
Hochwasserschutzplan Wümme

Hydrodynamische numerische Simulationen von Hochwasserereignissen im Einzugsgebiet der Wümme, Hamme und Lesum unter Berücksichtigung der Niederschlag-Abfluss-Verhältnisse

Auftraggeber:

**Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten-
und Naturschutz (NLWKN) - Betriebsstelle Verden**

Bearbeitung:

**Dr.-Ing. Andreas Matheja
Dipl.-Ing. Christian Pohl
Dipl.-Ing. Lutz Schweter
Dipl.-Ing. Heiko Spekker**

Bericht Nr. 685

September 2006

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis	VI
Tabellenverzeichnis	XVI
Verzeichnis der Anhänge	XX
Symbolverzeichnis	XXII
1 Veranlassung und Aufgabenstellung	1
2 Vorgehen und Methodik.....	3
2.1 Beschreibung des Untersuchungsprogramms.....	3
2.2 Digitale Geländehöhenmodelle.....	5
2.2.1 Erfassung der Geländetopographie	5
2.2.2 Modellierung der Flussauen.....	8
2.2.3 Kombination von Gelände- und Flussdaten.....	8
2.2.4 Berücksichtigung von Bauwerksdaten	12
2.3 Niederschlag-Abfluss-Modelle	13
2.3.1 Randbedingungen und Datenauswahl.....	13
2.3.2 Niederschlag	15
2.3.2.1 Niederschlagsarten und -typen	15
2.3.2.2 Niederschlagsmessung.....	16
2.3.2.3 Gebietsniederschlag	18
2.3.3 Verdunstung.....	21
2.3.4 Abflussbildung und -konzentration	22
2.4 Grundlagen der hydronumerischen Modelle.....	26
2.4.1 Theoretische Grundlagen des hydrodynamischen Modells (HD-Modul)	26
2.4.2 Theoretische Grundlagen des Niederschlag-Abfluss-Modells (NAM-Modul).....	28
2.4.2.1 Modellstruktur	28
2.4.2.2 Kalibrierungsparameter.....	31
2.4.2.3 Grundlegende Modellkomponenten	33
2.4.2.4 Anfangsbedingungen	38
3 Beschreibung des Modellgebietes	39
3.1 Abflussregulierung und Morphologie	39
3.1.1 Topographie des Modellgebietes.....	39
3.1.2 Gewässer und Teileinzugsgebiete.....	41
3.2 Hydrologische und hydraulische Randbedingungen	48
3.2.1 Hydrologische Landschaften und Pegel im Bearbeitungsgebiet.....	48
3.2.2 Gewässerkundliche Hauptwerte und Hochwasserbemessungswerte	52
3.2.3 Statistische Auswertung vorhandener Pegelaufzeichnungen.....	54

3.2.3.1	Ausgewertete Pegel	54
3.2.3.2	Pegel Vegesack (WSA BREMEN) in der Weser	54
3.2.3.3	Pegel Wasserhorst (WSA BREMEN) in der Lesum	56
3.2.3.4	Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) in der Wümme	57
3.2.3.5	Pegel Hellwege-Schleuse (NLWKN VERDEN) in der Wümme	59
3.2.3.6	Pegel Worth (NLWKN VERDEN) in der Wiedau	63
3.2.3.7	Pegel Lauenbrück B75 (NLWKN VERDEN) in der Wümme	64
3.2.3.8	Bewertung der sich abzeichnenden Entwicklungen	65
3.3	Systemgeometrie der Gewässer	67
3.3.1	Querschnitte	67
3.3.2	Wehre, Sperrwerke und Sohlbauwerke	68
3.3.3	Regenrückhaltebecken	78
3.3.4	Siele und Schöpfwerke	79
3.3.5	Brücken	81
4	Aufbau des Niederschlag-Abfluss-Modells	85
4.1	Teileinzugsgebiete	85
4.2	Zeitliche und räumliche Verteilung des Niederschlags	88
4.3	Zeitliche und räumliche Verteilung der Verdunstung	92
4.4	Temperatur	94
4.5	Abfluss	96
4.5.1	Eta-Verfahren nach GILS	96
4.5.2	Abflussverhalten im Bearbeitungsgebiet	97
4.6	Boden und Flächennutzungsstrukturen	100
5	Aufbau des hydrodynamisch numerischen Modells	109
5.1	Modellannahmen	109
5.1.1	Abflussmengen an den oberen Modellrändern	109
5.1.1.1	Abflusswerte für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells	109
5.1.1.2	Abflusswerte für die Prognose der HQ ₁₀₀ und HQ _{5, Sommer} -Ereignisse	109
5.1.2	Wasserstände an der unteren Modellgrenze	112
5.1.2.1	Wasserstände für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells	112
5.1.2.2	Wasserstände für die Prognose der HQ ₁₀₀ und HQ _{5, Sommer} – Ereignisse ...	112
5.1.3	Sperrwerkssteuerung	115
5.1.4	Wehrsteuerung	116
5.1.5	Seitliche Zuflüsse in das Untersuchungsgebiet	116
5.1.6	Steuerung der Siele und Schöpfwerke	116
5.1.7	Anschluss der für die Retention notwendigen Vorlandbereiche	116
6	Kalibrierung des Niederschlag-Abfluss-Modells	118
6.1	Kalibrierungszeiträume	118
6.2	Zielfunktionen und Effizienzkriterium	118

6.3	Untersuchungsergebnisse	119
6.4	Analyse der Simulationsergebnisse.....	131
7	Kalibrierung des hydrodynamischen Modells	133
7.1	Vorgehen bei der Modellkalibrierung	133
7.2	Ergebnisse der Modellkalibrierung	138
8	Prognoserechnungen	145
8.1	Wiederkehrzeiten bei der Bemessung wasserbaulicher Anlagen.....	145
8.2	Simulation von Niederschlagsereignissen in Teileinzugsgebieten mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren (N_{100})	145
8.2.1	Niederschlagsdauer und -höhe.....	145
8.2.2	Zeitlicher Verlauf des Niederschlags	150
8.2.3	Räumliche Verteilung des Niederschlags	151
8.2.4	Untersuchungsergebnisse der Prognoserechnungen.....	152
8.3	Simulation von Hochwasserereignissen in Teileinzugsgebieten mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren ($HQ_{100/stationär}$).....	156
8.3.1	Hydronumerische Simulation	156
8.3.2	Darstellung der Überschwemmungsgebiete	157
8.4	Bestimmung des Gefährdungspotentials charakteristischer Hochwasserereignisse ($HQ_{100/instationär}$ und $HQ_{5, Sommer/instationär}$)	163
8.4.1	Hydronumerische Simulation	163
8.4.2	Darstellung der Überschwemmungsgebiete bei einem HQ_{100}	165
8.4.2.1	Einzugsgebiet der Hamme und Lesum.....	165
8.4.2.2	Einzugsgebiet der Wümme	170
8.4.3	Darstellung der Überschwemmungsgebiete bei einem $HQ_{5, Sommer}$	175
8.4.3.1	Einzugsgebiet der Hamme und Lesum	175
8.4.3.2	Einzugsgebiet der Wümme	178
9	Simulation und Analyse von Maßnahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes im Einzugsgebiet der Wümme.....	182
9.1	Allgemeines	182
9.2	Einfluss geänderter Landnutzung auf den Hochwasserabfluss.....	182
9.3	Rückhaltung oberhalb der Wilstedter Mühle im Einzugsgebiet der Wörpe.....	184
9.3.1	Beschreibung der Maßnahme.....	184
9.3.2	Ergebnisse der Maßnahme.....	187
9.4	Rückhaltung im Einzugsgebiet der Oberen Wümme durch Ausnutzung vorhandener Retentionsräume	191
9.4.1	Beschreibung der Maßnahme.....	191
9.4.2	Ergebnisse der Maßnahme.....	194
9.5	Retention im Bereich Vahlde	201
9.5.1	Beschreibung der Maßnahme.....	201

9.5.2	Ergebnisse der Maßnahme.....	203
9.6	Retention im Bereich des geplanten Querdammes an der Fintau	205
9.6.1	Beschreibung der Maßnahme.....	205
9.6.2	Ergebnisse der Maßnahme.....	207
9.7	Retention im Bereich Bothel	208
9.7.1	Beschreibung der Maßnahme.....	208
9.7.2	Ergebnisse der Maßnahme.....	211
9.8	Retention im Bereich Worth.....	213
9.8.1	Beschreibung der Maßnahme.....	213
9.8.2	Ergebnisse der Maßnahme.....	215
9.9	Retention in den Bereichen „Weg zwischen den Wassern“ und „Stockfortsweg“.....	217
9.9.1	Beschreibung der Maßnahme.....	217
9.9.2	Ergebnisse der Maßnahme.....	220
9.10	Anschluss von Altarmen im Bereich der Mittleren Wümme	222
9.10.1	Beschreibung der Maßnahme.....	222
9.10.2	Ergebnisse der Maßnahme.....	224
9.11	Vermehrte Rückhaltung in Regenrückhaltebecken und Mühlenteichen	224
9.11.1	Mühlenteich „Eggersmühlen“ an der Fintau.....	225
9.11.1.1	Beschreibung der Maßnahme.....	225
9.11.1.2	Ergebnisse der Maßnahme.....	230
9.11.2	Mühlenteich „Lünzener Mühle“ an der Veerse.....	233
9.11.2.1	Beschreibung der Maßnahme.....	233
9.11.2.2	Ergebnisse der Maßnahme.....	235
9.11.3	Retentionsraum im Bereich „Ahauser Mühle“ am Ahauser Bach	237
9.11.3.1	Beschreibung der Maßnahme.....	237
9.11.3.2	Ergebnisse der Maßnahme.....	239
9.11.4	Regenrückhaltebecken an der B75 am Westerholzer Kanal	240
9.11.4.1	Beschreibung der Maßnahme.....	240
9.11.4.2	Ergebnisse der Maßnahme.....	241
9.11.5	Vermehrte Rückhaltung im Regenrückhaltebecken Visselhövede im Einzugsgebiet der Rodau.....	243
9.11.5.1	Beschreibung der Maßnahme.....	243
9.11.5.2	Ergebnisse der Maßnahme.....	246
9.12	Hochwasserentlastung durch Ausbau des Everinghausen - Scheeßeler Kanal.....	247
9.12.1	Beschreibung der Maßnahme.....	247
9.12.2	Ergebnisse für den Ausbau des Everinghausen - Scheeßeler Kanals	249
9.13	Überregionale Auswirkungen der untersuchten Maßnahmen	250
9.13.1	Pegel Lauenbrück B75.....	254
9.13.2	Pegel Hellwege Schleuse	257
9.13.3	Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)	261

9.13.4	Zusammenfassung und Bewertung der Maßnahmen.....	264
10	Zusammenfassung.....	265
Literatur.....		269

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1-1:	Überflutete Vorlandbereiche im Einzugsbereich der Wümme während des Hochwasserereignisses im September 2001.....	1
Abb. 2-1:	Abdeckung des Modellgebietes mit Daten aus Überfliegungen (Vermessung mittels Laserscanner) und DGM 5 (1) bzw. DHM Daten im Bereich der Lesum, Hamme und Wümme	7
Abb. 2-2:	Triangulierte Punkt- und Liniendaten im digitalen Geländehöhenmodell.....	9
Abb. 2-3:	Quadratische Vermaschung (Bild oben) und unregelmäßige Dreiecksvermaschung (Bild unten) [ESRI, 1997].....	9
Abb. 2-4:	Darstellung einer Flussschleife im TIN	11
Abb. 2-5:	Aufbau des numerischen Modells durch aus der Geländetopographie abgeleitete Querprofile	11
Abb. 2-6:	Berechnete Überflutungsflächen mit hinterlegter DGK 5 – Karte	12
Abb. 2-7:	Abbildung der Wehranlage Scheeßel (links unten) im digitalen Geländemodell ..	13
Abb. 2-8:	Thiessenmethode zur Bestimmung der räumlichen Verteilung des Niederschlags	19
Abb. 2-9:	Ermittlung des Gebietsniederschlags mit Hilfe der Isohyetenmethode.....	20
Abb. 2-10:	Abflussbildung und -konzentration [nach BAUMGARTNER & LIEBSCHER, 1996].....	22
Abb. 2-11:	Unterteilung der Abflussganglinie in Basis- und Direktabfluss [DVWK, 1982].....	23
Abb. 2-12:	Vordringen der Feuchtefront bei Infiltrationsüberschuss an der Oberfläche [modifiziert nach ZAIß, 1989]	24
Abb. 2-13:	Hydrologischer Kreislauf [DHI, 2002, modifiziert]	29
Abb. 2-14:	Modellstruktur des Niederschlag-Abfluss Modells Mike 11 NAM [DHI, 2004]	30
Abb. 2-15:	Beginn des Oberflächenabflusses in Abhängigkeit der Kalibrierungsparameter [modifiziert nach DHI, 2004]	35
Abb. 3-1:	Gewässernetz im Bearbeitungsgebiet Wümme mit Einzugsgebietsgrößen $A_{E0} > 10 \text{ km}^2$ [BEZIRKSREGIERUNG LÜNEBURG, 2003].....	39
Abb. 3-2:	Topographische Darstellung des Bearbeitungsgebietes	40
Abb. 3-3:	Lesumsperrwerk (Bild links) und im Schöpfwerk des Lesumsperrwerks installierte Pumpen (Bild rechts) [DEICHVERBAND RECHTES WESERUFER, 2003].....	41
Abb. 3-4:	Nordarm (Bild links) und Südarm (Bild rechts) [FRANZIUS-INSTITUT, 2002].....	42
Abb. 3-5:	Ritterhuder Sperrwerk in der Hamme [FRANZIUS-INSTITUT, 2002]	43
Abb. 3-6:	Oberlauf der Wörpe bei Schnakenmühlen (Bild links); Unterlauf der Wörpe in Lilienthal (Bild rechts) [Franzius-Institut, 2004 und 2005]	44
Abb. 3-7:	Oberlauf der Wieste (Bild links); Unterlauf der Wieste mit Wassermühle in Stuckenborstel (Bild rechts) [Franzius-Institut, 2005]	45
Abb. 3-8:	Mittelläufe der Gewässer Wiedau (Bild links) und Rodau (Bild rechts) [NLWKN, 2004].....	46

Abb. 3-9:	Pegelmessnetz des Gewässerüberwachungssystems Niedersachsen [NLÖ, 2004]	51
Abb. 3-10:	Entwicklung des Tideniedrig- und Tidehochwassers (NTnw, MTnw, HThw, MThw) am Pegel Vegesack im Zeitraum 1931 – 2003 [NLÖ, 1931 – 2001; WSA BREMEN, 2002 – 2004].....	56
Abb. 3-11:	Entwicklung des Tideniedrig- und Tidehochwassers (MTnw, MThw) am Pegel Wasserhorst im Zeitraum 1940 – 2001 [LIMOSA, 2002].....	57
Abb. 3-12:	Entwicklung des Tideniedrig- und Tidehochwassers (NTnw, MTnw, HThw, MThw) am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) im Zeitraum 1970 – 2003 [NLWKN, 2004; WSA BREMEN, 2004].....	58
Abb. 3-13:	Entwicklung des Niedrig-, Mittel- und Hochwassers (NW, MW, HW) am Pegel Hellwege-Schleuse im Zeitraum 1953 – 2003 [NLÖ, 1953 – 2001; ergänzt durch digitale Daten].....	61
Abb. 3-14:	Entwicklung des Abflusses (NQ, MQ, HQ) am Pegel Hellwege-Schleuse im Zeitraum 1961 – 2001 [NLÖ, 1961 – 2001; ergänzt durch digitale Daten].....	62
Abb. 3-15:	Entwicklung des Abflusses (NQ, MQ, HQ) am Pegel Worth im Zeitraum 1983 – 2002 [NLÖ, 1983 – 2001; ergänzt durch digitale Daten].....	63
Abb. 3-16:	Entwicklung des Abflusses (NQ, MQ, HQ) am Pegel Lauenbrück B75 im Zeitraum 1971 – 2002 [NLÖ, 1971 – 2001; ergänzt durch digitale Daten].....	65
Abb. 3-17:	Wehr Giehlermühlen (links), Hartheckel – Schleuse (rechts).....	68
Abb. 3-18:	Teufelsmoorschleuse: von unterstrom (links), von oberstrom (rechts).....	70
Abb. 3-19:	Ritterhuder Sperrwerk: von unterstrom (links), von oberstrom (rechts).....	70
Abb. 3-20:	Wehrfelder und Schleuse des Lesumsperrwerks.....	72
Abb. 3-21:	Stauwehr und Sohlabsturz in der Fintau.....	72
Abb. 3-22:	Wehranlage Scheeßel (links), Mühle in Scheeßel (rechts).....	73
Abb. 3-23:	Lünzener Mühle und oberstrom liegender Mühlenteich (Veerse).....	73
Abb. 3-24:	Wehranlage Gohde.....	74
Abb. 3-25:	Isometrische Skizze der Kanuwehre in Rotenburg.....	74
Abb. 3-26:	Schleuse 1 (links), Schleuse 5 (rechts).....	75
Abb. 3-27:	Mühle Stuckenborstel.....	75
Abb. 3-28:	Wehr 4 im Wümme Südarm.....	76
Abb. 3-29:	Wehr 3 von ober- und unterstrom.....	77
Abb. 3-30:	Wehr 1 von ober- und unterstrom.....	77
Abb. 3-31:	Unterhaltungswehr Grasberg bei bordvollem Abfluss im September 2001.....	78
Abb. 3-32:	Lageplan (rechts) und TIN des Regenrückhaltebecken Rummeldeisbeek (links)	78
Abb. 3-33:	Mittlere Abschlagsmengen in m ³ /s (15-min-Zeitraum) am Schöpfwerk Wasserhorst (Juni - September 2001).....	80
Abb. 3-34:	Mittlere Abschlagsmengen in m ³ /s (15-min-Zeitraum) am Schöpfwerk Wasserhorst (April – Juli 2002).....	80

