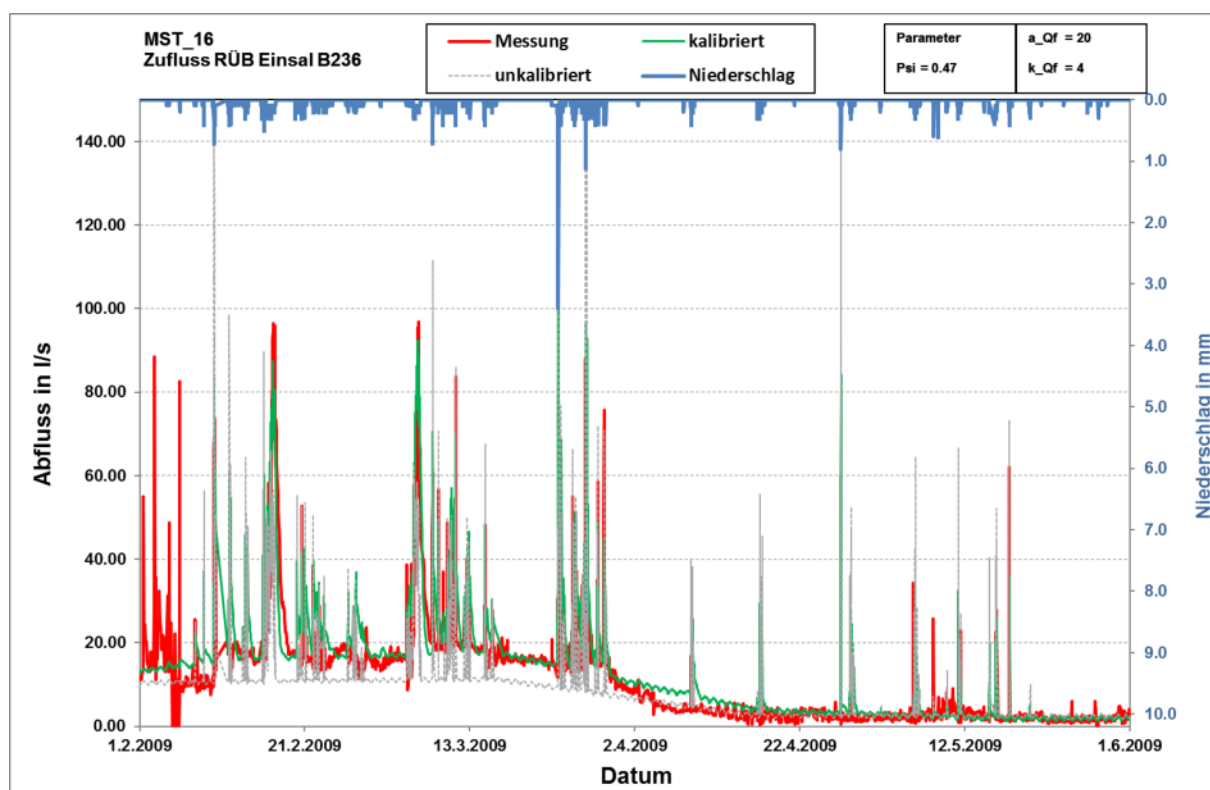


Bild 24: Hoher Fremdwasserabfluss in den Wintermonaten an der Messstelle Mst_16

Teilsystem Rahmede

Betrachtet werden hier die beiden hintereinander liegenden NWB-Anlagen SK 1 Unterer Ardeyweg und SK 3 Rahmedestraße sowie der seitlich angeordnete SK 4 Südstraße. Die spezifischen Bauwerksdaten weisen für den vorliegenden SK Ardeyweg die etwas günstigeren spezifischen Bauwerksdaten (q_{Dr}) aus. Trotzdem zeigt die Auswertung der Höhenstandsdaten (s. Bild 9 und Bild 10) auch hier eine höhere Entlastungstätigkeit. Ursache hierfür ist der stärkere Fremdwassernachlauf in den Teileinzugsgebieten zum SK Ardeyweg.

Tabelle 23: Spezifische Bauwerksdaten Rahmede

BW-Nr.	BW-Name	Drosselabfluss $Q_{Dr, Ist}$ in l/s		Regenabflussspende ¹⁾ q_r in l/(s · ha)		spez. Volumen ¹⁾ V_s in m ³ /ha		Entlastungsdauer (SIM) T_E in h	
		Ist	Prog	Ist	Prog	Ist	Prog	Ist	Prog
B354	SK 3 Rahmedestraße	98	80	4,0	3,1	28,1	27,2	29	60
B355	SK 1 Unterer Ardeyweg	30	30	2,4	2,4	25,7	25,0	345	275
B359	SK 4 Südstraße	25	25	3,3	3,2	7,7	7,5	148	154

¹⁾ spezifische Daten bezogen auf das direkte Teileinzugsgebiet, ohne vorgelagertes Kanalvolumen

Es sind bereits FW-Sanierungsmaßnahmen vorgenommen worden und weitere geplant. Die Anpassung des aktuellen Drosselabflusses ist lediglich für den SK 3 Rahmedestraße geplant, da dieser nicht den Vorgaben entspricht.

Der seitlich zum Hauptstrang angeordnete SK 4 Südstraße hat aufgrund seiner geringen Größe eine untergeordnete Bedeutung. Eine Abminderung des vorhandenen Drosselabflusses ist aufgrund des unterdurchschnittlichen Behandlungsvolumens ($V_s = 7,7 \text{ m}^3/\text{ha}$) nicht sinnvoll.

Teilsystem Nette

Die Optimierung der Abflussdrosseln erfolgt unter Zugrundelegung der Ergebnisse aus dem Niederschlags-Abfluss-Modell für die Nette [9]. Die Nette selbst ist unterhalb des HRB Pleu-ger in weiten Bereichen verrohrt und das Abflussverhalten aufgrund der zahlreichen Einlei-tungen maßgeblich durch die Siedlungsentwässerung bestimmt. Zur Entlastung der Kanali-sation existiert derzeit eine Vielzahl von nicht genehmigten MW-Entlastungen unterhalb der Netter Schule, die wiederum einen negativen Einfluss auf die Hochwassersicherheit der Nette ausüben. Ziel des NA-Modelles ist daher die Erarbeitung von Sanierungsvarianten unter Berücksichtigung der Belange aus Kanalisation und Gewässer. Die hintereinander ge-schalteten Behandlungsanlagen im Nettetal waren bisher sehr unterschiedlich genutzt. Auch hinsichtlich der spezifischen Bauwerksparameter (V_s und q_R) besteht eine hohe Inhomoge-nität. Bezogen auf das jeweils direkte Teilentwässerungsgebiet schwankt das spezifische Bauwerksvolumen V_s zwischen 42 und 53 m^3/ha , während die Regenabflussspenden im Drosselabfluss zwischen $q_R = 2,8$ und $4,1 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$ liegen.

Tabelle 24: Spezifische Bauwerksdaten der NWB-Anlagen an der Nette

BW-Nr.	BW-Name	Drosselabfluss $Q_{Dr, Ist}$ in l/s		Regenabfluss-spende ¹⁾ q_r in l/(s · ha)		spez. Volumen ¹⁾ V_s in m^3/ha		Entlastungs-dauer (SIM) T_E in h	
		Ist	Prog	Ist	Prog	Ist	Prog	Ist	Prog
B351	RÜB Pleuger	130	110	3,2	2,5	52,9	50,9	345	271
B352	SK 1 Westiger Straße	195	140	4,4	2,9	53,4	51,4	4	186
B356	SK 4 Dahle	61	50	4,1	3,2	42,4	40,8	83	124
B357	SK 3 Dahle-Fuhleck	52	60	2,8	3,2	52,5	50,0	458	103

¹⁾ spezifische Daten bezogen auf das direkte Teileinzugsgebiet, ohne vorgelagertes Kanalvolumen

Für die Bauwerke SK 4 Dahle und SK 1 Westiger Straße ist eine Überprüfung oder sogar der Austausch der Abflussdrosseln zwingend gegeben. Der bei der Drosselmessung in 2014 gemessene Abfluss von $Q_{Dr} = 180 \text{ l/s}$ am SK 1 Westiger Straße spiegelt weder das langjährige Nutzungs- und Entlastungsverhalten nach Kapitel 3.3.1 wider, noch konnte dieser Abfluss während der Messkampagne bestätigt werden (s. auch Kapitel 5.2.3). Zur besseren Nutzung des zur Verfügung stehenden Behandlungsvolumens ist eine Anpassung der Drosselabflüsse vorgesehen, um einen kontinuierlichen Anstieg in Fließrichtung und somit auch posi-

tive Regenabflussspenden an jedem Bauwerk zu erhalten. Das künftig höhere Entlastungsverhalten am RÜB Pleuger ist aufgrund des nachgeschalteten HRB in der Nette als unkritisch zu bewerten.

Als Alternative zu den vorhandenen, nicht genehmigten Mischwasserentlastungen in der Bachstraße unterhalb der Netter Schule ist eine weitere Mischwasserentlastung an der Netter Schule als Regenüberlauf mit vorgelagertem Volumen vorgesehen (Variante 3a in [9]). Dieses Bauwerk begrenzt die Abflüsse in der Mischkanalisation, um die höheren Mischwasserabflüsse nach Verschluss der Überlaufschächte in der vorhandenen Kanalisation abführen zu können. Die Neuberechnung der Kanalisation durch das Ing.-Büro Papadakis [4] sieht einen Speicherkanal mit einer unten liegender Entlastung (RÜ) vor. Bei einem Mindestvolumen von $V = 50 \text{ m}^3$ beträgt der Drosselabfluss $Q_{Dr} = 210 \text{ l/s}$.

Teilsystem RÜB KA Altena

Die zentrale Behandlungsanlage ist das RÜB auf der KA Altena. Dieses Bauwerk ist trotz der großen direkten Einzugsgebietsfläche als „Pufferbecken“ zu bezeichnen, da die Summe der Drosselabflüsse aus vorgeschalteten Bauwerken das Q_M der Kläranlage deutlich überschreitet. Neben den bereits vorgenannten Bauwerken sind auch der SK Linscheid (B353) und der SK Werdohler Straße (B362) dem RÜB auf der Kläranlage vorgeschaltet. Im Ergebnis liefert dieses Bauwerk die höchsten Emissionsdaten, die jedoch auf den leistungsstärksten Vorfluter treffen. In Tabelle 25 sind die maßgebenden Bauwerksparameter aufgeführt und die daraus resultierenden Entlastungsdauern für den Prognose-Zustand.

Tabelle 25: Spezifische Bauwerksdaten der weiteren NWB-Anlagen bis RÜB KA Altena

BW-Nr.	BW-Name	Drosselabfluss $Q_{Dr,ist}$ in l/s		Regenabflussspende ¹⁾ q_r in l/(s · ha)		spez. Volumen ¹⁾ V_s in m^3/ha		Entlastungsdauer (SIM) T_E in h	
		Ist	Prog	Ist	Prog	Ist	Prog	Ist	Prog
B353	SK Linscheid	25	25	4,4	4,2	13,3	9,3	90	113
B361	RÜB KA Altena	300	300	1,6	1,3	56,3	52,7	1.146	985
B362	SK Werdohler Straße	30	30	43,0	40,6	73,3	68,9	0	0

¹⁾ spezifische Daten bezogen auf das direkte Teileinzugsgebiet, ohne vorgelagertes Kanalvolumen

Der SK Linscheid war hinsichtlich des Drosselabflusses überdimensioniert und entsprach mit einem $Q_{Dr} = 120 \text{ l/s}$ eher einem Regenüberlauf. Der bereits durchgeführte Umbau und das Absenken auf einen Mindestabfluss von $Q_{Dr} = 25 \text{ l/s}$ war daher sinnvoll. Auch der SK Werdohler Straße ist deutlich überdimensioniert und zeigt auch nach Auswertung der Füllstandsmessung kein Entlastungsverhalten. Eine Reduzierung des heutigen Drosselabflusses ($Q_{Dr} = 30 \text{ l/s}$) erscheint jedoch auch aufgrund des geringen Speichervolumens ($V = 50 \text{ m}^3$)

wenig sinnvoll und würde in der Gesamtbetrachtung aller Entlastungsfrachten zu keiner signifikanten Verbesserung führen.

Das RÜB auf der Kläranlage ist die zentrale NW-Behandlungsanlage und als Durchlaufbecken im Nebenschluss konzipiert. Durch die Funktion als „Pufferbecken“ liegt die Entladungsdauer mit $T_E = 1.146$ h/a ca. 11 % über der des „fiktiven“ Zentralbeckens. Aufgrund der zurückgehenden Abwassermengen im Einzugsgebiet wurde mit dem Umbau der KA Altena der zu behandelnde Mischwasserabfluss auch auf $Q_M = 300$ l/s abgesenkt.

Für die Schmutzfrachtberechnung sind die in der Tabelle 26 Drosseleinstellungen aller Niederschlagswasserbehandlungsanlagen und in Tabelle 27 die aller städtischen Regenüberläufe aufgeführt. Wo eine Notwendigkeit zur Optimierung des Drosselabflusses ein Umbau erforderlich ist, ist dies in der Spalte Bemerkung angefügt. Insbesondere bei den NWBA SK 4 Dahl, SK 3 Dahle-Fuhleck, RÜB Pleuger und SK 1 Westiger Straße, die in Reihe geschaltet sind, ist somit eine gut aufeinander abgestimmte Abflussstrategie erforderlich.

Tabelle 26: Vorhandene und erforderliche Drosselabflüsse bei den NWB-Anlagen

Bestands-Nr.	SFB-Nr.	Art	Bezeichnung	Drosselabfluss Ist-Zustand [l/s]	Drosselabfluss Soll-Zustand [l/s]	Drosselabfluss Prognose-Zustand [l/s]	Bemerkung
Nachrodt-Wiblingwerde							
1 301 350	B350	DLB-N	RÜB Einsaler Hof	55	55	55	
1 301 360	B360	FGB-N	RÜB Einsal, B 236	30	35	35	Anpassung Drosselabfluss
1 301 363	B363	FGB-H	RÜB Wiblingwerde	30	30	30	
2 301 363	B363rrb	RRB	RRB Wiblingwerde	310/150 ¹⁾	75	75	Anpassung Drosselabfluss
Altena							
1 301 351	B351	DLB-N	RÜB Pleuger	130	110	110	Anpassung Drosselabfluss
1 301 352	B352	SKU	SK 1 Westiger Straße	195	140	140	Drosselumbau erforderlich
1 301 353	B353	SKO	SK Linscheid	25	25	25	Umbau erfolgt, Prüfung steht aus
1 301 354	B354	SKU	SK 3 Rahmedestraße	98	80	80	Drosselumbau erforderlich
1 301 355	B355	SKU	SK 1 Unterer Ardeyweg	30	30	30	
1 301 356	B356	SKO	SK 4 Dahle	61	50	50	Drosselumbau erforderlich
1 301 357	B357	SKU	SK 3 Dahle-Fuhleck	52	60	60	Drosselumbau erforderlich
1 301 359	B359	SKU	SK 4 Südstraße	25	25	25	
1 301 361	B361	DLB-N	RÜB KA Altena	300	300	300	
1 301 362	B362	SKO	SK Werdohler Straße	30	30	30	

¹⁾Änderung gemäß Antrag vom 20.09.2021 und Genehmigung vom 22.02.2022

Tabelle 27: Vorhandene und erforderliche Drosselabflüsse bei den Regenüberläufen

Bestands-Nr.	SFB-Nr.	Bezeichnung	Drosselabfluss Ist-Zustand [l/s]	Drosselabfluss Soll-Zustand [l/s]	Drosselabfluss Prognose-Zustand [l/s]	Bemerkung
Nachrodt-Wiblingwerde						
6 301 401	R01	RÜ Helbecke	204	204	204	
6 301 402	R02	RÜ Opperrhusen	98	98	98	
6 301 404	R04	RÜ Am Tunnel	307	307	307	
Altena						
6 301 405	R86	RÜ Im Kuestersort	43	43	43	Neubau umgesetzt
6 301 406	R87	RÜ Marktstraße	44	44	44	Neubau umgesetzt
6 301 407	R88	RÜ Bornstraße	37	37	37	Neubau umgesetzt
6 301 408	R89	RÜ Linscheidstraße	92	92	92	Neubau umgesetzt
6 301 409	R90	RÜ Winkelsen Brücke	-	-	-	außer Betrieb / Notentlastung
6 301 410	R91	RÜ Winkelsen PW	-	-	-	außer Betrieb / Notentlastung
6 301 411	R93	RÜ Mühlenrahmede	229	203	203	Umstellung gem. GEP [15]
6 301 412	R94	RÜ Südstraße	201	102	102	Neubau gem. ABK [17]
6 301 413	R95	RÜ Steinere Brücke	85	85	85	Nachrüstung umgesetzt
6 301 414	R96	RÜ Rahmedestraße	127	127	127	Nachrüstung umgesetzt
6 301 415	R97	RÜ Bahnhofstraße	150	150	150	Anpassung umgesetzt
6 301 416	R98	RÜ Knerling	366	366	366	
6 301 417	R99	RÜ Linscheid	60	60	60	Neubau umgesetzt
6 301 xxx	R100	RÜ Netter Schule	-	-	210	Neubau gem. ABK [17]

Wie aus den vorgenannten Tabellen zu ersehen ist, müssen an sieben NWBA und einem Regenrückhaltebecken durch Anpassungen bzw. durch Drosselumbaumaßnahmen die Drosselabflussmengen (fett hervorgehoben) verändert werden. Die Maßnahmen an den zwei Regenüberläufen sind inzwischen abgeschlossen bzw. stehen kurz vor der Fertigstellung, während der RÜ Netter Schule noch nicht realisiert wurde.

7.7 Ergebnisse der Schmutzfrachtmodellierung

Die Ergebnisse der Nachweisberechnungen sind in Heft 3 „Datengrundlagen und Berechnungen“ in Anlage 3 beigefügt. Bei einem vorhandenen Mischwasserbehandlungsvolumen von $V_{ges} = 7.459 \text{ m}^3$ im realen System ergeben sich für die drei Planungszustände (Ist-, Soll- und Prognose-Zustand) folgende Entlastungsfrachten, die durchweg geringer sind als die korrespondierenden Frachten der Zentralbeckenberechnung in Kapitel 7.4.

Ist-Zustand (2021): $SF_e = 64.666 \text{ kg CSB/a} < 70.466 \text{ kg CSB/a}$

Soll-Zustand (2024): $SF_e = 64.282 \text{ kg CSB/a} < 70.466 \text{ kg CSB/a}$

Prognose-Zustand (2031): $SF_e = 59.632 \text{ kg CSB/a} < 67.433 \text{ kg CSB/a}$

Das zusätzliche Retentionsvolumen vor den Sonderbauwerken ($V_{kan} = 529 \text{ m}^3$) liefert zwar eine zusätzliche Sicherheit, hat im Hinblick auf die Entlastungsfracht jedoch nur eine geringe Bedeutung. Das Bild 25 zeigt eine Gegenüberstellung der zulässigen bzw. vorhandenen CSB-Gesamtentlastungsfrachten in den einzelnen Zuständen.

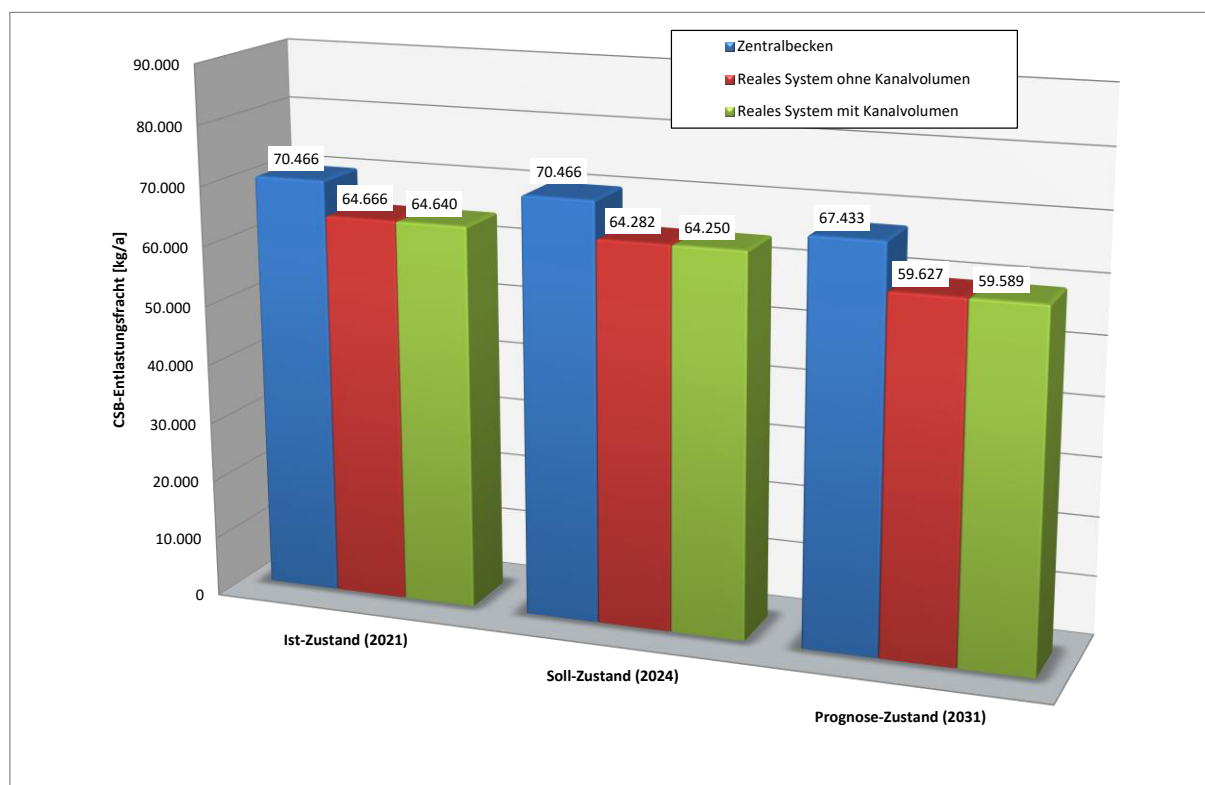


Bild 25: Vergleich der CSB-Entlastungsfrachten in allen Systemzuständen

Wie aus dem Bild 25 hervorgeht, ist auch im Berechnungsfall ohne Nutzung des eingestauten Kanalvolumens kein weiteres Behandlungsvolumen notwendig, um das Nachweisverfahren gemäß ATV-Arbeitsblatt A 128 [2] erfüllen zu können.

In den nachfolgenden Bildern ist eine Gegenüberstellung der Entlastungsfrachten aller NW-Behandlungsanlagen sowie aller Regenüberläufe in allen Systemzuständen dargestellt. Sehr deutlich wird hier mit Einleitung in die Lenne die zentrale Stellung des RÜB auf der KA Altena. Die Frachtentlastungen in die Nebenvorfluter sind vergleichsweise dazu gering.

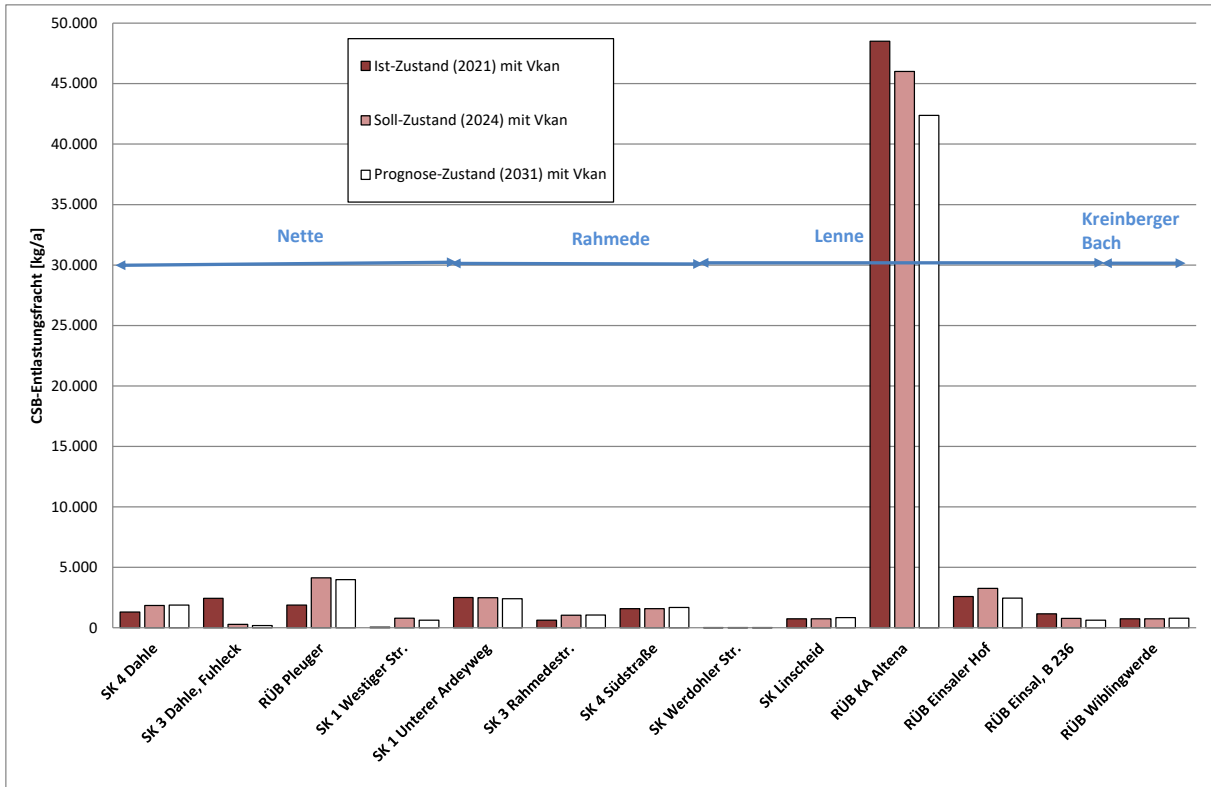


Bild 26: Vergleich der CSB-Entlastungsfrachten der NWBA in allen Systemzuständen (inkl. SKU-Zuschlag)