Abb. 3-35:	Beispiele für im Modellgebiet vorhandene Brücken.....	81
Abb. 4-1:	Teileinzugsgebiete, Pegel und Niederschlags- und Klimastationen im Bearbeitungsgebiet.....	87
Abb. 4-2:	Durchschnittliche monatliche Niederschlagshöhen an der Station Bremen-Flughafen für die Zeitreihe 1961 – 1990 [DWD, 1996]	88
Abb. 4-3:	Niederschlagshöhe an der Station Bremen-Flughafen (Juni - September 2001) .	91
Abb. 4-4:	Niederschlagshöhe an der Station Bremen-Flughafen (April - Juli 2002).....	91
Abb. 4-5:	Thiessen-Polygone zur Berechnung der räumlichen Verteilung des Niederschlags	92
Abb. 4-6:	Thiessen-Polygone zur Berechnung der räumlichen Verteilung der Verdunstung	93
Abb. 4-7:	Tageswerte der potentiellen Evapotranspiration an der Station Soltau im Jahr 2001	94
Abb. 4-8:	Tageswerte der potentiellen Evapotranspiration an der Station Soltau im Jahr 2002.....	94
Abb. 4-9:	Stundenwerte der Temperatur mit Trendlinie an der Station Soltau im Jahr 2001	95
Abb. 4-10:	Stundenwerte der Temperatur mit Trendlinie an der Station Soltau im Jahr 2002	95
Abb. 4-11:	Grundlage des Eta-Verfahrens (Verfahren nach Gils) [Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, 1966]	96
Abb. 4-12:	Ermittelte Abflussganglinie am Pegel Lauenbrück B75 (Juni - Sept. 2001).....	98
Abb. 4-13:	Ermittelte Abflussganglinie am Pegel Lauenbrück B75 (April - Juli 2002)	99
Abb. 4-14:	Niederschlagshistogramm an der Station Ottersberg-Otterstedt und Abflussganglinie am Pegel Sottrum im September 2001.....	99
Abb. 4-15:	Schematische Darstellung der Bodenregionen und –großlandschaften in Niedersachsen [NLfB, 1997].....	100
Abb. 4-16:	Bodentypen der Bodenübersichtskarte BÜK 50 im Bearbeitungsgebiet [NLfB, 2004].....	105
Abb. 4-17:	Moorflächen im Bearbeitungsgebiet	106
Abb. 4-18:	Versiegelungsgrad im Bearbeitungsgebiet [NLfB, 2004]	107
Abb. 4-19:	Nutzbare Feldkapazität im effektiven Wurzelraum nFKWe [mm] im Bearbeitungsgebiet [NLfB, 2004].....	108
Abb. 5-1:	Vergleich der Abflussganglinie des Hochwasserereignisses im Juli 2002 mit den generierten Abflussganglinien für die Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀ und HQ ₅ , Sommer am Beispiel des Westerholzer Kanals.....	110
Abb. 5-2:	Ausgleich von Inkonsistenzen (z.B. Fehler bei der Anwendung des Eta-Verfahrens).....	111
Abb. 5-3:	Abflussganglinien mit konformen Spitzenabflüssen [SACKL, 1994].....	111
Abb. 5-4:	Wasserstände als untere Randbedingung in der Weser (Pegel Vegesack) für den Lastfall (a) „Auflaufende Sturmflut in der Weser“	113
Abb. 5-5:	Wasserstände als untere Randbedingung in der Weser (Pegel Vegesack) für den Lastfall (b) „Windstau in der Weser“	114

Hydrodynamische Simulationen im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme

Seite IX

Abb. 5-6:	Wasserstände als untere Randbedingung in der Weser (Pegel Vegesack) für den Lastfall (c) „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“.....	114
Abb. 5-7:	Sperrwerkssteuerung Juli 2002	115
Abb. 5-8:	Grabensystem in den Wümmewiesen zwischen Hellwege und Borgfeld	117
Abb. 6-1:	Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse (April – Juli 2002)	122
Abb. 6-2:	Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse (Juni – Sept. 2001).....	123
Abb. 6-3:	Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Worth (April – Juli 2002)	123
Abb. 6-4:	Tageswerte der Niederschlagshöhe an der Station Hemslingen (April – Juli 2002)	124
Abb. 6-5:	Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Worth (Juni – September 2001)...	124
Abb. 6-6:	Ermittelter und simulierter Abfluss an der Mündung des Visselbachs, Variante 1	126
Abb. 6-7:	Simulierter Abfluss an der Mündung des Visselbach im Kalibrierungszeitraum 2001	126
Abb. 6-8:	Tageswerte der Niederschlagshöhe an der Station Visselhövede (Juni – Sept. 2001).....	127
Abb. 6-9:	Relativer Feuchtegehalt U/U_{\max} und L/L_{\max} in den Bodenspeichern sowie Basisabfluss des Teileinzugsgebietes Veerse EG_5 im Kalibrierungszeitraum 2001	130
Abb. 6-10:	Relativer Feuchtegehalt U/U_{\max} und L/L_{\max} in den Bodenspeichern sowie Basisabfluss des Teileinzugsgebietes Veerse EG_5 im Kalibrierungszeitraum 2002.....	130
Abb. 7-1:	Zoneneinteilung des Querschnittes	133
Abb. 7-2:	Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Lauenbrück B75 (25.06.2002 0. ⁰⁰ -31.07.2002 0. ⁰⁰)	138
Abb. 7-3:	Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Lauenbrück B75 (25.06.2002 0. ⁰⁰ - 31.07.2002 0. ⁰⁰)	139
Abb. 7-4:	Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Hellwege Schleuse (25.06.2002 0. ⁰⁰ -31.07.2002 0. ⁰⁰)	140
Abb. 7-5:	Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse (25.06.2002 0. ⁰⁰ -31.07.2002 0. ⁰⁰).....	140
Abb. 7-6:	Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) (25.06.2002 0. ⁰⁰ -31.07.2002 0. ⁰⁰)	141
Abb. 7-7:	Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Ritterhuder Schleuse OP (25.06.2002 0. ⁰⁰ -31.07.2002 0. ⁰⁰)	142
Abb. 8-1:	Auszug aus dem KOSTRA - Atlas für eine Dauerstufe von $D = 72$ h und einer Wiederkehrzeit von $T = 100$ Jahren.....	147
Abb. 8-2:	Empfohlener Niederschlagsverlauf [DVWK, 1984]	150

Abb. 8-3:	Intensitätsverlauf des hundertjährigen „DVWK-Regens“ mit einer Dauer von $D = 72,0$ h und einer Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm.....	151
Abb. 8-4:	Abflussganglinien der „DVWK-Regen“ mit hundertjähriger Wiederkehrzeit am Pegel Sottrum	152
Abb. 8-5:	Abflussganglinien des „DVWK-Regens“ ($D = 72,0$ h; $h_N = 110,0$ mm) und der Ereignisse im September 2001 und Juli 2002 am Pegel Sottrum.....	153
Abb. 8-6:	Histogramm des hundertjährigen DVWK-Regens mit einer Dauer von $D = 72,0$ h und einer Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm und die daraus resultierende Abflussganglinie am Pegel Sottrum	154
Abb. 8-7:	Abflussganglinien des „DVWK-Regens“ ($D = 72,0$ h; $h_N = 110,0$ mm) und der Ereignisse im September 2001 und Juli 2002 am Pegel Hellwege-Schleuse	154
Abb. 8-8:	Abflussganglinien des „DVWK-Regens“ ($D = 72,0$ h; $h_N = 110,0$ mm) und der Ereignisse im September 2001 und Juli 2002 am Pegel Ahrensdorf.....	155
Abb. 8-9:	Überschwemmungsgebiet im Bereich der Ortslage Lilienthal	157
Abb. 8-10:	Überschwemmungsgebiet im Bereich der Ortslage Sottrum	158
Abb. 8-11:	Überschwemmungsgebiet im Bereich der Ortslage Ottersberg.....	159
Abb. 8-12:	Überschwemmungsgebiet im Bereich der Ortslage Lauenbrück.....	160
Abb. 8-13:	Überschwemmungsgebiet im Bereich der Ortslage Rotenburg.....	161
Abb. 8-14:	Überschwemmungsgebiet im Bereich des Wümme-Parks.....	162
Abb. 8-15:	Begrenzung der Überschwemmungsgebiete beidseits des Flussschlauches durch einen ausgeprägten Geestrücken im Bereich Varel	163
Abb. 8-16:	Überschwemmungsgebiete im Bereich Giehlermühlen – Ahrensdorf (Giehler Bach) bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“).....	166
Abb. 8-17:	Überschwemmungsgebiete im Bereich des Unterlaufs der Rummeldeisbeek bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“).....	166
Abb. 8-18:	Überschwemmungsgebiete im Bereich des Unterlaufs der Schmoor bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“).....	167
Abb. 8-19:	Überschwemmungsgebiete im Bereich der Hamme bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“ [Blau], „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ [Cyan])	168
Abb. 8-20:	Überschwemmungsgebiete im Bereich der Lesum bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“ [Blau], „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ [Cyan])	169
Abb. 8-21:	Überschwemmungsgebiete im Bereich der Deichstrecke Borgfeld - Ritterhude bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“).....	170
Abb. 8-22:	Überschwemmungsgebiete im Bereich der Wörpe bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)	171
Abb. 8-23:	Vergleich der simulierten Wasserstände bei einem HQ_{100} für die Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)	172

Abb. 8-24:	Vergleich der simulierten Wasserstände bei einem HQ_{100} für die Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ am Pegel Hellwege Schleuse	172
Abb. 8-25:	Überschwemmungsgebiete im Bereich der Wümmewiesen bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)	173
Abb. 8-26:	Überschwemmungsgebiete im Bereich Fischerhude bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)	174
Abb. 8-27:	Überschwemmungsgebiete im Bereich Ottersberg bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)	174
Abb. 8-28:	Überschwemmungsgebiete im Bereich Rotenburg bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)	175
Abb. 8-29:	Überschwemmungsgebiete im Bereich der Hamme bei einem $HQ_{5, Sommer}$ (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)	176
Abb. 8-30:	Überschwemmungsgebiete im Bereich der Lesum bei einem $HQ_{5, Sommer}$ (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“ [Blau], „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ [Cyan])	177
Abb. 8-31:	Vergleich der simulierten Wasserstände bei einem $HQ_{5, Sommer}$ für die Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)	178
Abb. 8-32:	Vergleich der simulierten Wasserstände bei einem $HQ_{5, Sommer}$ für die Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ am Pegel Hellwege Schleuse	179
Abb. 8-33:	Überschwemmungsgebiete im Bereich der westlichen Wümmewiesen bei einem $HQ_{5, Sommer}$ (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)	180
Abb. 8-34:	Überschwemmungsgebiete im Bereich der östlichen Wümmewiesen bei einem $HQ_{5, Sommer}$ (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)	180
Abb. 8-35:	Überschwemmungsgebiete im Bereich Rotenburg bei einem $HQ_{5, Sommer}$ (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)	181
Abb. 9-1:	Simulierte Abflussganglinien am Pegel Sottrum für das Hochwasserereignis im Juli 2002 bei vorhandener und geänderter Landnutzung	183
Abb. 9-2:	Simulierter Wasserstand am Pegel Sottrum für das Hochwasserereignis im Juli 2002 bei vorhandener und geänderter Landnutzung	183
Abb. 9-3:	Verlauf der Wörpe [LGN, 2002] Ausschnitt: Brücke der K113 über die Wörpe im Bereich der Wilstedter Mühle [NLWKN, 2004]	184
Abb. 9-4:	Retentionsfläche oberhalb der Wilstedter Mühle im Einzugsgebiet der Wörpe ..	185
Abb. 9-5:	Einzugsgebiet der Wörpe mit Lage der Pegel und der oberen Modellgrenze	185
Abb. 9-6:	Steuerungsganglinie des Wehres an der Wilstedter Mühle im Vergleich zur Abflussganglinie des Bemessungshochwassers HQ_{100}	186
Abb. 9-7:	Vergleich der Abflussganglinien am Wehr Wilstedter Mühle mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ_{100}	187
Abb. 9-8:	Vergleich der Abflussganglinien am Pegel Grasberg mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ_{100}	188

Hydrodynamische Simulationen im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme

Seite XII

Abb. 9-9:	Retentionsfläche an der Wilstedter Mühle bei einem HQ ₁₀₀	189
Abb. 9-10:	Retentionsfläche an der Wilstedter Mühle bei einem HQ _{5, Sommer}	189
Abb. 9-11:	Überschwemmungsfläche bei einem HQ ₁₀₀ im Bereich Heidberg (ohne Maßnahme)	190
Abb. 9-12:	Überschwemmungsfläche bei einem HQ ₁₀₀ im Bereich Heidberg (mit Maßnahme)	190
Abb. 9-13:	Obere Wümme im Bereich Wintermoor - Lauenbrück [LGN, 2002]; Ausschnitte: Wehr 2 bei Dreihausen (links), Wehr 1 an der Kreisstraße 41 (rechts) [FRANZIUS-INSTITUT, 2005].....	191
Abb. 9-14:	Retentionsfläche oberhalb des Bahndammes in der Nähe der Ortslage Dreihausen	192
Abb. 9-15:	Retentionsfläche oberhalb der Kreisstraße K 41	192
Abb. 9-16:	Einzugsgebiete der Wümme und Fintau mit Lage der Pegel und oberen Modellgrenze bis zum Pegel Lauenbrück B75.....	193
Abb. 9-17:	Vergleich der Abflussganglinien an der Mündung der Fintau mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀	195
Abb. 9-18:	Vergleich der Abflussganglinien am Wehr 1 mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀	195
Abb. 9-19:	Vergleich der Abflussganglinien am Wehr 2 mit und ohne Retention bei einem HQ ₁₀₀	196
Abb. 9-20:	Längsschnitt der Oberen Wümme im Bereich der Wehre 1 und 2 bei einem hundertjährigen Hochwasserereignis HQ ₁₀₀ kurz vor Erreichen des maximalen Wasserstandes	198
Abb. 9-21:	Retentionsfläche an der K41 bei einem HQ ₁₀₀	199
Abb. 9-22:	Retentionsfläche an der Ortslage Dreihausen bei einem HQ ₁₀₀	199
Abb. 9-23:	Vergleich der Überschwemmungsgebiete im Bereich des Wümme-Parks bei einem HQ ₁₀₀ mit und ohne Retention.....	200
Abb. 9-24:	Fintau im Bereich Vahlde [LGN,2002]	201
Abb. 9-25:	Retentionsfläche an der Ortslage Vahlde	202
Abb. 9-26:	Einzugsgebiet der Fintau mit Lage des Pegel und der oberen Modellgrenze	202
Abb. 9-27:	Vergleich der Abflussganglinien an der Maßnahme (Ortslage Vahlde) mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀	203
Abb. 9-28:	Vergleich der Abflussganglinien am Pegel Lauenbrück Fintau mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀	204
Abb. 9-29:	Fintau im Bereich Lauenbrück [LGN, 2002]; Ausschnitt: südliche begrenzende Straße der Maßnahme [FRANZIUS-INSTITUT, 2005].....	205
Abb. 9-30:	Übersicht der Maßnahme „Querdamm“ an der Fintau.....	206
Abb. 9-31:	Vergleich der Abflussganglinien an der Maßnahme (Querdamm) mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀	207
Abb. 9-32:	Vergleich der Abflussganglinien am Pegel Lauenbrück Fintau mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀	207

Abb. 9-33:	Wiedau im Bereich Bothel [LGN,2002]; Ausschnitte:Einbauorte der Wehre, links: K 209; rechts: Verlängerung Straße Bahnhof Brockel [FRANZIUS-INSTITUT, 2005].	209
Abb. 9-34:	Retentionsfläche an der K 209 im Bereich Bothel	209
Abb. 9-35:	Retentionsfläche an der Verlängerung der Straße Bahnhof Brockel.....	210
Abb. 9-36:	Einzugsgebiete der Wiedau und des Hahnenbachs mit Lage des Pegels Worth und der oberen Modellgrenze	210
Abb. 9-37:	Vergleich der Abflussganglinien an der Maßnahme (Straße Bahnhof Brockel) mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ_{100}	212
Abb. 9-38:	Vergleich der Abflussganglinien am Pegel Worth mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ_{100}	212
Abb. 9-39:	Wiedau im Bereich Worth [LGN,2002]; Ausschnitt: Einbauort des Wehres an der K 209; rechts [FRANZIUS-INSTITUT, 2005].....	214
Abb. 9-40:	Retentionsfläche oberhalb der Ortslage Worth.....	214
Abb. 9-41:	Vergleich der Abflussganglinien an der Maßnahme (Worth) mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ_{100}	216
Abb. 9-42:	Vergleich der Abflussganglinien am Zusammenfluss von Rodau und Wiedau mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ_{100}	216
Abb. 9-43:	Rodau und Wiedau im Bereich Rotenburg [LGN,2002]; Ausschnitte: Einbauorte der Wehre, oben Stockfortsweg / unten Weg zwischen den Wassern [FRANZIUS-INSTITUT, 2005].....	218
Abb. 9-44:	Übersicht der Maßnahmen „Stockfortsweg“ und „Weg zwischen den Wassern“ an Rodau und Wiedau mit Lage und Geländehöhen in mNN.....	218
Abb. 9-45:	Einzugsgebiete der Wiedau, Rodau und des Hahnenbachs mit Lage der Pegel und der oberen Modellgrenzen.....	219
Abb. 9-46:	Steuerungsganglinie des Wehres am Stockfortsweg im Vergleich zur Abflussganglinie des Bemessungshochwassers $HQ_{5, Sommer}$	220
Abb. 9-47:	Vergleich der Abflussganglinien an der Maßnahme (Stockfortsweg) mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser $HQ_{5, Sommer}$	221
Abb. 9-48:	Vergleich der Abflussganglinien am Zusammenfluss von Rodau und Wiedau mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser $HQ_{5, Sommer}$	222
Abb. 9-49:	Obere Wümme zwischen Rotenburg und der Bundesautobahn 1 [LGN, 2002]; vergrößerte Darstellung: Altarme der Wümme im Bereich Everinghausen [NLWKN, 2000]	223
Abb. 9-50:	Anbindung der Wümme-Altarme	223
Abb. 9-51:	Digitales Geländemodell der Wümme mit angeschlossenen Altarmen im Bereich Everinghausen	224
Abb. 9-52:	Fintau im Bereich Eggersmühlen [LGN, 2002]; vergrößerte Darstellung: Mühlenteich Eggershausen [NLWKN, 2004]	225
Abb. 9-53:	Einzugsgebiete der Fintau mit Lage des Pegels Lauenbrück und der oberen Modellgrenze	226
Abb. 9-54:	Mühlenteich „Eggersmühlen“ [DGK5 Blattschnitt, LGN]	227

Abb. 9-55:	Abflusskurve des Bemessungshochwassers HQ_{100} des Teileinzugsgebiets EG1 der Fintau.....	228
Abb. 9-56:	Bestimmung des abzutrennenden Volumens V (Absenkung des Wasserspiegels um 2m).....	228
Abb. 9-57:	Prinzip der Umverteilung des abgeschnittenen Volumens V	229
Abb. 9-58:	Modifizierte Abflusskurve des Bemessungshochwassers HQ_{100} des Teileinzugsgebiets EG1 der Fintau bei einer Absenkung der Wasserspiegellage im Teich von zwei Meter.....	229
Abb. 9-59:	Abfluss am „Mühlenteich Eggersmühlen“ bei einer Wasserspiegelabsenkung um zwei Meter (Bemessungshochwasser HQ_{100}).....	230
Abb. 9-60:	Abfluss am Pegel Lauenbrück bei einer Wasserspiegelabsenkung um zwei Meter am „Mühlenteich Eggersmühlen“ (Bemessungshochwasser HQ_{100}).....	231
Abb. 9-61:	Mühlenteich Lünzen an der Veerse [LGN, 2002]; Ausschnitt: links Mühle Lünzen von unterstrom, rechts Mühlenteich Lünzen [NLWKN, 2004].....	233
Abb. 9-62:	Einzugsgebiete der Veerse mit Lage des Pegels Veerse und der oberen Modellgrenze.....	234
Abb. 9-63:	Mühlenteich „Lünzener Mühle“ [DGK5 Blattschnitt, LGN].....	234
Abb. 9-64:	Abfluss am „Mühlenteich Lünzener Mühle“ bei einer Wasserspiegelabsenkung um zwei Meter (Bemessungshochwasser HQ_{100}).....	235
Abb. 9-65:	Abfluss am Pegel Veerse bei einer Wasserspiegelabsenkung um zwei Meter (Bemessungshochwasser HQ_{100}).....	236
Abb. 9-66:	Ahauser Mühlenteich [LGN, 2002]; Ausschnitt: Mühlenteich Ahausen [FRANZIUS-INSTITUT, 2005].....	237
Abb. 9-67:	Einzugsgebiete des Ahauser Baches mit Lage des Pegels Hellwege Schleuse	238
Abb. 9-68:	Mühlenteich „Ahauser Mühle“ [DGK5 Blattschnitt, LGN].....	238
Abb. 9-69:	Regenrückhaltebecken „Mühlenteich B75“ am Westenholzer Kanal.....	240
Abb. 9-70:	Einzugsgebiet des Westenholzer Kanals und Lage des Pegels Rotenburg.....	241
Abb. 9-71:	Regenrückhaltebecken „Mühlenteich B75“ am Westerholzer Kanal und Everinghausen - Scheeßeler Kanal.....	241
Abb. 9-72:	Übersichtsplan des Regenrückhaltebeckens Visselhövede [IDN, 1997].....	244
Abb. 9-73:	Teileinzugsgebiete der Rodau mit der Lage des Pegels Hastedt und der oberen Modellgrenze.....	245
Abb. 9-74:	Abfluss des Visselbachs mit und ohne gesteuertes RRB Visselhövede (Bemessungshochwasser HQ_{100}).....	245
Abb. 9-75:	Abfluss an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des RRB Visselhövede (Bemessungshochwasser HQ_{100}).....	246
Abb. 9-76:	Wasserstand an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des RRB Visselhövede (Bemessungshochwasser HQ_{100}).....	247
Abb. 9-77:	Everinghäuser-Scheeßeler-Kanal [LGN, 2002].....	248
Abb. 9-78:	Einzugsgebiete der Fintau mit Lage der Pegel und der oberen Modellgrenze...	248

Abb. 9-79:	Abfluss unterhalb von Scheeßel bei Ausbau und Erweiterung des Everinghausen - Scheeßeler Kanals (HQ ₁₀₀)	249
Abb. 9-80:	Einfluss der Maßnahme „Ausbau und Erweiterung des Everinghausen - Scheeßeler Kanals“ auf den Abfluss für den Fall eines HQ _{5, Sommer} an der Wümme unterhalb von Scheeßel	250
Abb. 9-81:	Abfluss am Pegel Lauenbrück B75 mit und ohne Maßnahmen bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀	255
Abb. 9-82:	Wasserstand am Pegel Lauenbrück B75 mit und ohne Maßnahmen bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀	256
Abb. 9-83:	Vergleich der Überschwemmungsgebiete im Bereich der Ortslage Lauenbrück bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀ mit und ohne Maßnahmen	257
Abb. 9-84:	Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse mit und ohne Maßnahmen bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀	258
Abb. 9-85:	Wasserstand am Pegel Hellwege Schleuse mit / ohne Maßnahmen bei einem HQ ₁₀₀	259
Abb. 9-86:	Abfluss an der Mündung der Wiedau mit / ohne Maßnahmen bei einem HQ ₁₀₀	259
Abb. 9-87:	Wasserstand an der Mündung der Wiedau mit / ohne Maßnahmen bei einem HQ ₁₀₀	260
Abb. 9-88:	Vergleich der Überschwemmungsgebiete im Bereich der Ortslage Rotenburg bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀ mit und ohne Maßnahme	261
Abb. 9-89:	Abfluss am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) mit und ohne Maßnahmen bei einem HQ ₁₀₀ (Lastfall: Sturmflut in der Weser)	262
Abb. 9-90:	Abfluss am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) mit und ohne Maßnahmen bei einem HQ ₁₀₀ (Lastfall: Mittlere Tideverhältnisse in der Weser)	262
Abb. 9-91:	Wasserstand am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) mit und ohne Maßnahmen bei einem HQ ₁₀₀ (Lastfall: Sturmflut in der Weser)	263
Abb. 9-92:	Wasserstand am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) mit und ohne Maßnahmen bei einem HQ ₁₀₀ (Lastfall: Mittlere Tideverhältnisse in der Weser)	263

Tabellenverzeichnis

Tab. 2-1:	Beschreibung der Art und Form von Niederschlag	16
Tab. 2-2:	Kalibrierungsparameter für das Niederschlag-Abfluss-Modell NAM in MIKE11 ...	32
Tab. 3-1:	Pegel im Untersuchungsgebiet.....	49
Tab. 3-2:	Gewässerkundliche Hauptwerte der Pegel im Bearbeitungsgebiet [NLWKN, 2005]	52
Tab. 3-3:	Jährlichkeiten der Hochwasserabflüsse in Einzugsgebieten [NLWKN, 2005]	53
Tab. 3-4:	Extremwerte (Wasserstände) am Pegel Vegesack seit 1901 [NLÖ, 2001]	54
Tab. 3-5:	Hauptwerte (Wasserstände in cmPN) am Pegel Vegesack des Abfluss- und Kalenderjahres 2001 und der 10-Jahres-Reihe 1992/2001 [NLÖ, 2001, modifiziert]	55
Tab. 3-6:	Mittlere Tidewasserstände und mittlerer Tidehub im Hamme-Lesum-Wümme Flussgebiet auf Basis der Zeitreihe 1991-2000 [WSA Bremen, 2003].....	59
Tab. 3-7:	Extremwerte (Wasserstände) am Pegel Hellwege-Schleuse seit 1953 bezogen auf einen PNP = NN + 9,6 m [NLÖ, 2001]	60
Tab. 3-8:	Hauptwerte (Wasserstände in cmPN) am Pegel Hellwege-Schleuse des Abfluss- und Kalenderjahres 2001 und der 10-Jahres-Reihe 1992/2001[NLÖ, 2001, modifiziert]	60
Tab. 3-9:	Extremwerte (Abflüsse) am Pegel Hellwege-Schleuse seit 1953 [GEWÄSSERKUNDLICHES JAHRBUCH, 2001]	62
Tab. 3-10:	Extremwerte (Abflüsse) am Pegel Worth seit 1983 [NLÖ, 2001].....	63
Tab. 3-11:	Hauptwerte (Abflüsse) am Pegel Worth des Abfluss- und Kalenderjahres 2001 und der 19-Jahres-Reihe 1983/2001 [NLÖ, 2001, modifiziert]	64
Tab. 3-12:	Extremwerte (Abflüsse) am Pegel Lauenbrück B75 seit 1969 [NLÖ, 2001]	64
Tab. 3-13:	Hauptwerte (Abflüsse) am Pegel Worth des Abfluss- und Kalenderjahres 2001 und der 33-Jahres-Reihe 1969/2001 [NLÖ, 2001, modifiziert]	65
Tab. 3-14:	Tendenzen der Wasserstands- und Abflussentwicklung an den Pegeln Vegesack, Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) und Hellwege-Schleuse.....	66
Tab. 3-15:	Lage und Abmessungen der Wehranlagen im Modellgebiet	69
Tab. 3-16:	Abmessungen der Schleusen	71
Tab. 3-17:	Stauziele der Wehre in der Hamme	71
Tab. 3-18:	Abmessungen der Sperwerke	72
Tab. 3-19:	Aufteilung des Abflusses am Wehr 5 im Hochwasserfall.....	76
Tab. 3-20:	Lage von Sielen und Schöpfwerken im Bearbeitungsgebiet.....	79
Tab. 3-21:	Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der Wörpe	81
Tab. 3-22:	Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der Hamme	81
Tab. 3-23:	Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der Rummeldeisbeek	82

Hydrodynamische Simulationen im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme

Seite XVII

Tab. 3-24:	Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der Schmoor.....	82
Tab. 3-25:	Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der Lesum.....	82
Tab. 3-26:	Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der Wümme	82
Tab. 3-27:	Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich des Mittel- und Verbindungsarmes.....	83
Tab. 3-28:	Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der oberen Wümme	83
Tab. 3-29:	Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich des Wümme Südarms/Nordarmes.....	83
Tab. 3-30:	Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der Veerse	84
Tab. 3-31:	Abmessungen der Brückenbauwerke an der Fintau und Wiedau.....	84
Tab. 3-32:	Abmessungen der Brückenbauwerke am Hahnenbach.....	84
Tab. 3-33:	Abmessungen der Brückenbauwerke an der Rodau	84
Tab. 3-34:	Abmessungen der Brückenbauwerke an der Wieste.....	84
Tab. 4-1:	Gebietskennzahl und -bezeichnung Teileinzugsgebiete sowie Gebietsgröße A_{E0}	86
Tab. 4-2:	Bezeichnung, Lage und Messzeitraum der Niederschlagsmessstellen des Deutschen Wetterdienstes im Bereich des Einzugsgebietes der Lesum.....	89
Tab. 4-3:	Kennwertklassifizierung der Feldkapazität.....	104
Tab. 4-4:	Kennwertklassifizierung der Nutzbaren Feldkapazität im effektiven Wurzelraum	104
Tab. 6-1:	Kalibrierungsparameter für die Oberflächen- und Wurzelzone des N-A-Modells	120
Tab. 6-2:	Nash-Sutcliffe Koeffizient R^2 sowie Wasserbilanz (WBL)	128
Tab. 7-1:	Kalibrierungsparameter für das HD-Modell.....	134
Tab. 7-2:	Zonierung der Gerinneabschnitte für die Unterscheidung in Hauptquerschnitt und Vorländer	135
Tab. 7-3:	Verwendet Rauigkeiten für die Zonen 1 bis 3 für das Kalibrierungsereignis September 2001	136
Tab. 7-4:	Verwendete Rauigkeiten für die Zonen 1 bis 3 für das Kalibrierungsereignis Juli 2002	137
Tab. 7-5:	Genauigkeiten der reproduzierten Pegelwerte im Zuge der Kalibrierung.....	142
Tab. 8-1:	Niederschlagshöhen h_N und –spenden r_N für den Bereich Soltau (Spalte 34 und Zeile 29 des KOSTRA-Atlas in der Zeitspanne von Jan. bis Dez.).....	148
Tab. 8-2:	Niederschlagshöhen h_N und –spenden r_N für den Bereich Wörpe, Walle, Wieste (Spalte 29 und Zeile 27 des KOSTRA-Atlas in der Zeitspanne Januar – Dezember)	149
Tab. 8-3:	Berechnung der Niederschlagsintensitäten des synthetisch erzeugten DVWK - Regens	150
Tab. 8-4:	Wasserstände und Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für ein Hochwasserereignis mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren	156

Hydrodynamische Simulationen im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme

Seite XVIII

Tab. 8-5:	Lastfall 1: Wasserstände und Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für charakteristische Hochwasserereignisse (HQ ₁₀₀ /instationär).....	164
Tab. 8-6:	Lastfall 2: Wasserstände und Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für charakteristische Hochwasserereignisse (HQ ₁₀₀ /instationär).....	164
Tab. 8-7:	Lastfall 1 und 2: Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für charakteristische Hochwasserereignisse (HQ _{5, Sommer} /instationär)	165
Tab. 9-1:	Abflüsse der Wörpe an den Pegeln Schnackemühlen und Grasberg [NLWKN,2005].....	185
Tab. 9-2:	Parameter für die Wehrsteuerung an der Wörpe.....	186
Tab. 9-3:	Daten zur Rückhaltung an der Wilstedter Mühle	188
Tab. 9-4:	Gewässerkundliche Daten der Wümme am Pegel Wümme [NLWKN, 2005].....	192
Tab. 9-5:	Parameter für die Wehrsteuerung an der Oberen Wümme	193
Tab. 9-6:	Daten zur Rückhaltung an der Oberen Wümme.....	197
Tab. 9-7:	Abflüsse der Fintau am Pegel Lauenbrück Fintau [NLWKN, 2005].....	202
Tab. 9-8:	Parameter für die Wehrsteuerung an der Fintau	203
Tab. 9-9:	Daten zur Rückhaltung an der Fintau	204
Tab. 9-10:	Parameter für die Wehrsteuerung an der Fintau	206
Tab. 9-11:	Daten zur Rückhaltung an der Fintau	208
Tab. 9-12:	Abflüsse der Wiedau am Pegel Worth [NLWKN Verden, 2005]	210
Tab. 9-13:	Parameter für die Wehrsteuerung an der Wiedau	211
Tab. 9-14:	Daten zur Rückhaltung an der Wiedau	213
Tab. 9-15:	Parameter für die Wehrsteuerung an der Wiedau	215
Tab. 9-16:	Daten zur Rückhaltung an der Wiedau	217
Tab. 9-17:	Abflüsse von Rodau und Wiedau [NLWKN, 2005].....	219
Tab. 9-18:	Parameter für die Wehrsteuerung an der Rodau und Wiedau.....	220
Tab. 9-19:	Mühlenteiche und Regenrückhaltebecken im Einzugsgebiet der Wümme.....	225
Tab. 9-20:	Abflüsse der Fintau am Pegel Lauenbrück [NLWKN, 2005] und oberhalb von Eggersmühlen (flächengewichtet)	226
Tab. 9-21:	Abflussreduzierung am Auslass des „Mühlenteiches Eggersmühlen“ und am Pegel Lauenbrück für ein HQ ₁₀₀	231
Tab. 9-22:	Abflussreduzierung am Auslass des „Mühlenteiches Eggersmühlen“ und am Pegel Lauenbrück für ein HQ _{5, Sommer}	231
Tab. 9-23:	Einfluss der Maßnahme „Mühlenteich Eggersmühlen“ auf den Wasserstand am Auslass des Teiches und am Pegel Lauenbrück für ein HQ ₁₀₀ bzw. HQ _{5, Sommer}	232
Tab. 9-24:	Abflüsse der Veerse am Pegel Veerse [NLWKN, 2005].....	234
Tab. 9-25:	Abflussreduzierung am Auslass des „Mühlenteiches Lünzener Mühle“ und am Pegel Veerse für ein HQ ₁₀₀	236