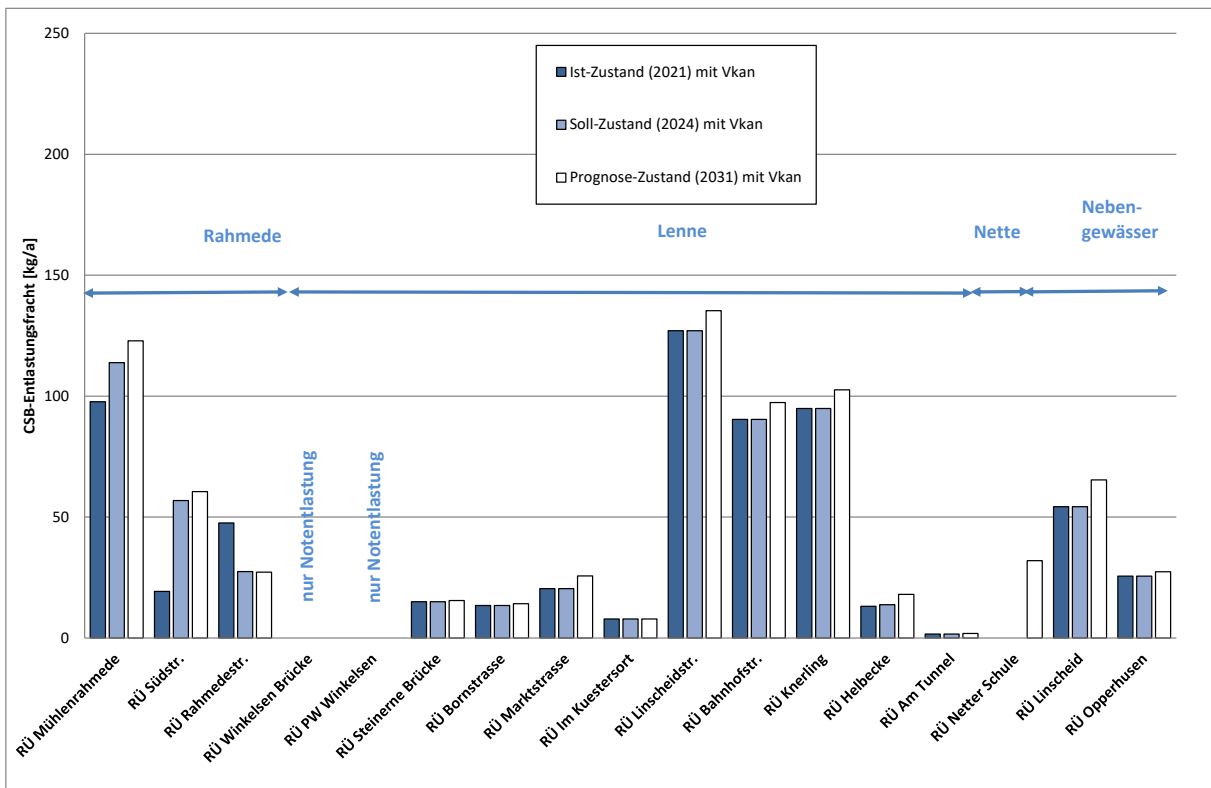


Bild 27: Vergleich der CSB-Entlastungsfrachten der Regenüberläufe in allen Systemzuständen

Wie aus Bild 27 erkennbar, ist für fast alle vorhandenen Regenüberläufe der Stadt Altena eine geringfügige Zunahme der Entlastungsfracht für den Prognose-Zustand zu verzeichnen.

Lediglich am RÜ Mühlenrahmede und am RÜ Südstraße tritt infolge der Drosseländerungen eine leichte Erhöhung der Entlastungsfrachten im Soll-Zustand auf, die wiederum eine Reduzierung am nachgeschalteten RÜ Rahmedestraße bewirken.

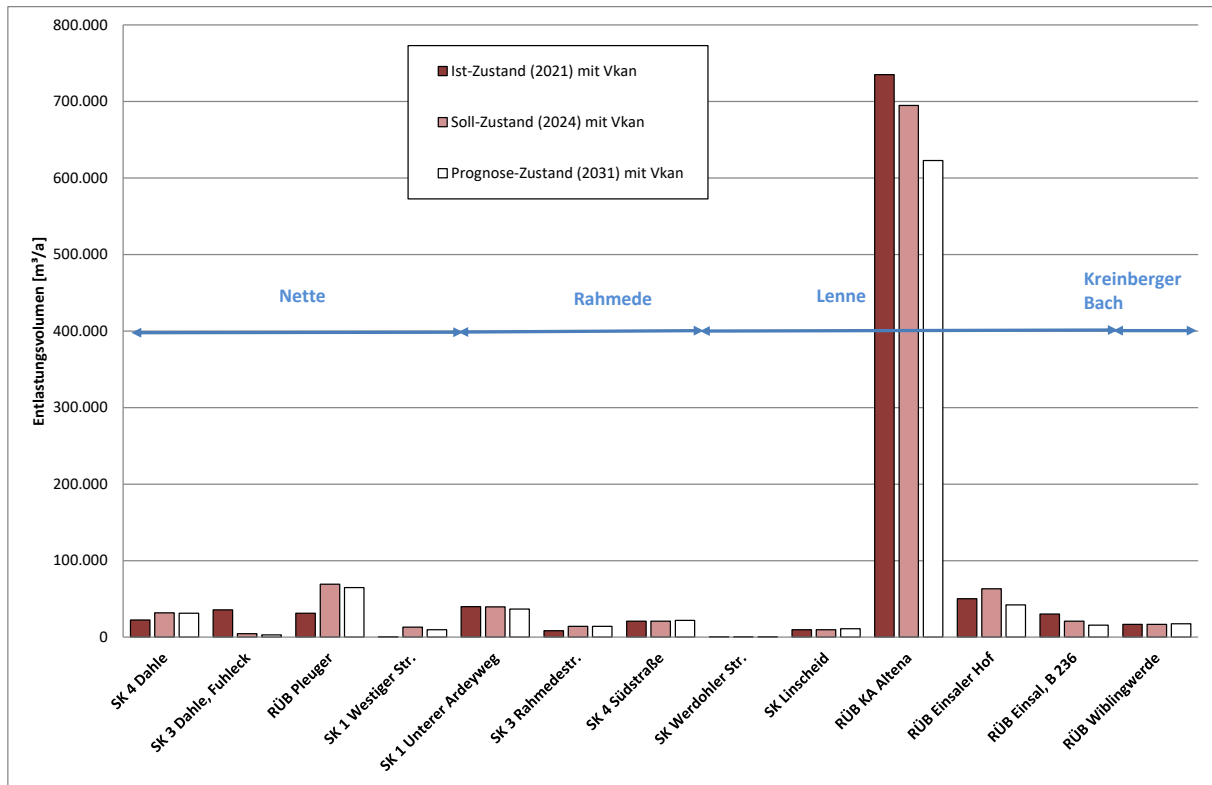


Bild 28: Vergleich der Entlastungsvolumen der NWBA in allen Systemzuständen

Das Entlastungsvolumen aus den NWB-Anlagen in Bild 28 liefert ein identisches Bild zu den Entlastungsfrachten, da keine besonderen Verschmutzungsschwerpunkte im Abflusssystem vorhanden sind.

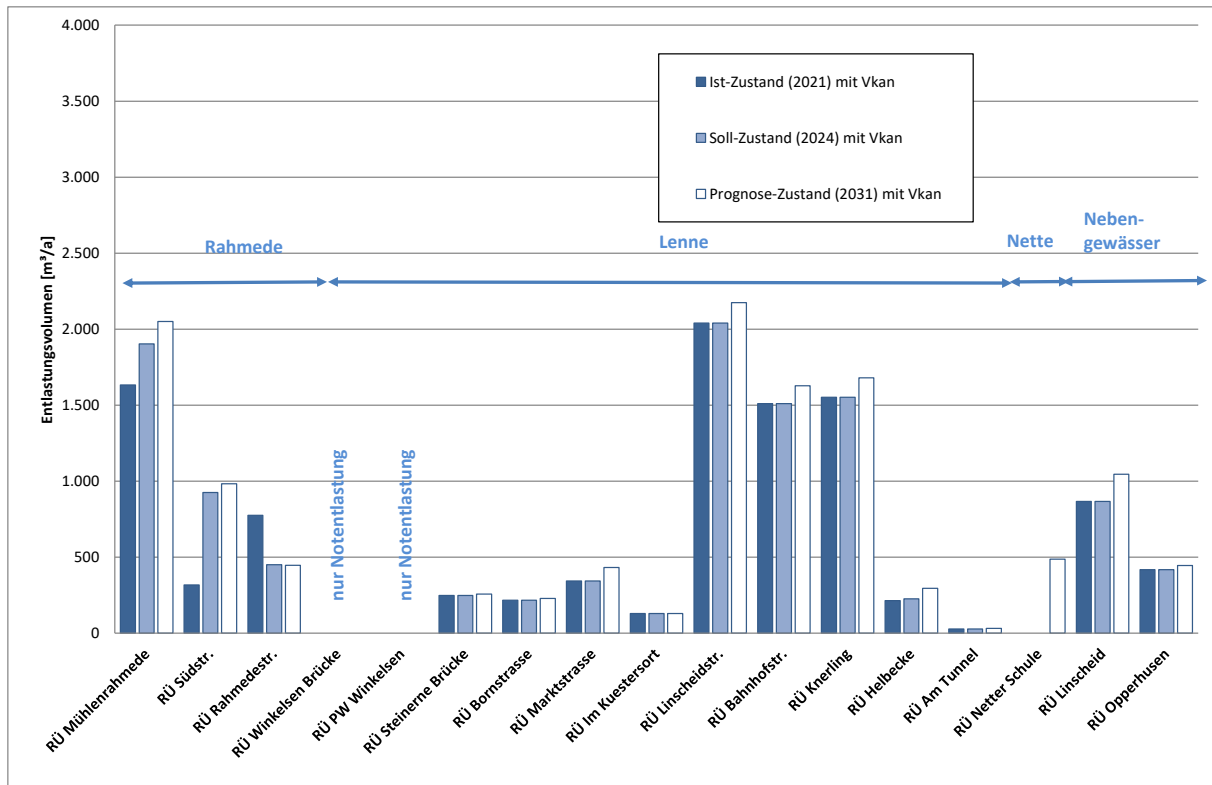


Bild 29: Vergleich der Entlastungsvolumen der Regenüberläufe in allen Systemzuständen

Auch das Entlastungsvolumen aus den Regenüberläufen nach Bild 29 korrespondiert mit den zugehörigen Entlastungsfrachten nach Bild 27. Die meisten Entlastungen erfolgen in die Lenne. Die MW-Entlastung aus dem RÜ Mühlenrahmede ist aufgrund der hydraulischen Vorbelastung der Rahmede kritisch zu sehen. Der heutige Drosselabfluss beträgt 229 l/s und wird über einen Drosselschieber eingestellt. Gemäß GEP Altena ist für den Soll-Zustand eine Reduzierung auf 203 l/s vorgesehen.

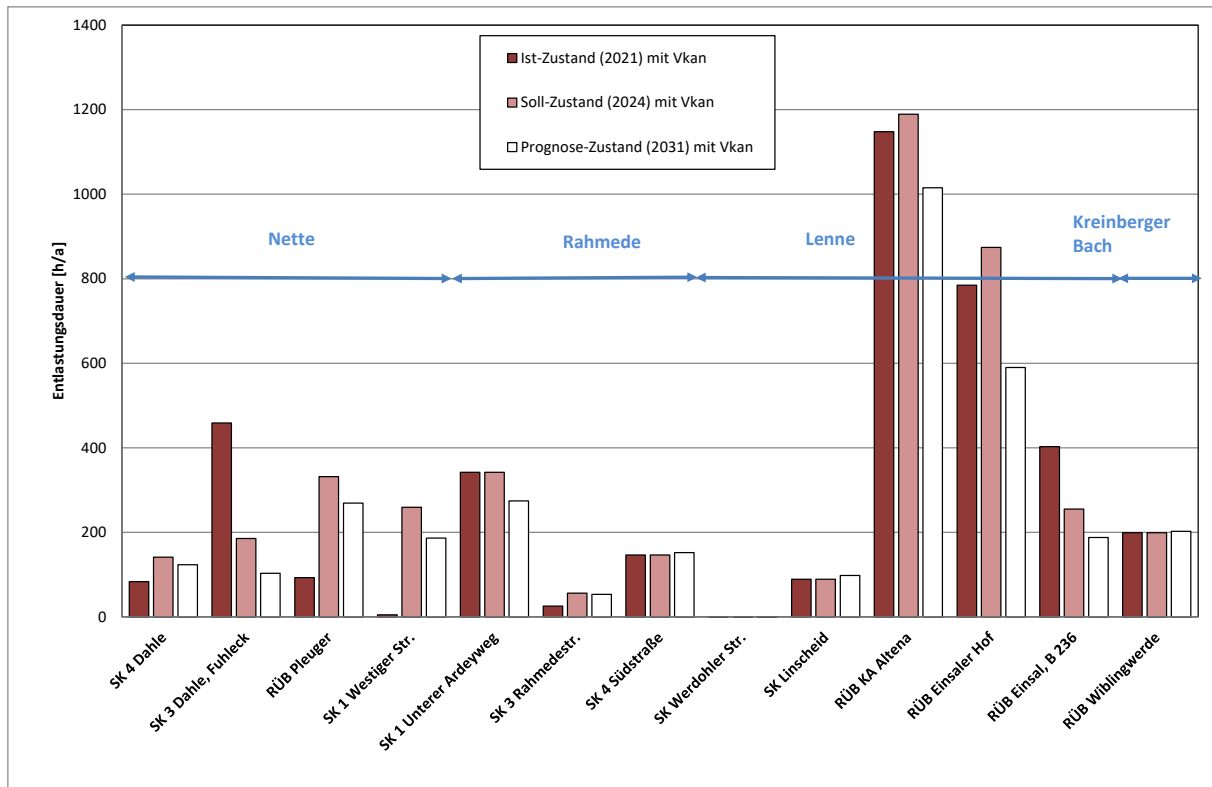


Bild 30: Vergleich der Entlastungsdauern der NWBA in allen Systemzuständen

Gerade die Entlastungsdauern an den NWB-Anlagen sind ein sicheres Kriterium zur Einschätzung der Funktion des Beckens und ein wichtiger Indikator für mögliche Fremdwasserquellen. Hier sind die Auswirkungen einer Drosseloptimierung am deutlichsten sichtbar. Einer Vergleichmäßigung der Entlastungsdauern und somit der optimalen Nutzung der Volumina sind jedoch Grenzen gesetzt, da Drosselanpassungen aufgrund von Mindestabflüssen begrenzt sind. Insofern können nicht alle schon vorhandenen Behandlungsvolumina in gleicher Weise „optimal“ genutzt werden.

Bild 31 zeigt den Vergleich der Entlastungsdauern in Stunden/Jahr für alle Regenüberläufe. Mit weniger als 4 h/a ist sie fast an allen Bauwerken eher gering und unauffällig. Lediglich das RÜ Linscheid und das RÜ Linscheidstraße weisen geringfügig größere Werte von 6 h/a bzw. 8 h/a auf. Durch die Drosseländerungen an den Regenüberläufen Mühlenrahmede und Südstraße ist eine Zunahme und am RÜ Rahmedestraße eine Abnahme der Entlastungsdauern zu verzeichnen.

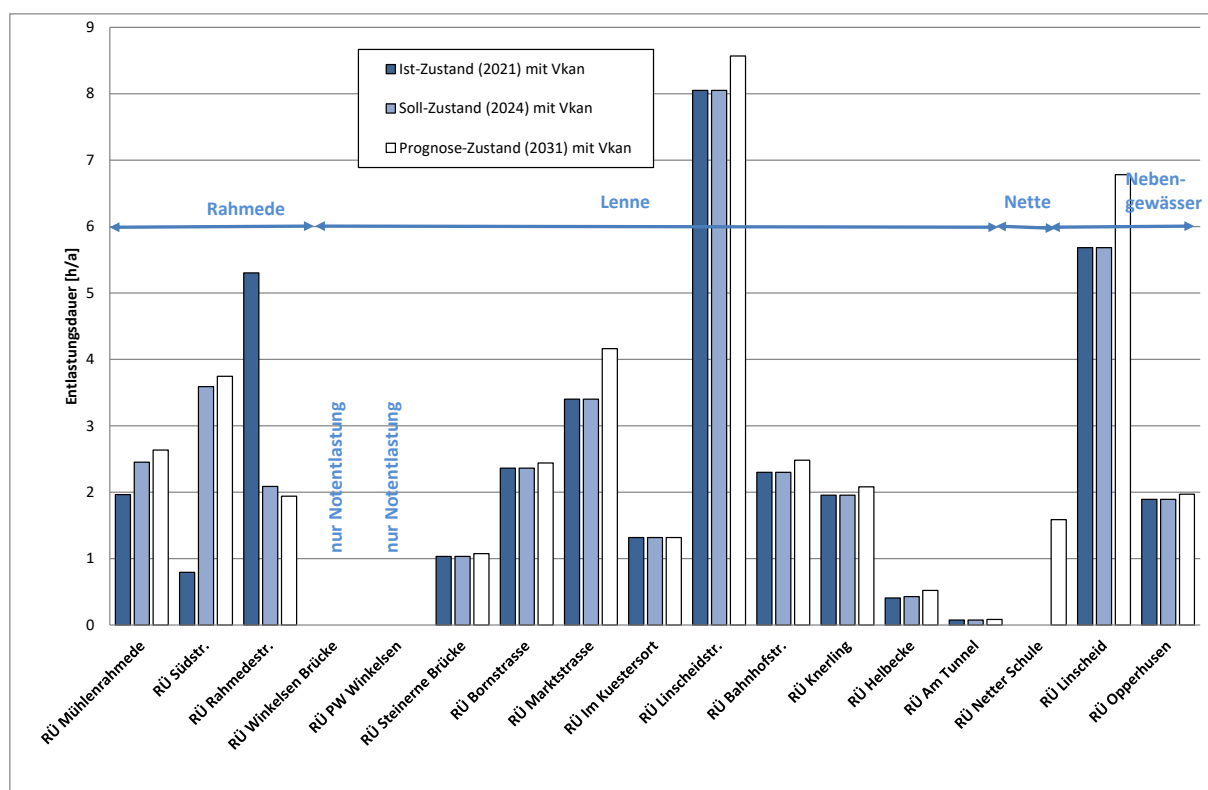


Bild 31: Vergleich der Entlastungsdauern der Regenüberläufe in allen Systemzuständen

Zusammenfassend ist festzustellen, dass das Entlastungsverhalten im Gesamtsystem durch eine Optimierung der Betriebsstrategien der Niederschlagswasserbehandlung (Drosseländerung) nur in geringem Umfang verbessert werden kann.

7.8 Einzelnachweise

Im Rahmen dieser IEP bzw. der Nachweisführung werden auch die Einzelnachweise für die einzelnen Entlastungsanlagen detailliert dokumentiert. Die in Tabelle 30 bis Tabelle 35 zusammengefassten Kenndaten sollen gleichzeitig aufzeigen, dass die Bauwerke den allgemein anerkannten Regeln der Technik (a.a.R.d.T.) genügen.

Im Einzugsgebiet sind 3 NWB-Anlagen als SK mit oben liegender und 5 mit unten liegender Entlastung vorhanden. Während das RÜB Wiblingwerde und das RÜB Einsal, B 236 als Fangbecken im Hauptschluss bzw. im Nebenschluss ausgebildet sind, wirken die 3 weiteren Speicherbauwerke als Durchlaufbecken im Nebenschluss, von denen lediglich das RÜB Pleuger als klassisches Durchlaufbecken sowohl einen gedrosselten Klär- als auch einen vorliegenden Beckenüberlauf besitzt. Die Bauwerke RÜB Einsaler Hof und Einsal B236 besitzen keinen Beckenüberlauf. Sie werden auch nach Vollfüllung mit dem Maximalzufluss (abzüglich Q_{Dr}) durchflossen.

Ein weiterer Sonderfall liegt beim RÜB auf der Kläranlage vor. Infolge der Hochlage der Kläranlage ist der Mischwasserzufluss über ein Schneckenpumpwerk mit $Q = 300$ l/s zu heben. Im Regenwetterfall steigt durch Zuschaltung von 2 Regenwetterpumpen der Gesamtzufluss auf $Q = 1.550$ l/s an. Der Beckenüberlauf ist den Pumpwerken vorgeschaltet, sodass die Beschickung des RÜB mit maximal 1.250 l/s erfolgen kann. Dadurch besteht bei Zuflüssen $Q > 1.550$ l/s die theoretische Möglichkeit einer vorzeitigen Entlastung über den Beckenüberlauf, noch bevor das Speichervolumen vollständig genutzt und der Klärüberlauf angesprungen ist.

Der Klärüberlauf ist nicht auf $Q_{\text{krit,prog}} = 1.069$ l/s gedrosselt, sondern entlastet im Regenwetterfall mit $\max Q_{\text{KÜ}} = 1.250$ l/s. Diese Konstellation wurde in einem separaten Berechnungsmodell mit einem Ersatzsystem durch Vorschaltung eines RÜ mit $Q_{\text{Dr}} = 1.550$ l/s abgebildet, um die Auswirkung der „gedrosselten“ Beckenbeschickung festzustellen und mit dem tatsächlichen Zustand zu vergleichen (s. Tabelle 28).

System 1 (bestehende Situation):

RÜB-DB im Nebenschluss mit $Q_{\text{Dr}} = 300$ l/s und $\max Q_{\text{KÜ}} = 1.250$ l/s. Der Zufluss zum RÜB mit $Q_{\text{Dr}} = 1.550$ l/s wird durch das Pumpwerk beschränkt. Bei dieser Berechnungsvariante übernimmt der vorgelagerte BÜ (im Modell als RÜ abgebildet) die Funktion des Beckenüberlaufs aus System 1.

System 2:

Ansatz eines regelkonformen RÜB-DB im Nebenschluss mit $Q_{\text{Dr}} = 300$ l/s, einer gedrosselten Entlastung über den Klärüberlauf mit $\max Q_{\text{KÜ}} = 1.250$ l/s und einem Maximalzufluss zum RÜB.

Tabelle 28: Unterschiede der Berechnungsvarianten am RÜB KA Altena

	Bez.	Dim.	System 1	System 2
Volumennutzung	N_{Bek}	1/a	109	109
	T_{bek}	h/a	2.303	2.303
	V_{bek}	m^3/a	185.514	185.514
Entlastung KÜ	$N_{\text{KÜ}}$	1/a	61	61
	$T_{\text{KÜ}}$	h/a	1.015	1.015
	$VQ_{\text{KÜ}}$	Tsd. m^3/a	620,60	621,79
	$SFE_{\text{KÜ}}$	kg CSB/a	42.239	42.309
Entlastung BÜ	$N_{\text{BÜ}}$	1/a	4,5	2,8
	$T_{\text{BÜ}}$	h/a	1,8	1,0
	$VQ_{\text{BÜ}}$	Tsd. m^3/a	2,28	1,10
	$SFE_{\text{BÜ}}$	kg CSB/a	144	74

Über dem Berechnungszeitraum (62,42 a, Prognose-Zustand mit vorgelagerten Kanalvolumen) wurden 4,5 Ereignisse im Jahr ermittelt, die einen größeren Abfluss als 1.550 l/s (Pumpkapazität der Schnecken) aufweisen. Bei der Vergleichsrechnung springt der BÜ mit 2,8 Ereignissen im Jahr an. Eine Auswertung der Ergebnisdaten belegt, dass sich die Entlastungsmengen und -frachten am vorgelagerten BÜ (System 1 = bestehendes System) nur unbedeutend größer als an einem unmittelbar vor dem RÜB angeordneten BÜ mit einem abgedrosselten Zufluss (System 2) darstellen.