Tab. 9-26:	Abflussreduzierung am Auslass des „Mühlenteiches Lünzener Mühle“ und am Pegel Veerse für ein $HQ_{5, Sommer}$	236
Tab. 9-27:	Einfluss der Maßnahme „Mühlenteich Lünzener Mühle“ auf den Wasserstand am Auslass des Teiches und am Pegel Veerse für ein HQ_{100} bzw. $HQ_{5, Sommer}$	237
Tab. 9-28:	Abflüsse des Ahauser Bachs [NLWKN, 2005].....	238
Tab. 9-29:	Abflussreduzierung an der Mündung in die Wümme für ein HQ_{100}	239
Tab. 9-30:	Abfluss hinter der Mündung des Ahauser Baches bei der Nutzung des Mühlenteichs „Ahauser Mühle“ ($HQ_{5, Sommer}$)	239
Tab. 9-31:	Wasserstand hinter der Mündung des Ahauser Baches bei der Nutzung des Mühlenteichs „Ahauser Mühle“ (HQ_{100} bzw. $HQ_{5, Sommer}$).....	239
Tab. 9-32:	Abflüsse des Westerholzer Kanals [NLWKN, 2005]	240
Tab. 9-33:	Abfluss an der Mündung des Westerholzer Kanals bei Nutzung des „Regenrückhaltebeckens an der B75“ (HQ_{100})	242
Tab. 9-34:	Abfluss an der Mündung des Westerholzer Kanals bei Nutzung des „Regenrückhaltebeckens an der B75“ ($HQ_{5, Sommer}$)	242
Tab. 9-35:	Wasserstand an der Mündung des Westerholzer Kanals bei Nutzung des „Regenrückhaltebeckens an der B75“ (HQ_{100} bzw. $HQ_{5, Sommer}$).....	242
Tab. 9-36:	Speichervolumen, Oberfläche und Stauziel des RRB Visselhövede [IDN, 1997].....	243
Tab. 9-37:	Abflüsse der Rodau am Pegel Hastedt und des Visselbachs an der Mündung in die Rodau [NLWKN Verden, 2005].....	244
Tab. 9-38:	Abfluss an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des „Regenrückhaltebeckens Visselhövede“ (HQ_{100}).....	246
Tab. 9-39:	Abfluss an der Mündung der Rodau mit und ohne Ausbau des „Regenrückhaltebeckens Visselhövede“ ($HQ_{5, Sommer}$).....	246
Tab. 9-40:	Wasserstand an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des „Regenrückhaltebeckens Visselhövede“ (HQ_{100} bzw. $HQ_{5, Sommer}$).....	247
Tab. 9-41:	Reduzierung der Spitzenabflüsse durch die Kombination aller Maßnahmen an ausgewählten Pegeln des Modellgebietes für die zu untersuchenden Lastfälle.	251
Tab. 9-42:	Reduzierung der Wasserstände durch die Kombination aller Maßnahmen an ausgewählten Pegeln des Modellgebietes für die zu untersuchenden Lastfälle.	253
Tab. 9-43:	Reduzierung der Wasserstände durch die Kombination aller Maßnahmen im Bereich der Fintau	256

Verzeichnis der Anhänge

- Anhang A
- 1: Verwendete Unterlagen
 - 2: Gebietskennzahl und -bezeichnung sowie Gebietsgröße A_{E0} der Teileinzugsgebiete im Untersuchungsgebiet laut HYDROGRAPHISCHER KARTE
 - 3: Tageswerte der Niederschlagshöhe an den Niederschlagsstationen im Bereich des Bearbeitungsgebietes
 - 4: Terminwerte der Niederschlagshöhe an den Klimastationen im Bereich des Bearbeitungsgebietes
 - 5: Tageswerte der Niederschlagshöhe an den Automatischen Wetterstationen (AWST) im Bereich des Bearbeitungsgebietes (ermittelt aus den 5-Minutenwerten eines Kalendertages)
 - 6: Tageswerte der potentiellen Evapotranspiration nach HAUDE an den Automatischen Wetterstationen (AWST) und Klimastationen im Bereich des Bearbeitungsgebietes
 - 7: Schneehöhen und Wasseräquivalent der Gesamtschneedecke an den Automatischen Wetterstationen (AWST) und Klimastationen im Bereich des Bearbeitungsgebietes
 - 8: Wasserstands- und Abflussganglinien an den Pegeln im Bearbeitungsgebiet
 - 9: Mittlere Abschlagsmengen an den Schöpfwerken im Bearbeitungsgebiet
 - 10: Abflussganglinien und Summenkurven des Abflusses der Teileinzugsgebiete
 - 11: Lage der Pegel im Gewässernetzwerk des numerischen Modells
 - 12: Anfangsbedingungen der Teileinzugsgebiete für die Kalibrierung des N-A-Modells
 - 13: Abflussganglinien des „DVWK-Regens“ ($D = 72,0 \text{ h}$; $h_N = 110,0 \text{ mm}$) und der Ereignisse im September 2001 und Juli 2002
 - 14: Regelkurven und Ergebnisse der Maßnahmenberechnung
- Anhang B
- Abflussganglinien und Summenkurven des Abflusses der Teileinzugsgebiete
- Anhang C
- Abflussganglinien HQ_{100} sowie $HQ_{5, \text{Sommer}}$ der Teileinzugsgebiete

- Anhang D
- 1: Darstellung der Überschwemmungsgebiete bei einem hundertjährigen Hochwasserereignis HQ_{100} , Lastfall „Sturmflut in der Weser“
 - 2: Darstellung der Überschwemmungsgebiete bei einem hundertjährigen Hochwasserereignis HQ_{100} , Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“
 - 3: Darstellung der Überschwemmungsgebiete bei einem fünfjährigen Hochwasserereignis $HQ_{5, \text{Sommer}}$, Lastfall „Sturmflut in der Weser“
 - 4: Darstellung der Überschwemmungsgebiete bei einem fünfjährigen Hochwasserereignis $HQ_{5, \text{Sommer}}$, Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“

Symbolverzeichnis

Symbol	Bedeutung des Symbols	Einheit
β	Korrekturbeiwert	[-]
ΔF_r	Teilfläche der Niederschlagsstation r	[km ²]
ΔL	Zufluss zum Wurzelzonenspeicher	[mm]
Δt	Zeitschritt	[min, h]
η	Abflussfaktor	[-]
Ψ_0	Konstanter Abflussbeiwert	[-]
θ	Menge der Kalibrierungsparameter	[-]
A	Durchströmte Querschnittsfläche	[m ²]
A_E	Einzugsgebietsfläche	[km ²]
A_{E0}	Oberirdisches Einzugsgebiet	[km ²]
B	Breite	[m]
B_F	Basisabfluss	[m ³ /s]
CAFLUX	Kapillare Aufstiegsrate	[-]
C_{area}	Verhältnis zwischen Grundwassereinzugsgebiet zu oberirdischem Einzugsgebiet	[-]
CK_{12}	Zeitkonstante zur hydraulischen Berechnung des Oberflächen- und Zwischenabflusses	[h]
CK_{BF}	Zeitkonstante für den Basisabfluss	[h]
CK_{IF}	Zeitkonstante für den Zwischenabfluss	[h]
CK_{LOW}	Zeitkonstante für den zusätzlichen Grundwasserspeicher	[h]
CQ_{LOW}	Prozentualer Zufluss zum zusätzlichen Grundwasserspeicher	[-]
CQ_{OF}	Oberflächenabflusskoeffizient	[-]
D	Niederschlagsdauer	[min, h]
DGM	Digitales Geländehöhenmodell	
e_a	Aktueller Dampfdruck	[hPa]
E_a	Transpiration	[mm]
E_p	Potentielle Evapotranspiration	[mm]
e_{sat}	Dampfdruck bei Sättigung, gemessen um 14 :00 Uhr	[hPa]
ET_0	Potentielle Evapotranspiration nach HAUDE	[mm/d]
F	Gesamtfläche eines Einzugsgebiets	[km ²]
f	HAUDE-Koeffizient	[mm/hPa*d]

Hydrodynamische Simulationen im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme

Seite XXIII

F(θ)	Abweichung zwischen gemessenem und simulierten Abfluss	[m ³ /s]
F _k	Feldkapazität	[mm]
G	Zufluss zum Grundwasserspeicher	[mm]
g	Gravitationskonstante = 9,81 m/s ²	[m/s ²]
GWL	Grundwasserspiegel	[m]
GWL _{BF0}	Grundwasserspiegel, ab dem Basisabfluss entsteht	[m]
GWL _{FL1}	Grundwasserspiegel, bei dem CAFLUX = 1 mm/d	[m]
H	Höhe	[m]
h	Wasserstand	[m]
h _{max}	Maximaler Wasserstand	[m]
h _N	Niederschlagshöhe	[mm]
HQ ₁₀₀	Hochwasserereignis mit 100-jähriger Wiederkehrwahrscheinlichkeit	[m ³ /s]
I	Intensität des Gebietsniederschlags	[mm/Δt]
I _R	Reibungsgefälle	[N/m ²]
I _V	Niederschlagsverlustrate	[mm/Δt]
I _W	Abflusswirksamer Niederschlag	[mm/Δt]
k _{st}	MANNING-STRICKLER-Beiwert	[m ^{1/3} /s]
L	Fließlänge	[km]
L	Wassergehalt im Wurzelzonenspeicher	[mm]
L _{max}	Maximaler Wassergehalt im Wurzelzonenspeicher	[mm]
M _I	Anzahl der Niedrigwasserereignisse	[-]
M _P	Anzahl der Spitzenabflussereignisse	[-]
N	Mittlere Gebietsniederschlagshöhe	[mm]
nF _k	Nutzbare Feldkapazität	[mm]
nF _{kWe}	Nutzbare Feldkapazität im effektiven Wurzelraum	[mm]
N _r	Niederschlagshöhe der Station r	[mm]
N _{VA}	Anfangsverlust des Niederschlags	[mm]
P _N	Zusätzliches Wasser aus dem Oberflächenspeicher	[mm]
Q	Abfluss	[m ³ /s]
q	Abflussspende	[l/s*km ²]
Q ₀	Ungehemmter Abfluss ($\eta = 0,0$)	[m ³ /s]
Q _B	Basisabfluss	[m ³ /s]
Q _D	Direktabfluss	[m ³ /s]
Q _h	Abflusshemmung $Q_h = Q_0 - Q_z$	[m ³ /s]
Q _{IF}	Zwischenabfluss	[mm]

Hydrodynamische Simulationen im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme

Seite XXIV

q_l	Zu- und Abflüsse über die Fließlänge	[m ³ /m]
Q_{\max}	Maximaler Abfluss	[m ³ /s]
Q_{obs}	Gemessener Abfluss	[m ³ /s]
Q_{OF}	Oberflächenabfluss	[mm]
Q_{sim}	Simulierter Abfluss	[m ³ /s]
Q_z	Abfluss bei größter Hemmung ($\eta = 1,0$)	[m ³ /s]
s	Längskoordinate in Fließrichtung	[m]
S_y	Spezifischer Grundwasserertrag	[-]
T	Temperatur	[°C]
T	Wiederkehrzeit	[a]
T_G	Schwellenwert in der Wurzelzone für die Grundwasseranreicherung	[-]
T_{IF}	Schwellenwert in der Wurzelzone für den Zwischenabfluss	[-]
t_{\max}	Maximale Fließzeit	[h]
T_{OF}	Schwellenwert in der Wurzelzone für den Oberflächenabfluss	[-]
U	Relative Luftfeuchte	[%]
U	Wassergehalt im Oberflächenspeicher	[mm]
U	Querschnittsgemittelte Fließgeschwindigkeit	[m/s]
U_{\max}	Maximaler Wassergehalt im Oberflächenspeicher	[mm]
v	Fließgeschwindigkeit	[m/s]
V_D	Volumen des Direktabflusses	[m ³]
Z_{sp}	Wasserspiegelhöhe	[m]

DHI Danish Hydraulic Institute

DVWK Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.

NLÖ Niedersächsisches Landesamt für Ökologie

NLfb Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung

NLWKN Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz

1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Das Abflussverhalten in Fließgewässern ist komplex. Es resultiert aus dem Wettergeschehen im Einzugsgebiet des Gewässers und seiner Zuflüsse, der Struktur des Flussgebietes, die Art und dem Zustand der anstehenden Böden sowie deren Nutzung und anderen anthropogenen Einflussfaktoren. Bedeutend sind dabei vor allem Eingriffe in die Speicherfähigkeit des Bodens, der Geländeoberfläche (u.a. Flächenversiegelung) sowie der Gewässernetze.

Die Abflussmengen der mitteleuropäischen Flüsse steigen während der vornehmlich in den Wintermonaten periodisch wiederkehrenden Hochwasserereignisse auf ein Vielfaches der im jährlichen Mittel auftretenden Größe an. Hochwässer sind Teil des natürlichen Wasserkreislaufes und die Folge von meteorologischen Ereignissen wie Starkniederschläge oder Schneeschmelze.

Die Abflussleistung der Mittelwasserbetten kann bei diesen Ereignissen überschritten werden, so dass in Verbindung mit dem Wasserspiegelanstieg erhebliche Ausuferungen auftreten (Abb. 1-1). Diese stellen, abhängig vom Nutzungs- und Bebauungsgrad der überschwemmten Flächen, ein erhebliches Schadens- und Gefahrenpotential dar.



Abb. 1-1: Überflutete Vorlandbereiche im Einzugsbereich der Wümme während des Hochwasserereignisses im September 2001

Dem FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN wurde am 15.04.2004 vom damaligen NIEDERSÄCHSISCHEN LANDESBETRIEB FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KÜSTENSCHUTZ (NLWK), Betriebsstelle Verden, der Auftrag zur Durchführung eines Forschungs- und Entwicklungsvorhabens als Grundlage für den Hochwasserschutzplan Wümme erteilt. Dieser wird im Auftrag der ehemaligen BEZIRKSREGIERUNG LÜNEBURG, Außenstelle Verden, sowie des SENATORS FÜR BAU, UMWELT UND VERKEHR BREMEN erstellt und ist Teil der Küsten- und Hochwasserschutzprogramme der Länder Bremen und Niedersachsen.

Die Aufgabe des FRANZIUS-INSTITUTES umfasst insbesondere den Aufbau eines Digitalen Geländehöhenmodells, weiterhin die Erstellung, Kalibrierung und den Betrieb eines eindimensionalen hydrodynamischen Modells sowie eines Niederschlag-Abfluss-Modells sowie die Kopplung dieser Modelle zur Beschreibung des komplexen Abflussverhaltens im Einzugsgebiet von Hamme, Wümme und Lesum.

Darüber hinaus erfolgt die Ermittlung und Darstellung der maximalen Wasserstände und der resultierenden Überflutungsflächen in einem GIS-basierten Format beim Abfluss eines Bemessungshochwassers mit 100jähriger Wiederkehrwahrscheinlichkeit (HQ₁₀₀-Ereignisses) in Teileinzugsgebieten sowie die Vorhersage charakteristischer Hochwasserereignisse zur Bestimmung des Gefährdungspotenzials. Nach Absprache mit dem Auftraggeber erfolgt die Untersuchung und Simulation von Maßnahmen zum Schutz gegen Hochwasser bzw. zur Reduktion von Hochwässern in Teileinzugsgebieten und im gesamten Untersuchungsgebiet.

2 Vorgehen und Methodik

2.1 Beschreibung des Untersuchungsprogramms

Für das Einzugsgebiet der Lesum, Hamme und Wümme ist ein Hochwasserschutzplan Wümme unter Beachtung der von der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) veröffentlichten „Handlungsempfehlung zur Erstellung von Hochwasser-Aktionsplänen“ aufzustellen. DAS FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN wurde durch den NLWKN (Betriebsstelle Verden) beauftragt, ein hydrodynamisches Regionalmodell für das o.g. Einzugsgebiet aufzubauen, dieses mit einem ebenfalls aufzubauendem Niederschlag-Abfluss-Modell (NA-Modell) zu koppeln und die notwendigen Simulationen durchzuführen. Die im Rahmen der Untersuchungen zur Verfügung stehenden und verwendeten Unterlagen sind im Anhang dieses Berichtes aufgeführt (siehe Anhang A 1).

Für die Untersuchung der Fragestellungen ist zunächst das im Bereich der Lesum, Hamme und der Borgfelder Wümmewiesen vorhandene Regionalmodell (hydrodynamisches 1D-Modell) zu erweitern und durch ein N-A-Modell zu ergänzen, um Teileinzugsgebiete die zurzeit noch nicht durch Pegel abgedeckt sind, der Betrachtung zugänglich zu machen. Die Modelle werden für die verschiedenen Fragestellungen mit Randbedingungen instationär betrieben.

Das hydrodynamische Modell (HD-Modell) ist in Verbindung mit einem N-A-Modell geeignet, die Abflussbildung und den Abflussvorgang im untersuchten Einzugsgebiet in seiner Gesamtheit zu beschreiben. Mit dem Gesamtmodell können Bewegung und Speicherung des aus den Niederschlägen stammenden Wassers auf der Landoberfläche, im Boden und im Wasserlauf beschrieben werden. Mit seiner Hilfe kann das Gefährdungspotential abgeschätzt werden, um im Anschluss konkrete Maßnahmen zu entwickeln und bzgl. ihrer Wirksamkeit zu untersuchen.

Darüber hinaus sind Wasserstände beim Abfluss von HQ₁₀₀-Ereignissen in Teileinzugsgebieten (Wieste, Wörpe, Rodau, Wiedau, Veerse, Fintau, Obere Wümme) zu erarbeiten und die betroffenen Überschwemmungsflächen in einem GIS-Format darzustellen.

Das Gefährdungspotential für deichgeschützte Gebiete im Falle eines Deichbruches wurde durch eine Übertragung der im Flussschlauch ermittelten maximalen Wasserstände bestimmt. Die Wasserstände werden hierbei mit dem vorhandenen digitalen Geländemodell verschnitten, ohne ein Wasserspiegelgefälle zu berücksichtigen.

Das Projektgebiet umfasst:

- (a) die Lesum zwischen dem Pegel Vegesack und der Hamme-Mündung,
- (b) die Hamme (inkl. Schmoor, Rummeldeisbeek, Hanstedter Mühlengraben) zwischen der Hamme-Mündung und der Einmündung des Giehler Bachs,
- (c) den Giehler Bach, die Beek und den Oste-Hamme-Kanal bis zur Wasserscheide (inkl. Augustendorfer Kanal),

- (d) die Wümme zwischen ihrer Mündung in die Lesum und der Querung der Bahnstrecke Schneverdingen-Buchholz,
- (e) die Wörpe und die Wieste,
- (f) die Rodau, Fintau, Veerse und Wiedau (inkl. Hahnenbach) sowie
- (g) die deichgeschützten Gebiete auf bremischem und niedersächsischem Gebiet.

Die notwendigen Wasserstände und Durchflüsse für den Betrieb der o.g. Modelle wurden für die Ermittlung von Überschwemmungsgrenzen (HQ₁₀₀-Ereignis/stationär für das jeweilige Teileinzugsgebiet) durch den GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENST vorgegeben.

An der unteren Modellgrenze (Pegel Vegesack) wurden für die Kalibrierung und Validierung die bei den abgelaufenen Hochwasserereignissen aufgetretenen Wasserstände angesetzt sowie für die Prognoserechnungen die für die „Ausweisung von Überschwemmungsgrenzen im Bereich von Hamme und Lesum“ angesetzten Lastfälle (mittlere Tideverhältnisse, Sturmflut in der Weser, Windstau in der Weser; Kapitel 5.1.2.2) eingesteuert.

Die Grundlage der Simulationen bilden das digitale Geländehöhenmodell des Untersuchungsgebietes und das auf seiner Grundlage aufgebaute hydrodynamische 1D-Modell.

Das Digitale Geländemodell wurde aus dem ATKIS DGM 5 der Qualitätsstufe 1 bzw. aus dem Digitalen Höhenmodell (DHM) des Landes Bremen abgeleitet. Diese wurden mit den durch den NLWKN aufgenommenen Querschnitten der Talauen (Beek, Giehler Bach, Hamme-Oste-Kanal (Kollbeck), Augustendorfer Kanal, Rummeldeisbeek, Schmoor, Wörpe, Wieste, Obere Wümme, Fintau, Veerse, Wiedau, Hahnenbach, Rodau sowie der Wümme und tachymetrischen Aufnahmen der Bauwerke verschnitten. Die Geländetopographie des Untersuchungsgebietes wurde im eindimensionalen Modell durch repräsentative Querprofile der Talau in diskreten Abständen abgebildet, welche aus dem digitalen Geländehöhenmodell gewonnen wurden.

Querschnittsveränderungen, wie Staustufen- und Brückenquerschnitte, können einen Aufstau nach oberstrom sowie einen Absink unterhalb der jeweiligen Struktur verursachen. Diese Bestandteile der Modellgeometrie wurden durch das digitale Geländehöhenmodell nicht aufgelöst und manuell in die entsprechenden Querprofile eingearbeitet.

Zur Ermittlung der Wasserspiegellagen für die instationären Abflussvorgänge wurde in Absprache mit dem Auftraggeber das eindimensionale hydrodynamische Modell Mike11, Version Juni 2004 des DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (DHI) eingesetzt. Die Ermittlung des Abflussvolumens aus den bekannten wie prognostizierten Niederschlagsereignissen erfolgte mit dem Zusatzmodul „Rainfall Runoff“ des Modells Mike11.

Die Ergebnisse und Grundlagendaten der bisher am FRANZIUS-INSTITUT durchgeführten Untersuchungen für den Bereich von Lesum, Hamme und Wümme flossen in die Bearbeitung ein. In der Vergangenheit wurden am FRANZIUS-INSTITUT die folgenden Untersuchungen durchgeführt:

- (a) Modellversuche für ein Sperrwerk in der Lesum, 1965.

- (b) Modellversuche für die Lesum, Hamme und Wümme, Teilbericht 1, 1972.
- (c) Modellversuche für die Lesum, Hamme und Wümme, Teilbericht 2, 1973.
- (d) Gutachterliche Stellungnahme zu den Ergebnissen der Modellversuche für die Oberschütze des Lesumsperrwerkes, 1973.
- (e) Modellversuche für die Wümme, 1986.
- (f) Auswirkungen von Dremplerhöhungen im Lesum-Sperrwerk auf die Hydrologie in Lesum, Hamme und Wümme (Untersuchungen im numerischen Modell), 1989.
- (g) Auswirkungen einer Sohlschwelle in der Wümme bei Wümme-km 13,7 auf die Hydrologie in Lesum, Hamme und Wümme (Untersuchungen in einem numerischen Modell), 1991.
- (h) Ausweisung von Überschwemmungsgrenzen im Bereich von Hamme und Lesum, 2002.
- (i) Untersuchungen zum nachhaltigen und umweltverträglichen Hochwasserschutz im Bereich der Borgfelder Wümmewiesen, 2004.

2.2 Digitale Geländehöhenmodelle

2.2.1 Erfassung der Geländetopographie

Digitale Geländehöhenmodelle basieren auf georeferenzierten Höhendaten unterschiedlichen Ursprungs. Grundlage des vorliegenden Geländehöhenmodells ist der Höhendatensatz des Amtlichen Topografischen Kartographischen Informationssystems (ATKIS) DGM 5 der Qualitätsstufe 1 (DGM 5(1)) im Bereich des Landes Niedersachsen und das für das bremische Stadtgebiet durch die Firma AERO WEST erstellte Geländehöhenmodell (DHM). Letzteres geht aus Überfliegungen hervor, in denen Laserscanning-Verfahren zur Erfassung der Topographie eingesetzt wurden. Ergänzt wurden diese Daten durch eine Befliegung der Wümme zwischen Fischerhude und Lauenbrück durch das DEUTSCHE ZENTRUM FÜR LUFT- UND RAUMFAHRT (DLR).

Das ATKIS-System stellt Höheninformationen für das gesamte Modellgebiet bereit, weist der Topografie innerhalb von Fluss- und Seenflächen jedoch die Höhe des Mittelwasserstandes zu. Die Geländeform unter den mittleren Wasserspiegeloberflächen wird nicht erfasst.

Die Basis-Höhendaten zur Berechnung von ATKIS-DGM 5 Modellen werden gewonnen durch:

- Photogrammetrische, punktweise-digitale Höhenauswertung von Luftbildern sowie durch zusätzliche terrestrische Messungen in nicht einsehbaren Gebieten (z. B. Wald),
- Digitalisierung der analogen Höheninformationen (Höhenlinien/Höhenpunkte) vorhandener Deutscher Grundkarten 1:5 000 (DGK 5) und
- Laserscanner-Verfahren.

Aus den Basis-Höhendaten wird unter Berücksichtigung geomorphologisch prägnanter Informationen wie Geripplinien und Geländekanten (Bruchkanten) das DGM 5 (1) in einer standardmäßigen Gitterweite von 12,5 m x 12,5 m interpoliert. Die geomorphologischen Informationen sind wesentliche Bestandteile des DGM 5 (1). Als zusätzliche Informationen können für jeden Gitterpunkt die Richtung und Größe der Geländeneigung angegeben werden.

Die DGM 5-Punkte sind im Gauß-Krüger-Koordinatensystem bestimmt und beziehen sich auf Normal Null (NN). Das DGM 5 approximiert die Geländeoberfläche in zwei Genauigkeitsstufen [LGN, 2004]:

- Qualitätsstufe 1 – DGM 5 (1)

Durch die ausschließliche Verwendung hochqualitativer Basis-Höhendaten (entsprechend genau, zuverlässig und genügend dicht) beträgt der durchschnittliche Abstand der Gitterpunkte zur Geländeoberfläche weniger als 0,5 m.

- Qualitätsstufe 2 – DGM 5 (2)

In Gebieten, in denen die Erfassung hochqualitativer Basis-Höhendaten weder topographisch noch wirtschaftlich sinnvoll ist (kleinförmiges natürliches Gelände, wie z. B. Dünen; künstliche Geländeformen), beträgt der durchschnittliche Abstand der Gitterpunkte zur Geländeoberfläche 1,5 m.

Nach Auskunft der LGN Hannover liegen im Bereich der Einzugsgebiete der Lesum, Hamme und Wümme Höhendaten mit einer vertikalen Grundgenauigkeit $< |0,25 \text{ m}|$ vor. Diese Genauigkeiten wurden im Bereich der Befliegung zwischen Fischerhude und Wümme ebenfalls erreicht oder unterschritten. Insbesondere in Moorgebieten kann es jedoch zu größeren Abweichungen durch geänderte landwirtschaftliche Nutzungen kommen.

Im Detail bestehen die Höheninformationen des ATKIS DGM aus den folgenden Objekten:

- Nivellementpunkte, die durch terrestrische, photogrammetrische oder Laserscanner- vermessung ermittelt werden und eine hohe Grundgenauigkeit aufweisen.
- Liniendaten mit Hochwert, wie Bruchkanten und Geripplinien. Diese Daten weisen eine vergleichbare Grundgenauigkeit auf, Geripplinien können auch aus Interpolation hervorgehen.
- Polygondaten mit oder ohne Höheninformation zur Kennzeichnung von Aussparungsflächen, innerhalb derer keine Höheninformationen vorliegen sowie keine Rasterdaten interpoliert werden.
- Punkteraster im 12,5 m x 12,5 m Abstand, die aus den vorgenannten Höhendaten interpoliert werden.

Abb. 2-1 verdeutlicht, in welchen Bereichen des Modellgebietes Überfliegsdaten bzw. Daten des DGM 5 / DHM eingesetzt wurden.

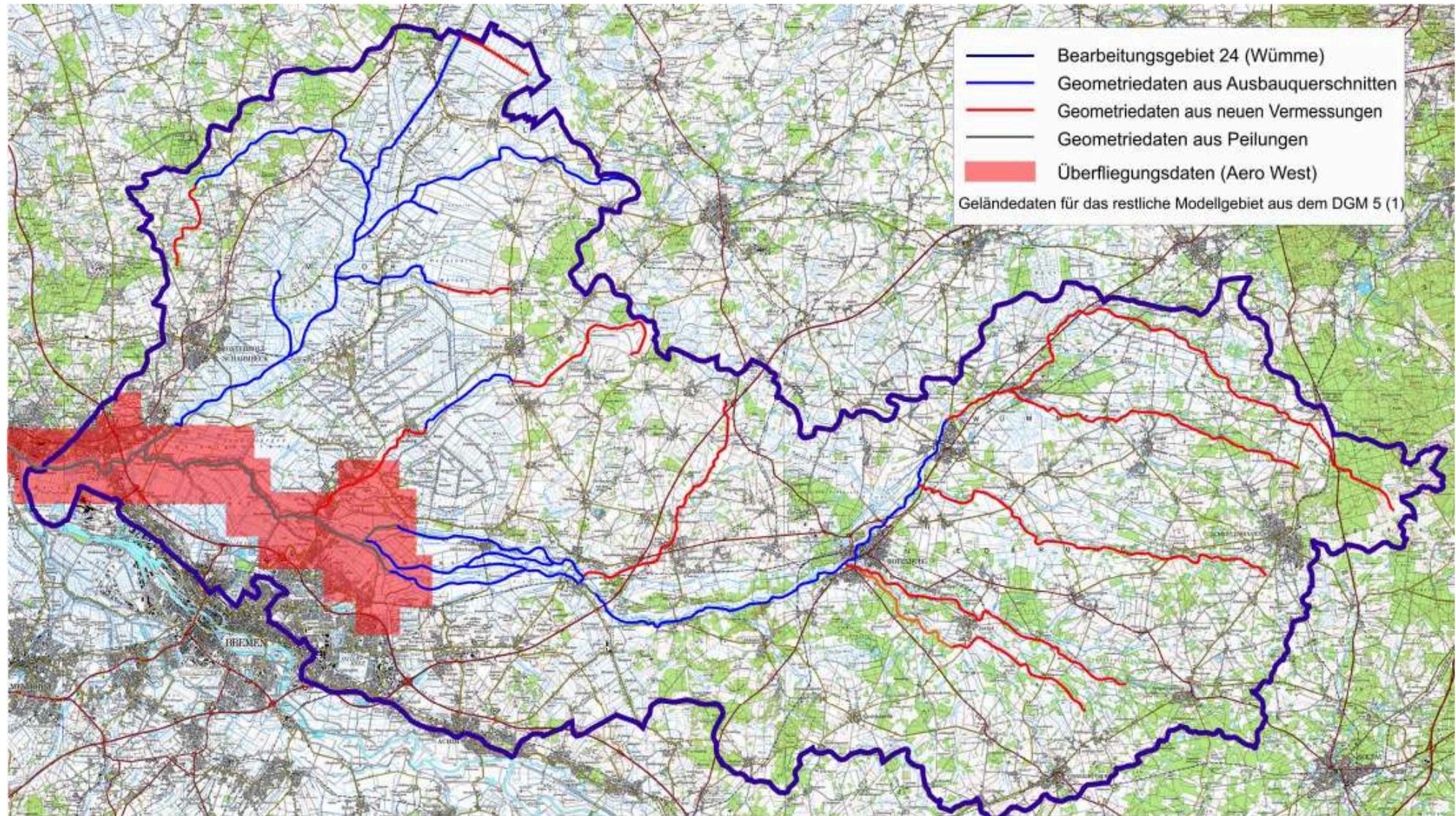


Abb. 2-1: Abdeckung des Modellgebietes mit Daten aus Überfliegungen (Vermessung mittels Laserscanner) und DGM 5 (1) bzw. DHM Daten im Bereich der Lesum, Hamme und Wümme

2.2.2 Modellierung der Flussauen

Aufgrund der zuvor genannten Einschränkungen des ATKIS DGM 5 (1) mussten für das vorliegende Modell die Höheninformationen zur Erfassung der Bathymetrie im Flussschlauch ergänzt und mit den DGM 5-Daten verschnitten werden. Dazu wurde der Verlauf des Flussschlauches auf hinterlegten DGK 5-Kartenschnitten digitalisiert, um anschließend die analogen Höheninformationen der Längs- und Querschnitte auf den Ufer- und Sohlverlauf zu übertragen.

Für die zu berücksichtigenden Nebengewässer Schmoor, Rummeldeisbeek, Hanstedter Mühlengraben, Augustendorfer Kanal, Oste-Hamme-Kanal, Giehler Bach, Beek, Wieste, Obere Wümme, Fintau, Veerse, Wiedau, Hahnenbach und Rodau, liegen Querprofilpeilungen des NLWKN, BETRIEBSSTELLE VERDEN, aus den Jahren 2004 und 2005 in Abständen von rd. 100 m bis 300 m vor.

Im Bereich der Wörpe liegen ältere Längsprofile des STAATLICHEN AMTES FÜR WASSER UND ABFALL in Verden sowie Querprofilpeilungen aus dem Jahr 2004 vor, welche vom WASSER- UND BODENVERBAND TEUFELSMOOR zur Verfügung gestellt wurden.

Zwischen der Jan-Reiners-Brücke und dem Wehr 1 im Südark der Wümme sowie dem Behrensstau im Wümme-Nordarm und zwischen dem Wehr 5 im Südark bis 500 m oberhalb liegen aus dem Jahr 2005 stammende Längsprofilpeilungen mit drei bis fünf Spuren vor, welche ebenfalls vom NLWKN, BETRIEBSSTELLE VERDEN, zur Verfügung gestellt wurden.

Die Sohllagen der Wümme unterhalb des Pegels „Borgfeld“ (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke), des Hammeabschnittes zwischen Ritterhuder Sperrwerk bis Mündung und der gesamten Lesum wurden auf der Grundlage einer Fächerecholotpeilung des WSA BREMEN aus dem Jahre 2002 bestimmt.

Zwischen dem Sperrwerk Ritterhude und der Einmündung des Giehler Bachs liegen Längs- und Querprofilpeilungen aus dem Jahr 2005 vor. Darüber hinaus stehen für Teilbereiche im Einzugsgebiet der Hamme oberhalb des Sperrwerkes Ritterhude ältere Querprofile zur Verfügung, die vom DEICH- UND SIELVERBAND ST. JÜRGENSFELD bereitgestellt wurden. Die Profile wurden zunächst gemäß ihrer Kilometrierung und ihrer Lage zur Flussachse in den digitalisierten Flussschlauch eingepasst. Für die Bereiche zwischen den diskreten Querprofilen wurde das Längsprofil linear interpoliert.

Renaturierungsmaßnahmen wurden beim Aufbau des Digitalen Geländemodells, soweit bekannt, eingebaut.

2.2.3 Kombination von Gelände- und Flussdaten

Die Höhendaten aus den Übergangszonen Wasser/Land und der unmittelbaren Umgebung von Bauwerken entstammen der üblichen tachymetrischen Vermessung. Die Geometrien der bedeutendsten Strombauwerke liegen als Bestands- bzw. Entwurfszeichnungen vor. Diese Daten wurden in das DGM integriert.