Die Gesamtbilanz des Entlastungsvolumens und der Entlastungsfracht zeigt, dass eine Beckenbeschickung mit 1.250 l/s ausreicht, um hinsichtlich der Schmutzfracht- und Mischwasserentlastung einem regelkonformen RÜB-DB im Nebenschluss zu entsprechen. Es findet lediglich eine geringfügige Verlagerung vom KÜ zum BÜ statt. Im SF-Berechnungsmodell kann daher das System 2 verwendet werden, sofern keine Absetzwirkung unterstellt wird. Auch für die weiteren Durchlaufbecken und SKU im Abflusssystem wird auf den Ansatz einer Absetzwirkung verzichtet. Allerdings berücksichtigt das Simulationsmodell MOMENT [3] aufgrund der vorgeschalteten Beckenüberläufe programmintern eine hohe Absetzwirkung bei SKO und Fangbecken.

In dem GEP der Stadt Altena [15] wurde für das Kanalnetz ein Ist- und ein Prognose-Zustand gerechnet, der am Zulaufpumpwerk der KA Altena eine Gesamtpumpkapazität von 1.650 l/s berücksichtigt und an dem Beckenüberlauf des RÜB KA Altena, das dem Zulaufpumpwerk vorgelagert ist, eine Wehrschwellehöhe von 150,14 m ü. NHN bei einer Schwellenlänge von 2,76 m vorsieht. Mit diesen Werten wurden die unterschiedlichen Überstaunachweise des Kanalnetzes geführt.

Im Bestand beträgt die Gesamtpumpkapazität $Q_{\max, PW} = 300 \text{ l/s} + 2 \cdot 625 \text{ l/s} = 1.550 \text{ l/s}$, die Wehrschwelle hat eine Höhe von 150,37 m ü. NHN bei einer Schwellenlänge von 2,75 m.

Zusätzlich zeigt sich nach Tabelle 29, dass dieser Beckenüberlauf, der gemäß den aktuellen Hochwasserständen zw. den zugehörigen Profilen 25317 und 25430 anzuordnen ist, nur gegenüber Wasserstände eines HQ_{10} sicher ist.

Tabelle 29: Hochwasserstände der Lenne

Profil	HQ ₅	HQ ₁₀	HQ ₂₅	HQ ₅₀	HQ ₁₀₀
25317	149,74	149,96	150,20	150,42	150,57
25430	150,14	150,44	150,75	151,02	151,19
Mittelwert	149,94	150,20	150,48	150,72	150,88

Tabelle 32: Zusammenstellung der Kenndaten und Einzelnachweise der NWBA

	Einheit	FÜB Einsal. B 236 1 301 960		FÜB KA Altana 1 301 961		SK Weerdohler Str. 1 301 962		FÜB Wiblingwerde 1 301 963	
		Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand
SFB-Nr.	[-]	B360		B361		B362		B363	
Art	[-]	FGB N		DLB NE		SKO H		FGB H	
Form bei Becken	[-]	rechteckig		rechteckig		-		rechteckig	
V _{vorh.}	[m ³]	658	658	3.680	3.680	50	50	225	225
Q _{Dr}	[l/s]	30	35	300	300	30	30	30	30
q _r	[l/(s·ha)]	3,6	4,6	1,6	1,6	43,0	40,4	4,7	4,6
n _{e,vorh.}	[Anzahl/a]	33,9	23,9	64,9	60,7	0,2	0,3	48,0	49,7
T _{e,vorh.}	[h/a]	402,7	187,5	1.147,9	1.015,1	0,1	0,1	198,6	202,2
t _{e,vorh.}	[h]	8,0	6,0	9,0	9,0	1,0	1,0	2,0	2,0
t _e < 15 h	[-]	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt
VQ _e	[10 ³ m ³ /a]	30,364	15,626	735,206	622,886	0,011	0,014	16,782	17,529
SF _e	[kg CSB/a]	1.139	627	48.510	42.384	1	1	741	783
sSF _e	[kg CSB/(ha·a)]	195	104	1.122	954	1	1	127	131
c _e	[mg/l]	37	40	66	68	60	60	44	45
m _{vorh.} ¹⁾	[-]	7,9	11,5	6,6	7,3	134,7	142,4	43,9	44,5
Q _{E,(n=1)}	[l/s]	385	380	1.729	1.567	5	18	508	523
Q _{krit}	[l/s]	97	98	1.116	1.064	11	12	90	92
A bei Durchlaufbecken	[m ²]	150		1512		-		147	
Q _{A,vorh.}	[m/h]	-	-	1,9	1,8	-	-	-	-
Q _{A,vorh.} ≤ 10	[-]	-	-	erfüllt	erfüllt	-	-	-	-
A _{Fließquerschnitt}	[m ²]	3,1	3,1	44,7	44,7	-	-	1,5	1,5
v _{h,vorh.}	[m/s]	0,02	0,02	0,02	0,02	-	-	0,04	0,04
v _{h,erf.}	[m/s]	0,05	0,05	0,05	0,05	-	-	0,05	0,05
v _{h,vorh.} ≤ v _{h,erf.}	[-]	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	-	-	erfüllt	erfüllt
L _{KÜ}	[m]	-	-	23,90	23,90	-	-	-	-
Q _{KÜ,vorh.}	[l/(s·m)]	-	-	34	32	-	-	-	-
Q _{KÜ,vorh.} ≤ 75	[-]	-	-	erfüllt	erfüllt	-	-	-	-
Tauchwand vorh.	[-]	ja		ja		nein		ja	
L _{BÜ} bzw. L _{SÜ}	[m]	8,00	8,00	2,75	2,75	3,20	3,20	6,80	6,80
Q _{BÜ,vorh.}	[l/(s·m)]	48	48	174	115	2	6	75	77
Q _{BÜ,vorh.} ≤ 700	[-]	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt

¹⁾ Das Mischverhältnis ist nur bis zu einem FWZ von maximal 150 % repräsentativ für die entlastete Schmutzfracht gem. A 128. Bei höheren

Fremdwasserzufüssen ist das Mischverhältnis aufgrund des Bezugs auf den Trockenwetterabfluss und seinen hohen unverschmutzten

Fremdwasseranteil nicht mehr repräsentativ für die Verschmutzung des Entlastungsabflusses.

²⁾ Wenn "Nein" Erläuterung unter Kapitel 8.1 "Vorhandene Entlastungsstandorte".

Tabelle 33: Zusammenstellung der Kenndaten und Einzelnachweise der Regenüberläufe

	Einheit	RÜ Helbecke		RÜ Opperrhusen		RÜ Am Tunnel		RÜ Im Kuestersort		RÜ Marktstrasse	
		Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand
SFB-Nr.	[-]	R01		R02		R04		R86		R87	
Art	[-]	RUE	E	RUE	E	RUE	E	RUE	E	RUE	E
Q_{Dr}	[l/s]	204	204	98	98	307	307	43	43	44	44
q_r	[l/(s*ha)]	17,5	16,8	43,3	42,1	145,0	140,1	54,2	54,2	34,2	31,1
Q_{krit}	[l/s]	108	117	35	35	32	33	12	12	19	21
$Q_{Dr} \geq Q_{krit}$	[-]	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt
$n_{e,vorh.}$	[Anzahl/a]	1,3	1,7	8,6	9,0	0,4	0,4	7,3	7,3	14,5	17,1
$T_{e,vorh.}$	[h/a]	0,4	0,5	1,9	2,0	0,1	0,1	1,3	1,3	3,4	4,2
VQ_e	[10^3 m ³ /a]	0,215	0,295	0,418	0,446	0,027	0,031	0,129	0,129	0,344	0,432
SF_e	[kg CSB/a]	13	18	26	27	2	2	8	8	20	26
sSF_e	[kg CSB/(ha*a)]	5	6	12	12	1	1	10	10	16	19
c_e	[mg/l]	61	61	61	62	60	60	61	61	59	59
$m_{vorh.}^{1)}$	[-]	14	17	34,3	41,5	262,8	262,8	92,2	92,2	33,1	33,1
$Q_{E,(n=1)}$	[l/s]	74	142	144	150	5	4	56	56	92	106
$L_{BÜ}$	[m]	4,20		2,32		3,00		1,90		1,55	
$q_{BÜ,vorh.}$	[l/(s*m)]	18	34	62	65	2	1	29	29	59	68
$q_{BÜ,vorh.} < q_{BÜ,erf.}$	[-]	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt
Tauchwand vorh. ²⁾	[-]	nein		ja		ja		ja		ja	

Tabelle 34: Zusammenstellung der Kenndaten und Einzelnachweise der Regenüberläufe

	Einheit	RÜ Bornstrasse		RÜ Linscheidstr.		RÜ Mühlenrahmede		RÜ Südstr.		RÜ Steinerne Brücke	
		Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand
SFB-Nr.	[-]	R88		R89		R93		R94		R95	
Art	[-]	RUE	E	RUE	E	RUE	E	RUE	E	RUE	E
Q_{Dr}	[l/s]	37	37	92	92	229	203	201	102	85	85
q_r	[l/(s*ha)]	39,6	38,8	21,2	20,6	31,9	27,4	64,8	31,5	34,2	33,3
Q_{krit}	[l/s]	14	14	64	65	109	112	48	49	37	38
$Q_{Dr} \geq Q_{krit}$	[-]	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt
$n_{e,vorh.}$	[Anzahl/a]	11,4	11,7	31,4	33,2	8,1	10,1	3,9	17,3	3,3	3,4
$T_{e,vorh.}$	[h/a]	2,4	2,4	8,1	8,6	2,0	2,6	0,8	3,7	1,0	1,1
VQ_e	[10^3 m ³ /a]	0,218	0,229	2,040	2,174	1,633	2,051	0,318	0,983	0,249	0,258
SF_e	[kg CSB/a]	14	14	127	135	98	123	19	61	15	16
sSF_e	[kg CSB/(ha*a)]	15	15	30	31	14	17	6	19	10	10
c_e	[mg/l]	62	62	62	62	60	60	61	62	60	60
$m_{vorh.}^{1)}$	[-]	87,8	87,8	48,9	48,9	43,9	42,3	59,8	35,0	60,2	60,2
$Q_{E,(n=1)}$	[l/s]	69	71	366	379	577	634	146	255	110	112
$L_{BÜ}$	[m]	2,00		3,50		5,00		Springüberlauf		3,25	
$q_{BÜ,vorh.}$	[l/(s*m)]	35	36	105	108	115	127	-	-	34	34
$q_{BÜ,vorh.} < q_{BÜ,erf.}$	[-]	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	-	-	erfüllt	erfüllt
Tauchwand vorh. ²⁾	[-]	ja		ja		nein?		nein		nein?	

Tabelle 35: Zusammenstellung der Kenndaten und Einzelnachweise der Regenüberläufe

	Einheit	RÜ Rahmedestr.		RÜ Bahnhofstr.		RÜ Knerling		RÜ Linscheid		RÜ Netter Schule	
		Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand	Ist-Zustand	Prognose-Zustand
SFB-Nr.	[-]	R96		R97		R98		R99		R100	
Art	[-]	RUE	E	RUE	E	RUE	E	RUE	E	RUE	E
Q_{Dr}	[l/s]	127	127	150	150	366	366	60	60	-	210
q_r	[l/(s·ha)]	4,9	4,9	22,2	21,6	26,1	25,3	24,5	22,7	-	4,3
Q_{krit}	[l/s]	126	109	94	97	149	153	35	38	-	182
$Q_{Dr} \geq Q_{krit}$	[-]	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	-	erfüllt
$n_{e,vorh.}$	[Anzahl/a]	13,9	5,7	6,3	6,9	9,0	9,6	21,2	25,1	-	4,5
$T_{e,vorh.}$	[h/a]	5,3	1,9	2,3	2,5	2,0	2,1	5,7	6,8	-	1,6
VQ_e	[10 ³ m ³ /a]	0,775	0,446	1,511	1,628	1,552	1,680	0,867	1,046	-	0,488
SF_e	[kg CSB/a]	48	27	90	97	95	103	54	65	-	32
sSF_e	[kg CSB/(ha·a)]	24	14	14	14	12	12	23	25	-	11
c_e	[mg/l]	61	61	60	60	61	61	63	63	-	66
$m_{vorh.}^{1)}$	[-]	6,3	7,2	103,7	103,7	90,5	90,5	58,8	58,8	-	7,5
$Q_{E,(n=1)}$	[l/s]	160	144	441	458	533	561	175	195	-	179
$L_{BÜ}$	[m]	4,00		4,51		10,90		2,50		-	-
$q_{BÜ,vorh.}$	[l/(s·m)]	40	36	98	102	49	51	70	78	-	-
$q_{BÜ,vorh.} < q_{BÜ,erf.}$	[-]	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt	-	-
Tauchwand vorh. ²⁾	[-]	nein?		nein?		nein?		ja		noch unbekannt	

¹⁾ Das Mischverhältnis ist nur bis zu einem FWZ von maximal 150 % repräsentativ für die entlastete Schmutzfracht gem. A 128. Bei höheren Fremdwasserzufüssen ist das Mischverhältnis aufgrund des Bezugs auf den Trockenwetterabfluss und seinen hohen unverschmutzten Fremdwasseranteil nicht mehr repräsentativ für die Verschmutzung des Entlastungsabflusses.