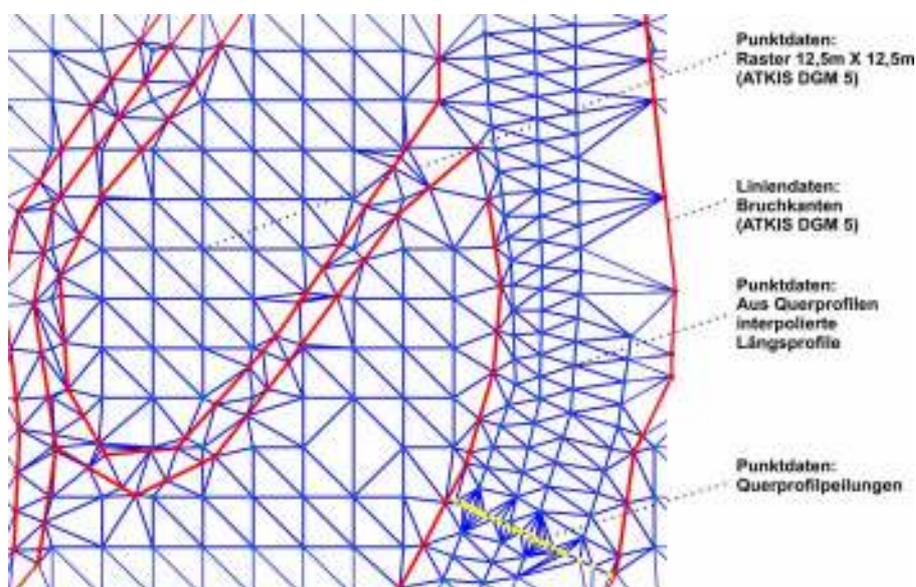


Abb. 2-2: Triangulierte Punkt- und Liniendaten im digitalen Geländehöhenmodell

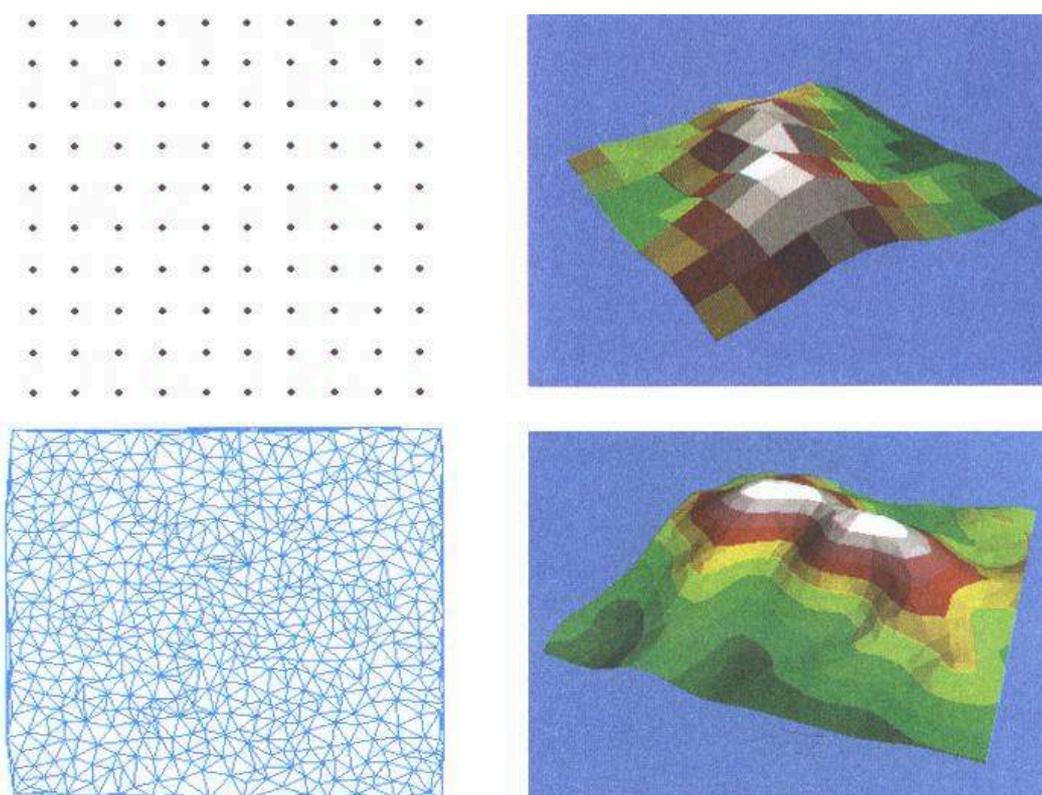


Abb. 2-3: Quadratische Vermaschung (Bild oben) und unregelmäßige Dreiecksvermaschung (Bild unten) [ESRI, 1997]

Eine Triangulation von Punkt- und Linieninformationen ergibt die für den Aufbau der Querprofile notwendige stetige Geländeoberfläche im gesamten Modellgebiet. Die so erzeugte Oberfläche wird als Triangulated Irregular Network (TIN) bezeichnet, welches sich von einem Datenraster

(Grid) dadurch unterscheidet, dass die zugrunde liegenden Höhendaten unregelmäßig über das Gebiet verteilt sein können. Dies ermöglicht die Einbeziehung von beliebig über das Modellgebiet verteilten Linien- und Polygoninformationen in das Geländehöhenmodell (Abb. 2-2 und Abb. 2-3).

In das regelmäßige Raster des ATKIS-DGM (12,5 x 12,5 m) sind die zusätzlichen Datenpunkte für den Flussschlauch aus den Längs- und Querprofilen sowie den Peilungen eingefügt. Diese wurden – sofern sie mit Anschluss an die Vorlandbereiche vorlagen – am Übergang in diese mit dem flussnahen DGM verschnitten.

Für die Triangulation von Punkt-, Linien- und Polygondaten zu einem TIN existiert eine festgelegte Rangfolge bei der Berücksichtigung der unterschiedlichen Daten, die im Folgenden dargestellt ist:

- Punktdaten mit z-Wert (Massenpunkte),
- Liniendaten mit z-Wert (z.B. Bruchkanten, Geripplinien),
- Liniendaten ohne z-Wert,
- Polygondaten mit z-Wert (z.B. Aussparungsflächen) und
- Polygondaten ohne z-Wert (z. B. Aussparungsflächen, Gebietsumrandungen).

Entsprechend dieser Rangfolge werden bei der Erstellung eines TIN zunächst alle Massenpunkte trianguliert. Die resultierende Oberfläche enthält bereits stetig über die Fläche verfügbare Höheninformationen, kann jedoch keine Objekte auflösen, die kleiner als der mittlere Punktabstand in dem betrachteten Bereich sind. Zu diesem Zweck werden in einem zweiten Schritt Bruchkanten und Geripplinien dem Datensatz hinzugefügt. Diese werden entsprechend ihrer Georeferenz im TIN platziert und anschließend alle Triangulationsdreiecke, welche geschnitten werden, gelöscht. Im Anschluss wird die Triangulation unter Einbeziehung der hinzugekommenen Linienstützstellen derart aktualisiert, dass keine Schnittpunkte zwischen Bruchkanten und Triangulationsdreiecken existieren, d.h. es wird in keinem Fall über eine Bruchkante hinweg trianguliert.

Die Einbeziehung von Linieninformationen erlaubt eine detaillierte Auflösung von Objekten, die kleiner als die mittlere Rasterauflösung sind. In einem letzten Schritt werden Gebietsumrandungen und Aussparungsflächen dem TIN hinzugefügt (Abb. 2-4).

Die oben beispielhaft dargestellte Geländetopographie wird im eindimensionalen Modell durch repräsentative Querprofile der Talaue in diskreten Abständen abgebildet. Abstand und Breite der Querprofile können spezifiziert und nachträglich verändert werden. Zudem ist es möglich, manuell Profile in sensitiven Bereichen zu erzeugen. Die Querschnittsmittelung der hydraulischen Parameter erfordert die Ausrichtung der Querprofile rechtwinklig zur angenommenen Strömungsrichtung (Abb. 2-5).



Abb. 2-4: Darstellung einer Flussschleife im TIN

Auch für die spätere Visualisierung der Simulationsergebnisse wird das vorhandene DGM herangezogen. Mittels der Geländedaten ist es nicht nur möglich die Überschwemmungsgrenzen darzustellen, sondern auch Bereiche unterschiedlicher Überflutungshöhe zu bestimmen. Dabei werden die Wasserstands- mit den Geländehöhen abgeglichen und sämtliche Bereiche, für die eine Verbindung zum Flussschlauch besteht und für die dieser Abgleich positive Wasserstandshöhen ergibt, überflutet.

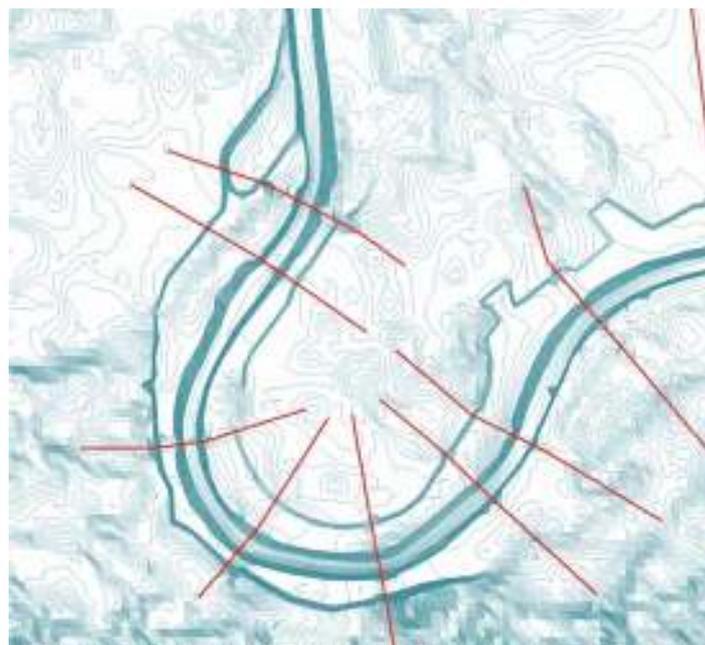


Abb. 2-5: Aufbau des numerischen Modells durch aus der Geländetopographie abgeleitete Querprofile

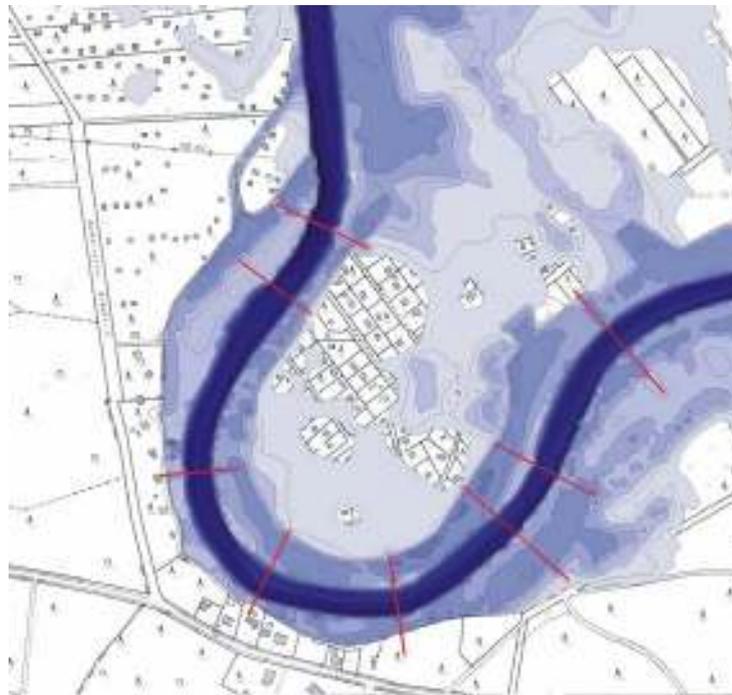


Abb. 2-6: Berechnete Überflutungsflächen mit hinterlegter DGK 5 – Karte

Werden diese Überschwemmungsgebiete zudem den entsprechenden DGK5 - Kartenschnitten hinterlegt, so ist die Basis für eine Ausweisung von Überschwemmungsflächen in datenverarbeitungsgerechter Weise gegeben (Abb. 2-6).

2.2.4 Berücksichtigung von Bauwerksdaten

Der Einbau von Bauwerken (Brücken, Wehre, Schleusen, Sperrwerke, Durchlässe, Sohlabstürze, Sohlgleiten und Sohlschwellen) in das DGM erfolgte anhand von Konstruktionsplänen. Brücken wurden in das DGM mit ihren Widerlagern, Rampen und Pfeiler über georeferenzierte Liniendaten, die mit einer Höheninformation belegt sind, in das DGM5-Höhenraster eingebaut. Die Höhenlage der Fahrbahn wurde nur berücksichtigt, wenn ein Einstau prinzipiell möglich ist. Ein durch die Fahrbahn verursachter Rückstauereffekt, bei der Abführung von Hochwässern wird im Simulationsmodell durch entsprechende Berechnungsmethoden berücksichtigt. Beispielhaft ist der Einbau einer Wehranlage mit Fahrbahn in Abb. 2-7 dargestellt.

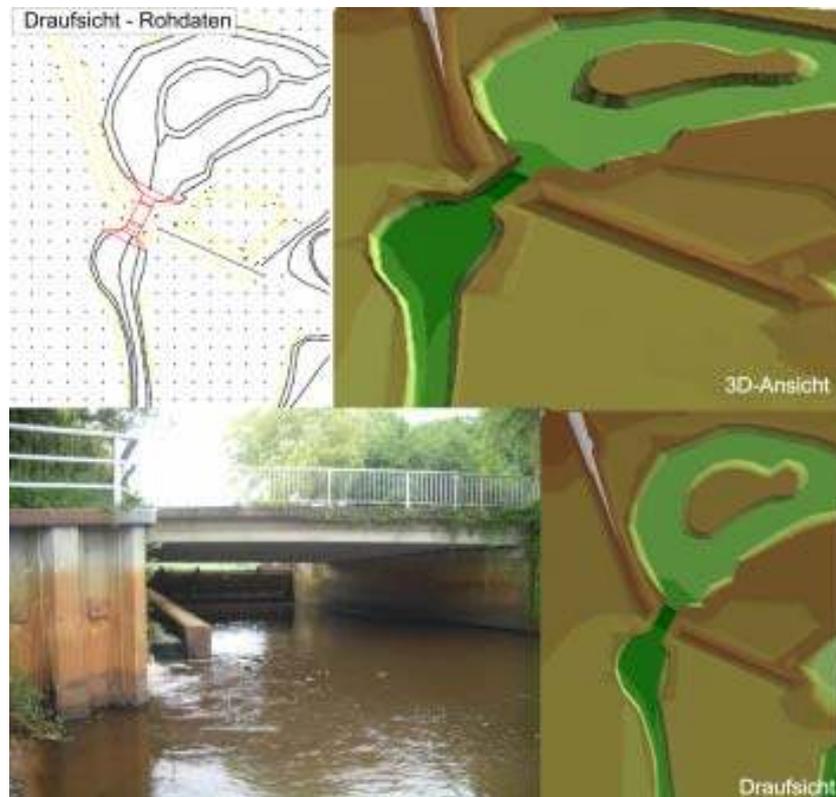


Abb. 2-7: Abbildung der Wehranlage Scheeßel (links unten) im digitalen Geländemodell

Die übrigen Bauwerkstypen wurden ebenfalls über Liniendaten in das DGM integriert. Bei steuerbaren Elementen wurde die Grundkonstruktion abgebildet. Tore und Klappen wurden in der HD-Modellierung als bewegliche Elemente implementiert. Durchlässe wurden im DGM nicht erfasst, sondern innerhalb des HD-Modells berücksichtigt. Detaillierte Angaben zu den für die hydrodynamischen Simulationen bedeutenden Bauwerken enthält Kapitel 3.3.

2.3 Niederschlag-Abfluss-Modelle

2.3.1 Randbedingungen und Datenauswahl

Ein Niederschlag-Abfluss-Modell bietet die Möglichkeit, die zeitliche und räumliche Verteilung des Abflusses infolge eines vorzugebenden Niederschlagsereignisses zu simulieren. Neben der Berechnung bekannter Ereignisse, die für die Kalibrierung und Validierung eines Modells herangezogen werden, kann auch der zeitliche Verlauf des Abflusses für synthetische Niederschlagsereignisse ermittelt werden.

Als grundlegende meteorologische Eingangsgrößen des Modells werden die zeitliche und räumliche Verteilung des Niederschlags und der Evapotranspiration, d.h. die Verdunstung von freien Oberflächen (Evaporation) und von Pflanzen (Transpiration), benötigt. Sofern Schneeschmelze berücksichtigt werden soll, sind Zeitreihen der Temperatur sowie der Sonneneinstrahlung vorzugeben. Zusätzlich können Eingriffe in den hydrologischen Kreislauf, wie Bewäs-

serungen und Grundwasserentnahmen, berücksichtigt werden. Zur optimalen Kalibrierung eines Niederschlag-Abfluss-Modells sind die den Ereignissen zugehörigen Abflussganglinien der Teileinzugsgebiete in hoher zeitlicher Auflösung erforderlich.

Das Abflussverhalten eines Einzugsgebiets ist neben ereignisbezogenen von gebietspezifischen Parametern abhängig. Zu den ereignisabhängigen Faktoren zählen vor allem die Art des Niederschlags und dessen räumliche und zeitliche Verteilung, die aktuelle Evapotranspiration, die Vorbodenfeuchte durch vorangegangene Niederschlagsereignisse, die Verkrautung des Flussbettes sowie im Hochwasserfall der Vegetationsbestand in der Flussauwe. Als gebietspezifische Parameter sind u.a. die Bodenversiegelung und die Art und die Eigenschaften des anstehenden Bodens zu nennen.

Die Ausgangsgrößen eines Niederschlag-Abfluss-Modells können für die Dimensionierung von Regenrückhaltebecken, Mulden-Rigolen-Systemen und urbanen Kanalnetzen sowie als Eingangsgrößen für ein hydrodynamisches Modell verwendet werden.

Charakteristisch für Niederschlag-Abfluss-Modelle ist, „dass die in einem Einzugsgebiet zu simulierenden Fließvorgänge durch empirische Parameter festgelegt sind“ [ZAIß, 1989]. Das bedeutet, dass die Bildung des Abflusses aus dem Niederschlag sowie das Zusammenfließen dieses Abflusses an einem betrachteten Ausgang nicht durch die Geometrie des Einzugsgebietes sondern durch konstante Systemparameter beschrieben werden.

Bei Niederschlag-Abfluss-Modellen wird die Belastung durch ereignisspezifische Parameter beschrieben, die zum einen das aktuelle Niederschlagsgeschehen und zum anderen die Abflussbereitschaft des Einzugsgebiets wiedergeben. Das Niederschlagsgeschehen wird als gemessene Zeitreihe oder bei fehlenden Daten als synthetisch erzeugter Modellregen vorgegeben.

Der Niederschlag-Abfluss-Vorgang lässt sich in zwei Phasen aufteilen: Die erste Phase wird als Abflussbildung bezeichnet. Dieser Prozess wird besonders von dem betrachteten Ereignis beeinflusst. Die zweite Phase hingegen, die Abflusskonzentration, ist im Wesentlichen von den gebietspezifischen Parametern geprägt. Wird der Niederschlag-Abfluss-Vorgang durch Speicher simuliert, so entspricht die Abflussbildung dem Füllen und die Abflusskonzentration der Entleerung der Speicher.

Bei der Auswahl bereits abgelaufener Hochwasserereignisse zur Kalibrierung eines Niederschlag-Abfluss-Modells sind laut DVWK¹ folgende Kriterien zu berücksichtigen:

- Die Ereignisse sollten nach den letzten, wesentlichen und verändernden Eingriffen in das Abflussverhalten des Flusses, z.B. Renaturierungsmaßnahmen, aufgetreten sein.

¹ DVWK: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., nach Zusammenschluss mit der Abwassertechnischen Vereinigung (ATV) inzwischen in DWA (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall) umbenannt

- Ursache der Ereignisse sollte nach Möglichkeit ein räumlich gleichmäßig verteilter Niederschlag bei hoher Abflussbereitschaft des Bodens sein.
- Die Ereignisse sollten zu verschiedenen Jahreszeiten aufgetreten sein, um jahreszeitliche Schwankungen bei der Abflussbildung zu berücksichtigen.
- Das Gesamtgebiet sollte zum Abfluss beigetragen haben.
- Die Ereignisse sollten möglichst eingipflige Wellen aufweisen.
- Die höchsten beobachteten Hochwasser sind zu berücksichtigen.

Im Folgenden wird ausführlicher auf die notwendigen Randbedingungen von Niederschlag-Abfluss-Modellen sowie deren Erfassung eingegangen.

2.3.2 Niederschlag

2.3.2.1 Niederschlagsarten und -typen

Niederschlag ist nach DIN 4045 „Wasser der Atmosphäre“, das nach Kondensation oder Sublimation von Wasserdampf in der Lufthülle ausgeschieden wurde und sich infolge der Schwerkraft entweder zur Erdoberfläche bewegt (fallender Niederschlag) oder zur Erdoberfläche gelangt ist (gefallener Niederschlag). Die Menge und zeitliche Verteilung des Niederschlags sind entscheidend für die Entwicklung von Böden und Lebensformen. Niederschlag stellt die engste Schnittstelle zwischen Klimatologie und Hydrologie dar und wird folgendermaßen charakterisiert:

- Niederschlagshöhe h_N [mm]
- Niederschlagsdauer T_N
- räumliche Verteilung
- Häufigkeit n , Jährlichkeit $T_n = 1/n$
- zeitlicher Intensitätsverlauf $i_N(t)$
- Niederschlagsart

Die Niederschlagsarten „Fallender Niederschlag“, „Abgesetzter Niederschlag“ und „Abgefangener Niederschlag“ lassen sich weiter in flüssige und feste Formen unterteilen:

Tab. 2-1: Beschreibung der Art und Form von Niederschlag

	Erläuterung	Flüssige Formen	Feste Formen
Fallender Niederschlag	Mittelbare Kondensation bzw. Sublimation in der freien Atmosphäre, Niederschlag aus den Wolken	Sprühregen, Regen	Schnee, Reif- und Frostgraupeln, Griesel, Hagel
Abgesetzter Niederschlag	Unmittelbare Kondensation bzw. Sublimation des Wasserdampfes an oder nahe der Erdoberfläche	Tau, Taubeschlag	Reif (Sublimation), Frostbeschlag
Abgefangener Niederschlag	Abgefangener bzw. ausgekämmter Nebel- oder Wolkenniederschlag an Oberflächen	Nebelniederschlag	Nebelfrostniederschlag

Es ist zu beachten, dass aus Abfangen von Nebeltröpfchen ein erheblicher Zusatzniederschlag resultiert. In Deutschland fallen rund 20 % des Niederschlags als Nebel, welcher quantitativ nicht messbar ist.

Zu unterscheiden sind advektive (gebunden an horizontale Luftbewegungen / Aufgleitvorgänge, Dauerniederschlag) und konvektive Niederschlagstypen (gebunden an vertikale Luftbewegungen / Konvektion, zumeist Schauerniederschlag).

Die Bedeutung der Gebietsgröße erklärt sich aus meteorologischen Zusammenhängen. Starke Regenintensitäten entstehen aus Gewitterwolken, deren Ausdehnung fast immer auf einige Quadratkilometer begrenzt ist, so dass hohe Abflüsse in kleinen Einzugsgebieten aus konvektiven Niederschlägen bzw. Schauern entstehen. In großen Einzugsgebieten sind dafür advektive Niederschläge bzw. Landregen maßgebend, die zwar eine schwache Intensität haben aber von langer Dauer sind und das gesamte Gebiet überregnen.

Aus hydrologischer Sicht bildet die Schneedecke eine temporäre Rücklage fester Niederschläge. Im Winterhalbjahr kann deren Anteil am Gesamtniederschlag in Mittelgebirgen bis zu 50 % erreichen. Die über längere Zeiträume gespeicherten Schneerücklagen sind nicht unmittelbar abflusswirksam, können jedoch in kurzer Zeit durch die Schmelze freigesetzt werden. In Wasserbilanzgleichungen sind demnach eine zeitliche Verzögerung und eine veränderte Intensität dieser Eingangsgröße zu beachten. Bei der Bemessung wasserwirtschaftlicher Anlagen sind die Extremwerte des Niederschlagsdargebots aus Regen und Schneeschmelze vor allem in mittleren und höheren Lagen (Höhe > 400 mNN) zu berücksichtigen [DWD, 2004].

2.3.2.2 Niederschlagsmessung

Die Niederschlagshöhe ist eine der am leichtesten und genauesten zu messenden und häufig auch am längsten beobachteten wasserwirtschaftlichen Grundgrößen. Niederschlag wird in

Deutschland mit einem weitmaschigen Netz von Messstationen erfasst. Neben dem Deutschen Wetterdienst werden Klimadaten auch von privaten Wetterdiensten, Wasserwirtschaftsverwaltungen, Wasserwerken und anderen gemessen. Dabei handelt es sich um punktuelle Messungen (Punkt- bzw. Stationsniederschlag). Der Niederschlag wird an Regenschreibern kontinuierlich z.B. als Fünfminutenwerte und an Regenmessern als Tagessumme erfasst. Die Ablesung der Niederschlagshöhe h_N erfolgt in mm und entspricht der Höhe, bis zu der das Niederschlagswasser auf einer ebenen Fläche stehen würde, wenn kein Wasser ablaufen, versickern oder verdunsten würde. Standardmäßig findet die Ablesung um 7:30 Uhr gesetzlicher Zeit statt, wobei der beobachtete Wert dem Vortag zugeordnet wird.

Weit verbreitet ist neben Ombrometern und Niederschlagswaagen als nationales Standard- bzw. Referenzmessgerät das Niederschlagsmessgerät nach Hellmann, welches im Wesentlichen aus einem Auffangtopf mit einer Grundfläche von 200 cm² besteht. Der in den Auffangtrichter gefallene Niederschlag fließt in ein Schwimmergefäß, in welchem der Anstieg des Wasserspiegels über einen Schwimmer mit einem Schreibarm auf einen Schreibstreifen übertragen wird. Bei der Registrierung sind Trommelschreiber und Bandschreiber zu unterscheiden. Bei der standardmäßigen Niederschlagsmessung kann es an den reinen Niederschlagsmessstellen zu systematischen Fehlern kommen, deren primäre Ursachen Wind, Benetzung, Verdunstung und eine kleine Referenzfläche sind. Dazu kommen Benetzungsfehler durch eine Befeuchtung des Auffangtrichters sowie Verdunstungsfehler durch den Verbleib des Niederschlags in der Sammelkanne bis zum Messtermin. Einen großen Einfluss kann auch die nähere Umgebung, z.B. Astwuchs, ausüben.

Eine Schneemessung erfolgt indem die Schneedecke mit einem Zylinder mit einer Fläche von 200 cm² ausgestochen und der Schnee gewogen wird. Anschließend wird das Schmelzwasseräquivalent bzw. die äquivalente Niederschlagshöhe berechnet. Eine 1 m starke Neuschneedecke (Dichte von etwa 100 kg/m³ oder 0,1 g/cm³) ergibt ein Wasseräquivalent von 10 cm. An hauptamtlichen Wetterstationen erfolgt zudem eine Messung der die Schneeakkumulation und -schmelze bestimmenden Größen Lufttemperatur, Luftfeuchtigkeit, Windgeschwindigkeit, Strahlung und Niederschlag.

Der DEUTSCHE WETTERDIENST (DWD) fasst die Daten der Niederschlagsstationen im so genannten RR-Kollektiv zusammen. An den rund 4030 betriebenen Niederschlagsstationen werden die Niederschlagshöhe und verwandte Parameter einmal täglich vorwiegend von Laien beobachtet. Zusätzlich werden aus den Datensätzen des KL-Kollektivs (530 Klimastationen) entsprechende Datensätze mit Niederschlagsinformationen extrahiert.

Zur Ergänzung der konventionellen Niederschlagsmessungen werden seit 30 Jahren Methoden der Fernerkundung eingesetzt. Mit dem Aufbau eines Radarverbundnetzes von insgesamt 15 Radaranlagen in Deutschland ist der DEUTSCHE WETTERDIENST in der Lage, eine umfassende Überwachung des aktuellen Niederschlagsgeschehens und eine flächendeckende Erfassung des Niederschlags zu gewährleisten. Um Flächenniederschläge zu messen und ihre Entwick-

lung und Verlagerung zu erfassen, sind Wetterradsysteme das wichtigste Hilfsmittel der Meteorologie und Hydrologie. Die Systeme sind inzwischen alle dopplertisiert, d.h. dass neben den Informationen über Intensität, Höhe, Entfernung und Zugrichtung der Niederschlagsereignisse auch eine Aussage über die Geschwindigkeit der Hydrometeore (flüssige und feste Niederschlagsteilchen) möglich ist. Die Reichweite liegt bei rund 128 km.

Bei der Radarmessung tastet ein Radarstrahl das Zielgebiet ab, indem von einer Antenne ein auf ca. 1° gebündelter, elektromagnetischer Puls von bekannter Frequenz, Länge und Leistung abgestrahlt wird. Niederschlagsteilchen streuen diese Energie und senden sie teilweise zur Antenne zurück. Anschließend wird aus der Laufzeit des Empfangssignals die Entfernung bestimmt. Die Stärke des Echos wird auch als Reflektivität bezeichnet. Es liefert Hinweise über Größe und Beschaffenheit des Niederschlagsteilchens. Über die Dopplerverschiebung wird schließlich die mittlere radiale Geschwindigkeit der Niederschlagsteilchen erfasst. Weitere Einzelheiten zur Niederschlagsmessung mittels Radar können dem DVWK-Merkblatt 230 entnommen werden.

2.3.2.3 Gebietsniederschlag

Als Eingabe in ein Niederschlag-Abfluss-Modell dient der Gebietsniederschlag, die Summe des über dem in der Regel topografischen Einzugsgebiet gefallenen Niederschlags [DVWK-Regeln 112, 1984]. Die Ermittlung des Gebietsniederschlags kann mit Hilfe der Isohyetenmethode, der Polygon- oder Thiessenmethode, mit geostatistischen Verfahren sowie mit Radarmessung erfolgen. Um eine möglichst repräsentative Verteilung des Niederschlags zu ermitteln, sollten die Aufzeichnungen sowohl der Regenschreiber als auch der Regenmesser berücksichtigt werden. Die zeitliche Diskretisierung des gewonnenen Gebietsniederschlags geschieht durch Auswertung des an einem oder mehreren Regenschreibern registrierten Niederschlagsverlaufes.

Zur Umrechnung des Niederschlags in den flächenbezogenen Gebietsniederschlag gibt es verschiedene Verfahren, die im Folgenden erläutert werden.

Die einfachste Methode ist bei flachem Gelände und einer gleichmäßigen Verteilung der Stationen die **arithmetische Mittelung**:

$$h_N = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_{Ni} \quad \text{Gl. 2-1}$$

mit: n Anzahl der Stationen [-]

h_{Ni} Niederschlagshöhe der Station i für das Intervall Δt [mm]

h_N mittlere Gebietsniederschlagshöhe für das Intervall Δt [mm]

Diese Methode führt zu guten Ergebnissen, sofern das untersuchte Gebiet ein flaches Gelände sowie eine gleichmäßige Verteilung der Messstationen aufweist.

Bei der **Polygon- oder Thiessenmethode** wird einer ungleichförmigen Verteilung der Stationen dadurch Rechnung getragen, dass jeder Messstelle eine Fläche zugeordnet wird, die durch das Polygon aus den Mittelsenkrechten der Verbindungsstrecken benachbarter Stationen gebildet wird. Jedem Punkt im Einzugsgebiet mit der Gesamtfläche F wird die ihm nächstgelegene Station zugeordnet. Diese Methode ignoriert Höheneinflüsse, wird im Flachland aber sehr häufig angewandt. Der gemessene Niederschlag wird als gleichmäßig über die gebildete Teilfläche verteilt angenommen. Das Flächenverhältnis der Station r ergibt sich aus dem Verhältnis der Teilfläche zur Gesamtfläche.

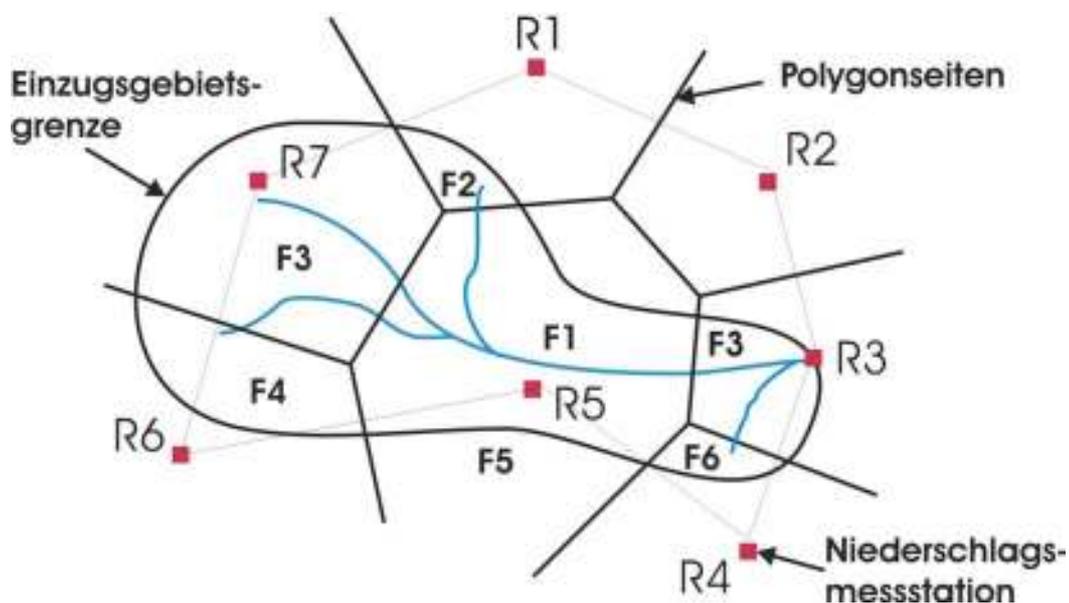


Abb. 2-8: Thiessenmethode zur Bestimmung der räumlichen Verteilung des Niederschlags

Der Gebietsniederschlag ergibt sich zu:

$$h_{NG} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n \Delta A_i \cdot h_{Ni} \quad \text{Gl. 2-2}$$

- mit: n Anzahl der Teilflächen [-]
 A Gesamtfläche des Einzugsgebietes [km²]
 ΔA_i Flächengewicht der Station i [km²]
 h_{Ni} mittlere Niederschlagshöhe [mm]

Bei dieser Methode wird der Niederschlag als gleichmäßig über die Teilfläche ΔA_i verteilt angenommen. Änderungen des Stationsnetzes oder Ausfall einer Station erfordern eine Neuberechnung der Teilflächen.