²⁾ Wenn "Nein" Erläuterung unter Kapitel 8.1 "Vorhandene Entlastungsstandorte"

Alle Regenüberläufe (s. Tabelle 33 bis Tabelle 35) können vollständig den kritischen Mischwasserzufluss weiterführen.

Für die als Notentlastung betriebenen RÜ Winkelsen Brücke und RÜ PW Winkelsen wurden keine Einzelnachweise geführt. Es werden lediglich die statistisch ausgewerteten Entlastungswassermengen (s. Tabelle 37) angegeben.

8. Vorhandene Entlastungsstandorte

Alle vorhandenen Entlastungsstandorte im Einzugsgebiet sind im Kapitel 3.3 aufgeführt. Die Zusammenstellung der wesentlichen Kenndaten ist dem Kapitel 7.8 zu entnehmen. Nur an einigen Bauwerken ist derzeit eine Tauchwand zum Rückhalt von Schwimmstoffen vorhanden. Daher sollte an allen Standorten geprüft werden, ob eine solche Nachrüstung bauseitig vorgenommen werden kann. Detaillierte Informationen zu den Regenüberläufen sind den örtlichen Kanalnetzplanungen zu entnehmen. Der GEP der Stadt Altena [15] weist zum Datum der Aufstellung 9 vorhandene Regenüberläufe aus. Für alle Anlagen sind unterschiedliche Umbaumaßnahmen geplant. Der ZAP der Gemeinde Nachrodt [16] beschreibt vier vorhandene Regenüberläufe, für die keine baulichen Veränderungen notwendig sind. Nachfolgend sind die Bauwerke des Ruhrverbands kurz beschrieben:

RÜB Einsaler Hof (B350)

Das RÜB ist als Durchlaufbecken im Nebenschluss ohne Beckenüberlauf konzipiert. Die Überlaufschwelle ist daher nicht gedrosselt, jedoch mit einer Tauchwand ausgestattet. Die Füllstandsdaten zeigen ein unauffälliges Einstau- und Entlastungsverhalten. Sowohl die Abflussmessung während der Messkampagne als auch die Drosselkalibrierung vom 09.10.2014 bestätigen einen Abfluss von 60 l/s durch das PW Einsal, der mit 10 l/s über dem bisherigen Soll-Abfluss liegt. Die erneute Drosselkalibrierung aus dem Jahr 2019 liefert einen Abflusswert von 55 l/s, der auch für die Prognose beibehalten wird. Umstellungen oder Umbauten sind daher nicht erforderlich.

RÜB Pleuger (B351)

Dieses Bauwerk ist als Durchlaufbecken im Nebenschluss ausgebildet. Die Drosselung erfolgt mittels MID gesteuertem E-Schieber. Der heutige Abfluss beträgt lt. Drosselmessung vom 18.07.2017 $Q_{Dr} = 130$ l/s und liefert ein unauffälliges Entlastungsverhalten. Als künftiger Abfluss ist ein Wert von 110 l/s einzustellen. Ein Umbau ist nicht erforderlich. Die Entlastung erfolgt in das HRB Pleuger mit einem Speichervolumen von 19.000 m³. Der KÜ ist als Drosselschlitz ausgebildet, eine Tauchwand ist entbehrlich.

SK 1 Westiger Straße (B352)

Der Staukanal besitzt eine unten liegende Entlastung. Als Abflussbegrenzer ist eine Oswald-Schulze-Klappe DN 300 eingebaut. Die langjährigen Datenaufzeichnungen liefern das stärkste Entlastungsverhalten aller Bauwerke im Nettetal. Die bisherigen Drosselabflüsse (Drosselkalibrierung bzw. Abflussmessung vom 16.11.2014 bzw. vom 20.11.2019) sind teils widersprüchlich. Möglicherweise war die notwendige Betriebssicherheit nicht immer gege-

ben. Zur Einhaltung der künftigen Drosselmenge von $Q_{Dr} = 140$ l/s ist ein Austausch bzw. Umbau zu einer Steuerung mittels ungedükertem MID ohne Teilfüllungsmessung vorgesehen.

SK Lindscheid (B353)

Der Staukanal mit oben liegender Entlastung wird anhand der Füllstandsdaten bislang nicht genutzt. Auch die Abflussmessung vom Oktober 2012 zeigt keine Drosselwirkung des eingebauten Drosselschiebers DN 200. Ein Umbau der Drossel auf MID mit E-Schieber erfolgte im Jahr 2021. Künftig soll ein Abfluss von 25 l/s eingehalten werden, was durch eine aktuelle Drosselkalibrierung zu belegen ist.

SK 3 Rahmedestraße (B354)

Der Stauraumkanal besitzt eine unten liegende Entlastung und ist mit einer Oswald-Schulze-Drosselklappe DN 250 ausgestattet. Die Auswertung der Füllstandsdaten bescheinigt ein sehr unauffälliges Entlastungsverhalten. Dies ist jedoch auf die nicht befriedigende Regelung der Drosseleinrichtung (bis zu 180 l/s) zurückzuführen, sodass ein Umbau auf eine höhenstandabhängige Schieberregelung vorgesehen ist. Als Drosselmenge ist künftig ein Abfluss von $Q_{Dr} = 80$ l/s einzustellen.

SK 1 Unterer Ardeyweg (B355)

Der Stauraumkanal mit unten liegender Entlastung wird über einen Hydroslideregler DR 200 S gedrosselt. Der Abfluss lt. Drosselmessung vom 13.11.2017 beträgt $Q_{Dr} = 40$ l/s und liegt damit ca. 10 l/s über dem Soll-Wert der früheren Schmutzfrachtberechnung. Die Drosselmessung aus dem Jahr 2020 liefert einen Abfluss von 31 l/s. Die Auswertung der Füllstandsdaten liefert ein normales Entlastungsverhalten, sodass dieser Wert beibehalten wird und keine Maßnahmen erforderlich werden.

SK 4 Dahle (B356)

Der SK 4 Dahle ist als Stauraumkanal mit oben liegender Entlastung ausgebildet. Das Nutzungs- und Entlastungsverhalten aus den Messwertaufzeichnungen ist als sehr gering zu beschreiben. Die Drosselung des Abflusses erfolgt durch einen Hydroslide DR 250 S mit einem Soll-Abfluss von $Q_{Dr} = 55$ l/s. Die Abflussdaten der Messkampagne konnten diesen Wert allerdings nicht bestätigen. Eine im Jahr 2017 durchgeführte Drosselkalibrierung zeigt zumindest bei Vollfüllung das sichere Einhalten von 60 l/s. Im Gegensatz dazu lieferte die Messung vom 20.11.2022 Abflüsse von 55 l/s bis 70 l/s. Für den Prognose-Zustand der Schmutzfrachtberechnung ist ein Drosselabfluss von 50 l/s sicherzustellen, um das vorhan-

dene Volumen von $V = 580 \text{ m}^3$ ($V_s = 40 \text{ m}^3/\text{ha}$) besser zu nutzen. Ein Umbau (MID-Regelung, ungedükert ohne Teilfüllungsmessung) ist damit betrieblich vorgesehen.

SK 3 Dahle-Fuhleck (B357)

Dieser Stauraumkanal verfügt über eine unten liegende Entlastung sowie einen Hydroslide DR 250 S als Abflussdrossel. Der Soll-Abfluss von 60 l/s wird lt. Drosselkalibrierung vom 24.09.2018 unterschritten und liegt somit auch unter dem Abfluss des vorliegenden SK 4 Dahle. Künftig ist ein Drosselabfluss von 60 l/s einzustellen, der durch einen Umbau (höhenstandabhängige Schieberregelung) sichergestellt werden soll. Diese Differenz zum vorliegenden SK 4 Dahle verhindert die Entlastung von oberhalb gespeicherten Beckeninhalten während der Entleerung. Die Entlastung erfolgt in das HRB Fuhleck, das ein Speichervolumen von 4.960 m^3 beinhaltet.

SK 4 Südstraße (B359)

Der SK mit unten liegender Entlastung ist eine untergeordnete NWB-Anlage ($V = 53 \text{ m}^3$) mit geringem Entlastungsverhalten. Der Drosselabfluss von $Q_{Dr} = 25 \text{ l/s}$ wird vom Hydroslideregler DR 230 N gemäß der letzten Drosselkalibrierung sicher eingehalten. Es ist keine Änderung erforderlich.

RÜB Einsal B236 (B360)

Das RÜB ist als Fangbecken im Nebenschluss ausgebildet. Es ist ein vorgelagerter Beckenüberlauf vorhanden. Eine Tauchwand ist eingebaut. Die Drosselung erfolgt über zwei Höhenstand gesteuerte Schieber DN 300. Das langjährige Entlastungsverhalten liefert die zweithöchsten Werte aller NWBA, ist jedoch als nicht überproportional zu werten. Die Drosselkalibrierung vom 05.01.2023 zeigt, dass der bisherige Soll-Abfluss ($Q_{Dr,soll} = 30 \text{ l/s}$) nur geringfügig unter- bzw. überschritten wird. Die im Zulauf gelegene Messstelle Mst_16 zeigt gerade zum Jahresbeginn einen erhöhten Fremdwasseranteil, sodass als Neueinstellung der Drosselabfluss von $Q_{Dr} = 35 \text{ l/s}$ künftig eingestellt werden soll.

RÜB KA Altena (B361)

Diese Niederschlagswasserbehandlung stellt ein Durchlaufbecken im Nebenschluss dar. Bedingt durch die Hochlage ist jedoch eine eingeschränkte Beckenbeschickung mit maximal 1.250 l/s möglich. Dieser Zufluss entspricht jedoch dem künftigen kritischen Mischwasserzufluss von $Q_{krit} = 1.144 \text{ l/s}$. Trotz des möglichen vorzeitigen Anspringens des BÜ liegt keine gravierende Auswirkung auf die entlastete Schmutzfracht vor. Die Drosselung erfolgt durch das vorgelagerte TW-Schneckenpumpwerk mit $\max Q = 300 \text{ l/s}$ bereits im Ist-Zustand. Der

Klärüberlauf ist zum Rückhalt von Schwimmstoffen mit einer Tauchwand ausgerüstet. Die Auswertung der langjährigen Messdaten bestätigt die zentrale Funktion dieser NWB-Anlage.

SK Werdohler Straße (B362)

Der Stauraumkanal mit oben liegender Entlastung und einem Hydroslideregler DR 200N zur Abflussbegrenzung ist aufgrund des geringen Speichervolumens ($V = 50 \text{ m}^3$) ebenfalls von untergeordneter Bedeutung. Der Drosselabfluss von $Q_{Dr} = 25 \text{ l/s}$ wird lt. Messung vom 27.08.2019 mit 30 l/s eingehalten. Ein weiteres Absenken liefert keine signifikante Verbesserung hinsichtlich der Entlastungsfracht im Gesamteinzugsgebiet. Daher sind keine Änderungen am Bauwerk erforderlich.

RÜB/RRB Wiblingwerde (B363 bzw. B363rrb)

Das Bauwerk ist als Fangbecken im Hauptschluss ausgebildet. Der Beckenüberlauf ist mit einer Tauchwand ausgestattet. Das Entlastungsverhalten ist als normal einzuschätzen. Die Abflussbegrenzung erfolgt über das nachgeschaltete Pumpwerk und wird anhand der vorliegenden Drosselmessung aus September 2013 mit $Q_{Dr} = 30 \text{ l/s}$ sicher eingehalten. Änderungen sind daher an der NWB-Anlage nicht vorgesehen. Der Abschlag aus dem RÜB erfolgt über das nachgeschaltete RRB Wiblingwerde in den Kreienberger Bach. Das RRB besitzt ein Volumen von $V = 1\,200 \text{ m}^3$ bei einem Einleitungsabfluss von 310 l/s und ab dem Jahr 2022 von 150 l/s . Messdaten des Bauwerkes liegen nicht vor. Die Simulationsberechnungen mit 310 l/s zeigen jedoch, dass eine Vollfüllung mit Entlastung statistisch nur alle 60 Jahre eintritt. Der Kreienberger Bach zeigt unterhalb der Einleitung deutliche Erosionserscheinungen. Zur hydraulischen Entlastung ist daher geplant, den Einleitungsabfluss auf künftig 75 l/s zu reduzieren. Der vorhandene Hydroslideregler soll gegen einen Regler für diese Wassermenge ausgetauscht werden. Die Häufigkeit und Dauer der Einleitung verringert sich dadurch nur unwesentlich von $n = 48 \text{ 1/a}$ auf $n = 49 \text{ 1/a}$ bzw. T_{Bek} von 199 h/a auf 205 h/a . Allerdings steigt die Entlastungshäufigkeit von $0,02$ auf $0,11$, sodass künftig etwa alle 9 Jahre ein Volleinstau erfolgt.

8.1 Geplante Entlastungsstandorte

Für die Niederschlagswasserbehandlung sind keine weiteren Standorte notwendig, da die zulässige Entlastungsfracht im Gesamteinzugsgebiet in allen Planungsphasen sicher eingehalten wird. Zur Entlastung des Hauptsammlers an der Nette wurde im Zuge des Niederschlags-Abfluss-Modells [9] jedoch ein weiterer Staukanal als Sanierungsvariante für das Kanalnetz vorgestellt und in Abstimmung mit der Bezirksregierung als Vorzugsvariante festgelegt. Die grobe Vorplanung sieht einen Regenüberlauf mit einem vorgelagerten Volumen im Bereich der Netter Schule vor. Vorgesehen ist dafür eine Aufweitung des Hauptsammlers

auf ein DN 1200. Das dann vorhandene Stauvolumen beträgt rd. 50 m³, der Drosselabfluss ist auf 210 l/s zu begrenzen. Die Umsetzung dieser Maßnahme wurde für den Prognose-Zustand berücksichtigt.

Der GEP der Stadt Altena [15] sah u.a. den Neubau von vier weiteren Regenüberläufen vor. Diese wurden auch bereits realisiert und dienen vornehmlich der hydraulischen Entlastung des Hauptsammlers an der Lenne. Der letzte Neubau (RÜ Südstraße) wird in 2023 abgeschlossen. Ansonsten sind verschiedene Nachrüstungen und Anpassungen vorgenommen worden. Offen ist dann nur noch gemäß GEP [15] der Umbau und die Drosselanpassung des RÜ Mühlenrahmede.

8.2 Reihenfolge der Maßnahmen

Alle Neu- und Umbauten können zeitnah durchgeführt werden. Zum Großteil wurden die Maßnahmen gemäß ABK der Stadt Altena [17] schon umgesetzt. Ein besonderer Fokus liegt sicher auf der Situation im Nettetäl, aufgrund der nicht den a.a.R.d.T entsprechenden Mischwassereinleitungen und den kritischen hydraulischen Engpässen sowohl in der dortigen Kanalisation als auch in der verrohrten Nette.

8.3 Berechnung der Einleitungsabflüsse

Im Rahmen dieser kalibrierten Schmutzfrachtberechnung wurden für alle Regenentlastungsanlagen die Einleitungs- bzw. Entlastungsabflüsse modelltechnisch errechnet. Diese wurden anhand der realistischen Ansätze und der optimierten Betriebsstrategie im Berechnungsmodell (MOMENT-Simulation) aufbauend auf der statistischen Auswertung der 1-jährlicher Entlastungsabflüsse für den Ist-, Soll- und Prognose-Zustand errechnet. Bild 32 zeigt beispielhaft für den SK 3 Rahmedestraße die Auswertung des ermittelten 1-jährlichen Einleitungsabflusses anhand der Simulationsergebnisse über einen Zeitraum von rd. 62 Jahren (Regenreihe „Versetalsperre“ (RV)). Auf Basis der Simulationsergebnisse sind für alle Entlastungsbauwerke die neu ermittelten Einleitungsabflüsse in Heft 4, Anlage 4 dargestellt.

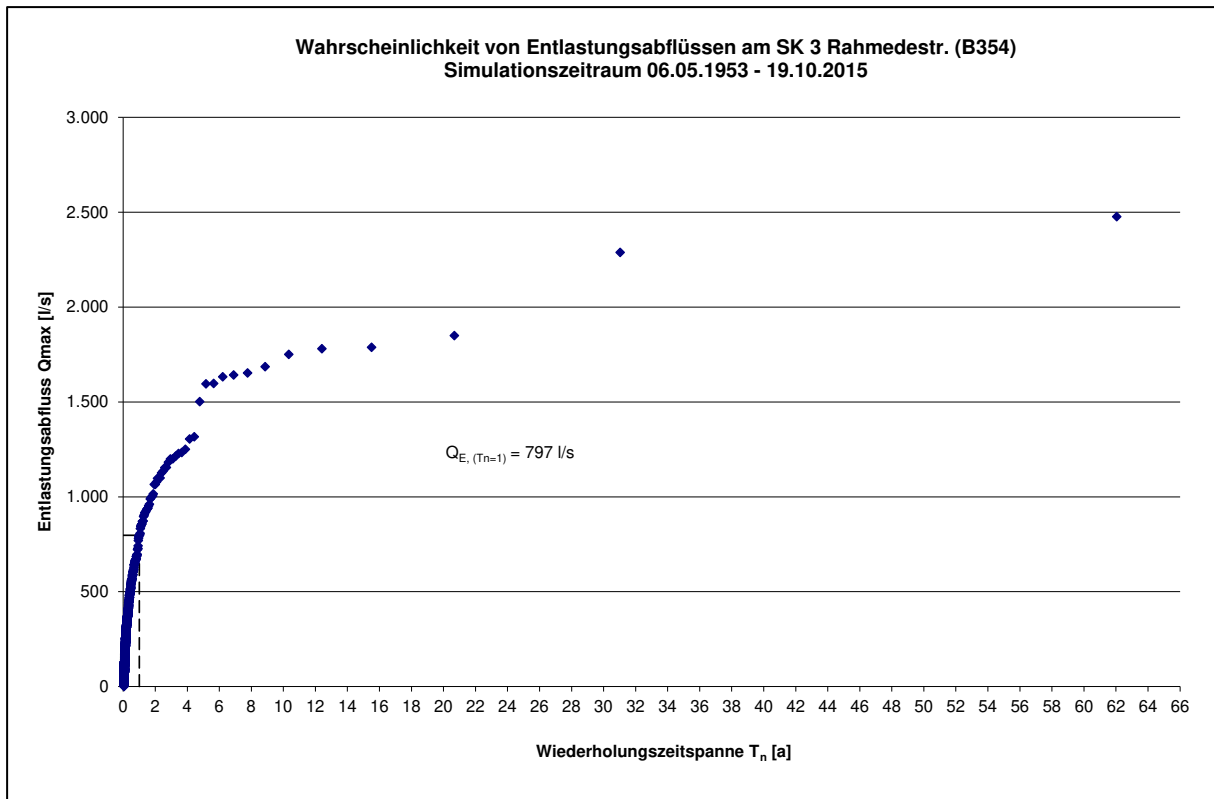


Bild 32: Ermittlung des 1-jährlichen Einleitungsabflusses anhand der statistischen Auswertung der Simulationsergebnisse am SK 3 Rahmedestraße (Prognose-Zustand)

8.4 Zusammenstellung der Einleitungsabflüsse

Tabelle 36 zeigt alle vorhandenen Entlastungsbauwerke mit dem Vergleich der Einleitungsmengen nach dem zurzeit noch gültigen Einleitungsantrag nach § 7 WHG, alt bzw. § 8 WHG, neu. Darüber hinaus sind die anhand der statistischen Auswertung neu ermittelten Entlastungsmengen (s. Kapitel 8.3) und der Zeitraum der genehmigten bzw. demnächst auslaufenden Einleitungsanträge dargestellt. Die Basis der statistischen Auswertung bildet ein 62-jähriges Regenkontinuum.

Tabelle 36: Genehmigte und ermittelte Mischwasserentlastungen aus den RV-Anlagen

Bestands-Nr.	SFB-Nr.	Art	Bezeichnung	Einleitungs- menge ins Gewässer nach § 7 (alt) bzw. nach § 8 (neu) WHG Q _E [l/s]	Entlastungs- menge nach statistischer Auswertung (Prognose- Zustand) Q _{E, (n=1)} [l/s]	Einleitungs- gewässer	Genehmigung bis
Nachrodt-Wiblingwerde							
1 301 350	B350	DLB-N	RÜB Einsaler Hof	156	267	Lenne	28.02.2025
1 301 360	B360	FGB-N	RÜB Einsal, B 236	388	380	Lenne	28.02.2025
1 301 363	B363	FGB-H	RÜB Wiblingwerde (Einleitung in RRB Wiblingwerde)	-	523	Kreinberger Bach	31.01.2025
2 301 363	B363rrb	RRB	RRB Wiblingwerde	150	75	Kreinberger Bach	31.01.2025
Altena							
1 301 351	B351	DLB-N	RÜB Pleuger	1.326	1.536	Nette	31.01.2025
1 301 352	B352	SKU	SK 1 Westiger Str.	257	256	Nette	31.01.2025
1 301 353	B353	SKO	SK Linscheid	322	339	Lenne	31.01.2025
1 301 354	B354	SKU	SK 3 Rahmedestr.	1.462	797	Rahmede	31.01.2025
1 301 355	B355	SKU	SK 1 Unterer Ardeyweg	712	414	Rahmede	31.01.2025
1 301 356	B356	SKO	SK 4 Dahle	1.160	1.160	Nette	31.08.2042
1 301 357	B357	SKU	SK 3 Dahle-Fuhleck	111	111	Nette	31.08.2042
1 301 359	B359	SKU	SK 4 Südstraße	1.013	702	Rahmede	31.01.2025
1 301 361	B361	DLB-N	RÜB KA Altena	1.300	1.567	Lenne	31.05.2027
1 301 362	B362	SKO	SK Werdohler Str.	169	0 ²⁾	Lenne	31.01.2025

¹⁾Änderung gemäß Antrag vom 20.09.2021 und Genehmigung vom 22.02.2022

²⁾Entlastung nur bei einer Häufigkeit < 1,0/a

Tabelle 37: Genehmigte und ermittelte Mischwasserentlastungen aus den Regenüberläufen

Bestands-Nr.	SFB-Nr.	Bezeichnung	Einleitungsmenge ins Gewässer nach § 7 (alt) bzw. nach § 8 (neu) WHG Q_E [l/s]	Entlastungsmenge nach statistischer Auswertung (Prognose-Zustand) $Q_{E, (n=1)}$ [l/s]	Einleitungsgewässer	Genehmigung bis
Nachrodt-Wiblingwerde						
6 301 401	R01	RÜ Helbecke	295	142	Lenne	30.06.2041
6 301 402	R02	RÜ Oppenhusen	150	150	Oppenhusener Bach	30.06.2041
6 301 404	R04	RÜ Am Tunnel	8	4	Lenne	30.06.2041
Altena						
6 301 405	R86	RÜ Im Kuestersort	155	56	Lenne	31.12.2020
6 301 406	R87	RÜ Marktstraße	273	106	Lenne	31.12.2020
6 301 407	R88	RÜ Bornstraße	135	71	Lenne	31.12.2020
6 301 408	R89	RÜ Linscheidstraße	681	379	Lenne	31.12.2025
6 301 409	R90	RÜ Winkelsen Brücke	Notüberlauf	0	Lenne	-
6 301 410	R91	RÜ PW Winkelsen	Notüberlauf	0	Lenne	-
6 301 411	R93	RÜ Mühlenrahmede	1.051	634	Rahmede	31.12.2031
6 301 412	R94	RÜ Südstraße	697	255	Rahmede	31.03.2042
6 301 413	R95	RÜ Steinernen Brücke	353	112	Lenne	31.12.2020
6 301 414	R96	RÜ Rahmedestraße	239	144	Rahmede	31.12.2025
6 301 415	R97	RÜ Bahnhofstraße	768	458	Lenne	31.12.2025
6 301 416	R98	RÜ Knerling	1.161	561	Lenne	31.12.2025
6 301 417	R99	RÜ Linscheid	465	195	Hegscheider Bach	31.12.2020
6 301 xxx	R100	RÜ Netter Schule	-	179	Nette	noch nicht beantragt

Durch die Schwellenerhöhung an den RÜ Winkelsen Brücke und RÜ PW Winkelsen entlasten diese Bauwerke gar nicht. Der jeweilige Zulaufkanal wird als Zwischenspeicher genutzt, sodass außer bei Extremereignissen eine vollständige Weiterleitung des anfallenden Mischwassers erfolgt. Damit erübrigt sich die Nachweisführung für diese Regenüberläufe und die Bauwerke können als Anlagen zur Verhütung von Überflutungsschächten (Notüberlauf) angesehen werden [15], was auch die Ergebnislisten der vorliegenden SFB für die einzelnen Zustände untermauert.

9. Beteiligung anderer Stellen während der Planungsphase

Die Bearbeitung erfolgte mit Unterstützung der Kommunen Altena und Nachrodt-Wiblingwerde sowie dem Abwasserwerk der Stadt Altena. Die Grundlagen der Abwasserbauwerke basieren auf den aktuell gültigen Kanalnetzentwürfen. Das Konzept dieses Entwurfs wurde der Bezirksregierung Arnsberg und allen Beteiligten am 23.06.2017 und die Ergebnisse am 26.09.2023 vorgestellt.

10. Art des Genehmigungsverfahrens

Der hier vorliegende Entwurf zur IEP der KA Altena wird zusammen mit der Schmutzfrachtberechnung als eigenständiger Entwurf gemäß § 57 Abs. 1 LWG angezeigt.

Die kurzfristig auslaufenden Einleitungsgenehmigungen nach § 8 WHG für alle MW-Einleitungen der NWBA werden, wie mit der Genehmigungsbehörde abgesprochen, auf Grundlage dieser IEP neu beantragt.

11. Zusammenfassung

Im Rahmen der Integralen Entwässerungsplanung mit dem kalibrierten Schmutzfrachtmodell MOMENT [3] konnte der Nachweis des ausreichend vorhandenen Niederschlagswasserbehandlungsvolumens erbracht werden. Dieses Ergebnis ist dank eines spezifischen Volumens von rd. 53 m³/ha bezogen auf die abflusswirksame Mischgebietsfläche (A_u) möglich.

Zur Optimierung des Gesamtsystems sind Anpassungen des Drosselabflusses an den NWBA RÜB Pleuger, RÜB Einsal, dem RRB Wiblingwerde und ein Drosselumbau an den NWBA SK 1 Westiger Straße, SK 3 Rahmedestraße, SK 4 Dahle und SK 3 Dahle-Fuhleck und der Neubau des RÜ Netter Schule vorgesehen.

Bereits in der Vergangenheit konnte seitens der Kommunen durch erfolgreiche Sanierungen ein signifikanter Rückgang des Fremdwasserabflusses erreicht werden. Weitere Maßnahmen sind für die Zukunft geplant.

Die Reinigungsleistung der Kläranlage ist durch den Neubau der Biologie durch das NEREDA®-Verfahren zukünftig gesichert. Die Ergebnisse der Leistungsphase scheinen die Erwartungen an die Leistungsfähigkeit zu erfüllen.

Die Einleitungen der Siedlungsentwässerung im EZG der KA Altena betreffen im Wesentlichen die Lenne, Rahmede und Nette. Die Gewässeruntersuchungen, die im Rahmen der IEP sowie des operativen Monitorings nach WRRL durchgeführt wurden, zeigen, dass die Einleitungen aus dem EZG der KA Altena die Bewirtschaftungsziele nach WRRL „guter ökologischer Zustand“ bzw. „gutes ökologisches Potenzial“ nicht gefährden. Für die Nette

wurde ein NA-Modell erstellt, wodurch eine realitätsnähere Abbildung des Abflussgeschehens ermöglicht wurde. Auch die Rahmede ist bereits aufgrund der Einleitungen im Einzugsgebiet der KA Rahmedetal stark vorbelastet. Auch hier können aufgrund eines NA-Modells genauere Maßnahmen abgeleitet werden.

Für die zukünftige Zulaufsituation der Kläranlage Altena ist der vorgeschaltete BÜ des RÜB KA Altena unter Beachtung der Hochwassersicherheit umzubauen.

Essen, im Oktober 2023



Dipl.-Ing.
Abteilungsleiter



Dipl.-Ing.
Sachbearbeiter



Prof. Dr.-Ing.
Vorsitzender des Vorstandes,
Vorstand Technik und
Flussgebietsmanagement



Dr.-Ing.
Geschäftsbereichsleiterin
Zentrale technische Abteilungen

12. Literatur

- [1] Arbeitsblatt DWA-A 118 (2006):
Arbeitsblatt DWA-A 118 - Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen - März 2006, Stand: korrigierte Fassung September 2011.
- [2] ATV (1992):
ATV-Arbeitsblatt A 128, Richtlinie für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen. April 1992, Hennef.
- [3] Brandt-Gerdes-Sitzmann GmbH (2023):
MOMENT 10.04, Programmbeschreibung, Schmutzfrachtsimulationsmodell.
Brandt-Gerdes-Sitzmann GmbH, Ingenieurbüro für Wasserwirtschaft und Umwelttechnik, An der Eschollmühle 28, 63297 Darmstadt, 2023.
- [4] Dr. Papadakis GmbH (2021):
Variantenuntersuchung zur Optimierung des Nette-Sammlers. Februar 2021, Essen.
- [5] DWA (2006):
Arbeitsblatt DWA-A 100, Leitlinien der Integralen Siedlungsentwässerung (ISiE).
Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Dezember 2006, Hennef.
- [6] DW-Ingenieure GmbH (Vorentwurf 2023):
Gemeinde Nachrodt-Wiblingwerde
Abwasserbeseitigungskonzept, 6. Fortschreibung, Zeitraum 2023 - 2028 und 2029 - 2034, Kamen.
- [7] Forum Siedlungswasserwirtschaft und Abfallwirtschaft Universität Essen (2003):
Heft 21, Thorsten Frehmann, Untersuchung der Wirksamkeit von Stauraumkanälen mit unten liegender Entlastung zur Regenwasserbehandlung.
- [8] Gesellschaft zur Förderung des Lehrstuhls für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik (LSU) an der Ruhr-Universität Bochum e.V. (2002):
Schriftreihe 42 Siedlungswasserwirtschaft Bochum, Helmut Grüning.
„Ein Modell zur simultanen Bewirtschaftung von Kanalnetz und Kläranlage unter Berücksichtigung resultierender Gewässerbelastungen“.
- [9] Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt GmbH (2020):
Projektbericht Niederschlags-Abfluss-Modell Nette. Dezember 2020, Essen.
- [10] Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt GmbH (2022):
Projektbericht Niederschlags-Abfluss-Modell Rahmede. Juni 2022, Essen.

- [11] IKT Institut für Unterirdische Infrastruktur (2006):
Wasserstandsmessungen an Regenbecken und Stauraumkanälen
Auswertung von Einstau- und Entlastungsergebnissen am Beispiel des Aggerverbandes. Kurzbericht 2006.
- [12] Ruhrverband (1997):
Kläranlage Altena, Schmutzfrachtberechnung. Februar 1997.
- [13] Ruhrverband (2007):
KA Schalksmühle, RÜB Talstraße, Abschlussbericht Messprogramm 2006. Juni 2007.
- [14] Ruhrverband (September 2010):
Abschlussbericht, Analyse der Fremdwassersituation und Erarbeitung von Handlungskonzepten im Einzugsgebiet der Ruhr, Projektphase 5.
- [15] RWG (Juni 2013):
Abwasserwerk Altena
Generelle Entwässerungsplanung (GEP) für das Kanalnetz im Einzugsgebiet der KA Altena.
- [16] RWG (November 2016):
Abwasserbetrieb der Gemeinde Nachrodt-Wiblingwerde
EZG KA Altena
Zentraler Abwasserplan (ZAP) Einsal und Wiblingwerde
- [17] RWG (Oktober 2018):
Abwasserwerk der Stadt Altena
Kanalnetz Altena
Abwasserbeseitigungskonzept, 6. Fortschreibung, Zeitraum 2019 - 2024

13. Angewandte Kurzzeichen

Zeichen	Einheit	Bedeutung
$A_{E,b}$	ha	Befestigte Fläche eines kanalisierten Einzugsgebietes
$A_{E,k}$	ha	An Kanalisation angeschlossene Einzugsgebietsfläche
A_{E0}	km ²	Oberirdisches Einzugsgebiet des Gewässers
A_u	ha	Undurchlässige (abflusswirksame) Fläche eines Mischgebietes
AFS	mg/l	Abfiltrierbare Stoffe
Bef.-Gr.	%	Befestigungsgrad
BSB ₅	mg/l, kg/d	Biologischer Sauerstoffbedarf
CSB	mg/l, kg/d	Chemischer Sauerstoffbedarf
$C_{CSB,T}$		CSB-Konzentration im Trockenwetterabfluss
E	-	Einwohner
EGW	E	Einwohnergleichwert
EG-WRRL	-	Europäische Wasserrahmenrichtlinie
ES	-	Einleitungsstelle
EW	E	Einwohnerwerte
EZ	E	Einwohnerzahl
EZG	-	Einzugsgebiet
h_{Na}	mm/a	Mittlere Jahresniederschlagshöhe
$Hq_{1,pnat}$	l/(s · km ²)	Potenziell naturnahe Hochwasserabflussspende
JSWM	m ³ /a	Jahresschmutzwassermenge
MID	-	Magnetisch Induktiver Durchflussmesser
MNq	l/(s · km ²)	Mittlere niedrigste Abflussspende
Mq	l/(s · km ²)	Mittlere Abflussspende
NG_m	-	Mittlere Neigungsgruppe
N_{anorg}	mg/l, kg/d	Anorganischer Stickstoff
N_{ges}	mg/l, kg/d	Gesamtstickstoff
NO_3-N	mg/l, kg/d	Nitratstickstoff
NO_4-N	mg/l, kg/d	Ammoniumstickstoff
OGU	-	Orientierende Gewässerökologische Untersuchung
oh.	-	Oberhalb
P_{ges}	mg/l, kg/d	Gesamtphosphor
$Q_{d,min}$	l/s	Minimaler täglicher Abwasserabfluss
Q_{Dr}	l/s	Drosselabfluss
$Q_{E,zul}$	l/s	Kritischer jährlicher Einleitungsabfluss

Zeichen	Einheit	Bedeutung
q_F	$l/(s \cdot ha)$	Fremdwasserabflussspende
$Q_{F,aM}$	l/s	Fremdwasserabfluss im Jahresmittel
$Q_{F,pM}$	l/s	Fremdwasserabfluss im Periodenmittel
$Q_{G,aM}$	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
$Q_{S,aM}$	l/s	Schmutzwasserabfluss im Jahresmittel
$Q_{S,h,max}$	l/s	Schmutzwasser-Spitzenabfluss
Q_{krit}	l/s	Kritischer Mischwasserabfluss
Q_{rkrit}	l/s	Kritischer Regenabfluss
Q_{max}	l/s	Maximalabfluss
Q_M	l/s	Mischwasserabfluss zur Kläranlage
q_R	$l/(s \cdot ha)$	Regenabflussspende
Q_R	l/s	Regenabfluss des Gesamtgebietes
$Q_{R,Tr}$	l/s	Regenabfluss aus Trenngebieten
$Q_{T,aM}$	l/s	Trockenwetterabfluss im Jahresmittel
$Q_{T,h,max,85}$	l/s	Tagesspitze des Trockenwetterabflusses, 85 %-Perzentilwert
$Q_{T,h,max,aM}$	l/s	Tagesspitze des Trockenwetterabflusses, arithmetisches Jahresmittel
LHKW	$\mu g/l$	Leichtflüchtige halogenierte Kohlenwasserstoffe
NWE	-	Niederschlagswassereinleitung
PBSM	$\mu g/l$	Pflanzenbehandlungs- und Schädlingsbekämpfungsmittel
r_{krit}	$l/(s \cdot ha)$	Kritische Regenspende
SI	-	Saprobienindex
SFB	-	Schmutzfrachtberechnung
SF_e	$kg\ CSB/a$	Entlastete Schmutzfracht
RÜ	-	Regenüberlauf
RÜB-FB	-	Regenüberlaufbecken als Fangbecken
RÜB-DB	-	Regenüberlaufbecken als Durchlaufbecken
H	-	Hauptschluss
N	-	Nebenschluss
SI	-	Saprobienindex
SKO	-	Stauraumkanal mit oben liegender Entlastung
SKU	-	Stauraumkanal mit unten liegender Entlastung
TEZG	-	Teileinzugsgebiet
TG	-	Trenngebiet

Zeichen	Einheit	Bedeutung
uh.	-	Unterhalb
V	m ³	Allgemein: Volumen
V _s	m ³ /ha	Spezifisches Speichervolumen
WBP	-	Wiederbesiedlungspotenzial
WE	-	Wohneinheit
WRRL	-	Wasserrahmenrichtlinie
w _d	l/(E · d)	Spezifischer Wasserverbrauch
X _G	x/24	Stundenfaktor für gewerblichen Schmutzwasserabfluss
X _H	x/24	Stundenfaktor für häuslichen Schmutzwasserabfluss
X _{T,85}	x/24	Stundenfaktor für Spitzenabfluss an Trockenwettertagen, 85 %-Perzentilwert
X _{T,aM}	x/24	Stundenfaktor für Spitzenabfluss an Trockenwettertagen, arithmetisches Jahresmittel