Die **Isohyetenmethode** eignet sich vor allem für orografische Niederschläge im Gebirge und beim Vorhandensein eines dichten Messnetzes, erfordert jedoch besondere meteorologische Erfahrung. Das Niederschlagsgebiet mit der Fläche A_{E0} wird durch Isohyeten I_i (Linien gleicher

Niederschlagshöhe) in Teilflächen F_i eingeteilt. Die Niederschlagshöhe wird wie folgt berechnet:

$$h_{Ni}(A_i) = \frac{l_i + l_{i0+1}}{2} \quad \text{Gl. 2-3}$$

Die folgende Abbildung zeigt schematisch die Ermittlung der räumlichen Verteilung des Niederschlags mit Hilfe der Isohyetenmethode:

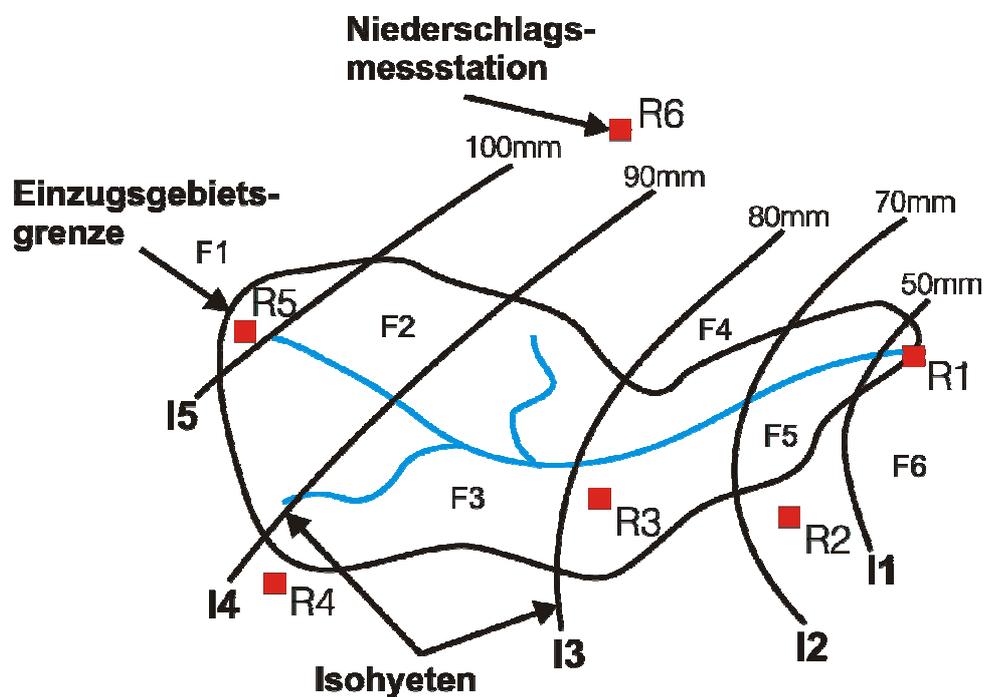


Abb. 2-9: Ermittlung des Gebietsniederschlags mit Hilfe der Isohyetenmethode

Die Niederschlagsanteile der Teilflächen werden zur Ermittlung des Gebietsniederschlages gewichtet und aufsummiert:

$$h_{NG} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i}{A_{E0}} * h_{Ni} \quad \text{Gl. 2-4}$$

- mit: A_{E0} Gesamtfläche des Einzugsgebiets [km²]
 A_i Teilfläche des Einzugsgebiets [km²]
 h_{Ni} mittlere Niederschlagshöhe [mm]
 n Anzahl der Teilflächen

2.3.3 Verdunstung

Verdunstung ist die Aufnahme einer Flüssigkeit durch das umgebende Gas, in dem die Flüssigkeit noch nicht im Sättigungszustand vorliegt. Als „tatsächliche Verdunstung“ wird die Wassermenge bezeichnet, die von einer freien Wasseroberfläche oder vom Boden verdunstet. Die Geschwindigkeit der Verdunstung wird als Verdunstungsrate bezeichnet. Die Verdunstung von Boden- oder Wasseroberflächen wird als Evaporation bezeichnet, die Wasserabgabe von Pflanzen als "Transpiration". Beide werden unter dem Begriff Evapotranspiration zusammengefasst. Die Verdunstungshöhen einzelner Flächennutzungsarten unterscheiden sich in Jahresgang und Jahressumme z.T. wesentlich voneinander. Eine sehr detaillierte Zusammenstellung bezüglich der Ermittlung der Verdunstung von Land- und Wasserflächen enthält das DVWK-Merkblatt 238 aus dem Jahr 1996.

Die Verdunstung wird für die Modellierung des Niederschlag-Abfluss-Vorgangs als Gebietsverdunstung benötigt, die einen flächenhaften Mittelwert der Gesamtverdunstung darstellt. Diese unterscheidet sich deutlich von der sehr stark variierenden Ortsverdunstung an einzelnen Punkten des betrachteten Gebietes.

Die Gebietsverdunstung lässt sich allerdings im Gegensatz zu der Ortsverdunstung nicht direkt messen. Sie kann relativ exakt mit Hilfe der Wasserhaushaltsgleichung aus der Differenz zwischen Niederschlag und Abfluss einer längeren Zeitreihe ermittelt werden. Eine weitere Möglichkeit zur Berechnung der Gebietsverdunstung ist die Mittelung der Ortsverdunstung an mehreren Messstationen.

Zur Bestimmung der Ortsverdunstung gibt es verschiedene Methoden, darunter das in Deutschland gebräuchliche auf dem Dalton-Ansatz beruhende Verfahren nach HAUDE. Als Eingangsdaten sind der Sättigungsdampfdruck e_{sat} um 14:00 Uhr mittlerer Ortszeit (MOZ) sowie der aktuelle Dampfdruck e_a um 14:00 Uhr MOZ zu bestimmen. Die potentielle Verdunstung eines Tages wird in mm Verdunstungshöhe nach HAUDE mittels eines monatsvariablen Faktors nach folgender Formel berechnet:

$$ET_p = f * (e_{\text{sat}} - e_a) \quad \text{Gl. 2-5}$$

mit: ET_p Potentielle Evapotranspiration von Referenzrasen [mm/d]
 f HAUDE-Koeffizient für einzelne Monate [mm/(hPa*d)]
 e_{sat} Dampfdruck bei Sättigung, gemessen um 14:00 Uhr MEZ [hPa]
 e_a aktueller Dampfdruck [hPa]

Der empirisch ermittelte HAUDE-Koeffizient liegt auf Monatsbasis für eine Reihe deutscher Klimastationen auf der Grundlage von langjährigen Auswertungen vor. ET_p -Werte über 6mm/d sind aus energetischen Gründen für deutsche Klimaverhältnisse und größere Flächen im Allgemeinen nicht zu erwarten. Das Sättigungsdefizit der Luft $e_{\text{sat}} - e_a$ ist abhängig von der relativen Luftfeuchte U [%] und ergibt sich zu:

$$e_{\text{sat}} - e_a = e_{\text{sat}} \cdot \left(1 - \frac{U}{100}\right) \quad \text{Gl. 2-6}$$

Der Dampfdruck bei Sättigung e_{sat} ist wiederum abhängig von der Lufttemperatur T [°C]:

$$e_{\text{sat}}(T) = 6,11 \cdot e^{\left(\frac{17,1T}{235+T}\right)} \quad \text{Gl. 2-7}$$

Die potentielle Evapotranspiration ist eine Funktion des Sättigungsdefizits in der Luft und ist daher von der tatsächlichen Wasserabgabe, der so genannten aktuellen Evapotranspiration zu unterscheiden. Über freien Wasseroberflächen entspricht die aktuelle Evapotranspiration der potentiellen Evapotranspiration. Über Geländeoberflächen ist die potentielle Evapotranspiration je nach Wasserdargebot in der Regel höher als die aktuelle Evapotranspiration.

2.3.4 Abflussbildung und -konzentration

Bevor aus Niederschlag Abfluss entsteht, wird zunächst ein Anfangsverlust abgedeckt. Dieser setzt sich im Wesentlichen aus der Benetzung und dem Muldenrückhalt, der nach vorherrschendem Pflanzenbestand, Oberflächenbeschaffenheit und Jahreszeit stark schwanken kann, zusammen. Anschließend setzen Infiltration und oberirdischer Abfluss ein. Die Versickerung hält unter der Voraussetzung, dass die Bodenoberfläche nicht befestigt oder gefroren ist, während der gesamten Regendauer an [DVWK, 1982]. Der oberirdische Abfluss setzt ein, sobald ein Überschuss an Wasser durch Rückstau an der Geländeoberfläche entsteht und ein entsprechendes Gefälle vorhanden ist.

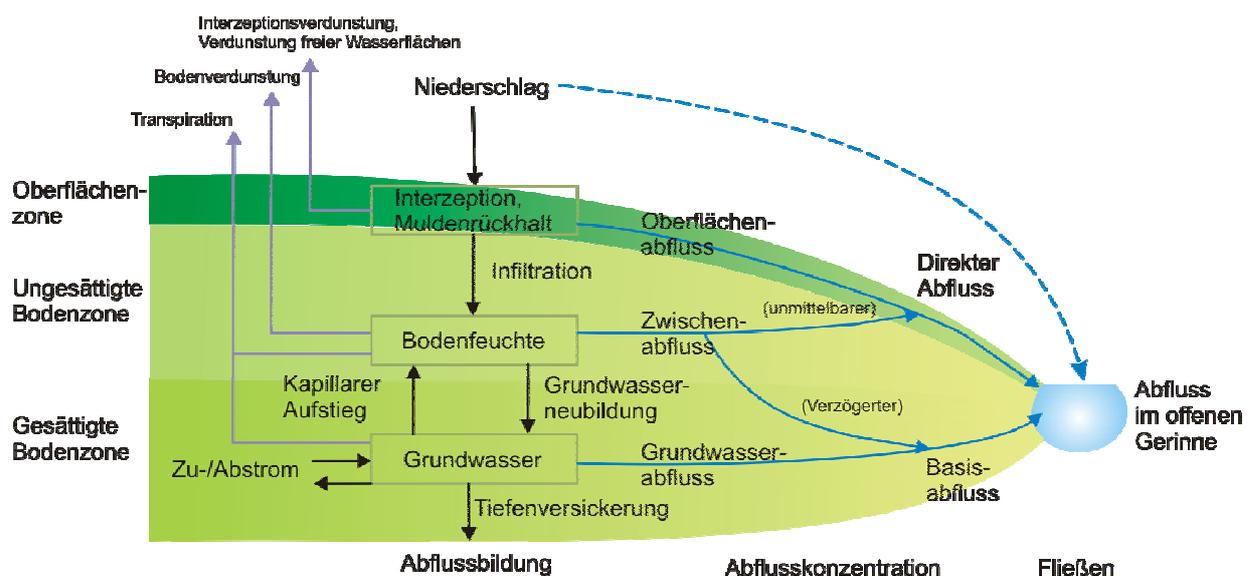


Abb. 2-10: Abflussbildung und -konzentration [nach BAUMGARTNER & LIEBSCHER, 1996]

Der Vorgang der Aufteilung des Niederschlages in abflusswirksamen Niederschlag (Effektivniederschlag) und Verluste wird als **Abflussbildung** bezeichnet. Der Vorgang des Zusammenfließens der aus dem Niederschlag resultierenden Wassermengen zum Pegel bzw. Kontrollpunkt wird als Abflusskonzentration bezeichnet.

Während der oberirdische Abfluss bei sehr hohen Regenintensitäten flächig oder in Rinnsalen der Neigung der Geländeoberfläche folgend abfließt, gelangt der oberflächennahe Abfluss zeitlich verzögert in lockeren Bodenschichten, in Wurzelkanälen oder über Dräns in den offenen Vorfluter, wo eine weitere Verzögerung infolge Retention eintritt. Die am Pegel beobachtete Hochwasserganglinie (Abb. 2-11) bilden die Anteile Basisabfluss und direkter Abfluss [DVWK, 1982].

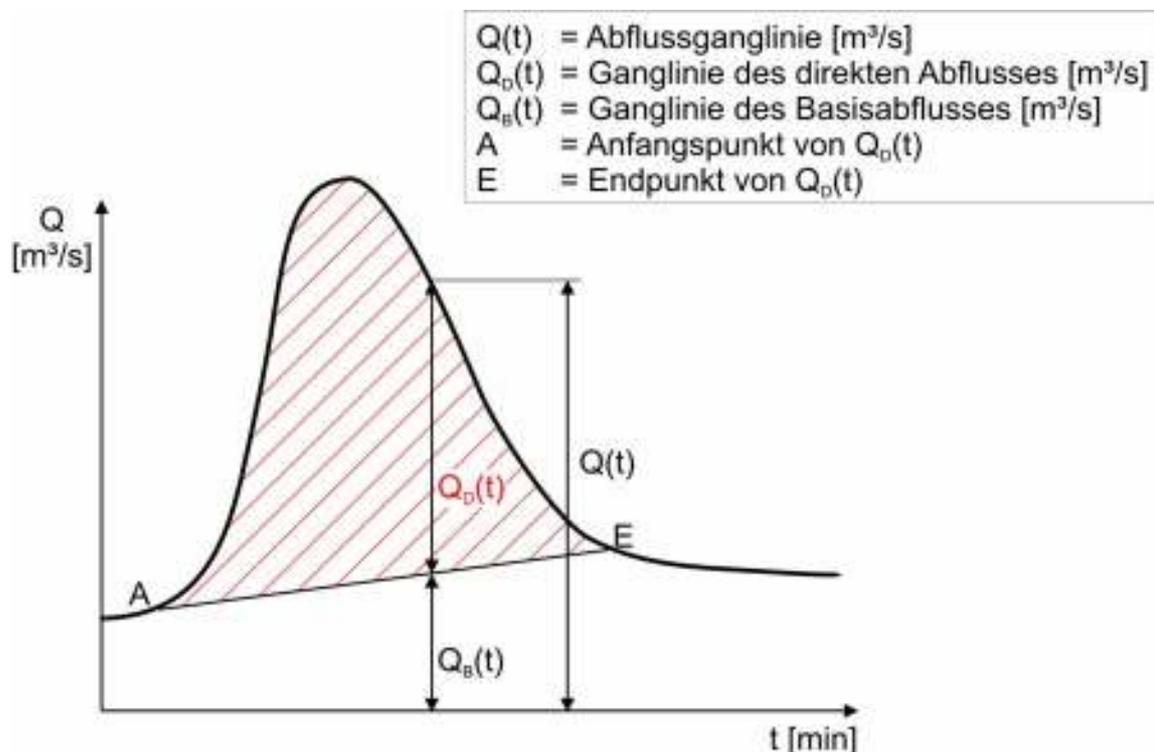


Abb. 2-11: Unterteilung der Abflussganglinie in Basis- und Direktabfluss [DVWK, 1982]

Um den Abfluss zu ermitteln, der direkt durch das Regenereignis erzeugt wird, werden der Basisabfluss und der direkte Abfluss voneinander getrennt. Eine genaue Bestimmung des Basisabflusses ist i.d.R. nicht erforderlich, da besonders bei Hochwasser das Verhältnis von Basisabfluss zu Gesamtabfluss sehr gering ist. Normalerweise steigt der Basisabfluss durch starke Niederschläge an, so dass der Endpunkt der Hochwasserwelle durchaus höher liegen kann als der Anfangspunkt. Für eine detaillierte Kalibrierung von Niederschlag-Abfluss-Modellen ist der Basisabfluss jedoch nicht zu vernachlässigen.

Die Direktabflussganglinie $Q_D(t)$ wird durch den abflusswirksamen Niederschlag $I_W(t)$ hervorgerufen. Das Volumen des Direktabflusses V_D ergibt sich zu:

$$V_D = \sum_{i=1}^m Q_{Di} \cdot \Delta t = A_E \cdot \sum_{j=1}^k I_{Wj} \cdot \Delta t \quad \text{Gl. 2-8}$$

Für die Bestimmung des abflusswirksamen Niederschlags gibt es zwei verschiedene Ansätze. Er kann mit Hilfe einer konstanten Verlustrate I_{V0} (Gl. 2-9) oder anhand eines konstanten Abflussbeiwertes ψ_0 (Gl. 2-10) ermittelt werden.

$$I_W(t) = I(t) - I_{V0} \quad \text{Gl. 2-9}$$

$$I_W(t) = I(t) \cdot \psi_0 \quad \text{Gl. 2-10}$$

Diese beiden Parameter können direkt aus der Volumenbedingung (Gl. 2-8) von abgelaufenen Ereignissen bestimmt werden. Die konstante Verlustrate liefert jedoch nur bei einer hohen Abflussbereitschaft, zum Beispiel durch Vorregen, gute Ergebnisse. Der konstante Abflussbeiwert ψ_0 gibt bei stark schwankenden, langen und hohen Niederschlagsintensitäten die tatsächlichen Verhältnisse ungenau wieder.

Beide Ansätze können durch Hinzunahme eines Anfangsverlustes deutlich verbessert werden, der die zu Beginn eines Niederschlagsereignisses auftretenden Benetzungs- und Muldenverluste berücksichtigt. Während die konstante Verlustrate I_{V0} und der Abflussbeiwert ψ_0 weitgehend vom Einzugsgebiet abhängig und somit als systemspezifische Parameter konstant sind, variiert der Anfangsverlust N_{VA} entsprechend der Anfangsbodenfeuchte je nach Niederschlagsereignis.

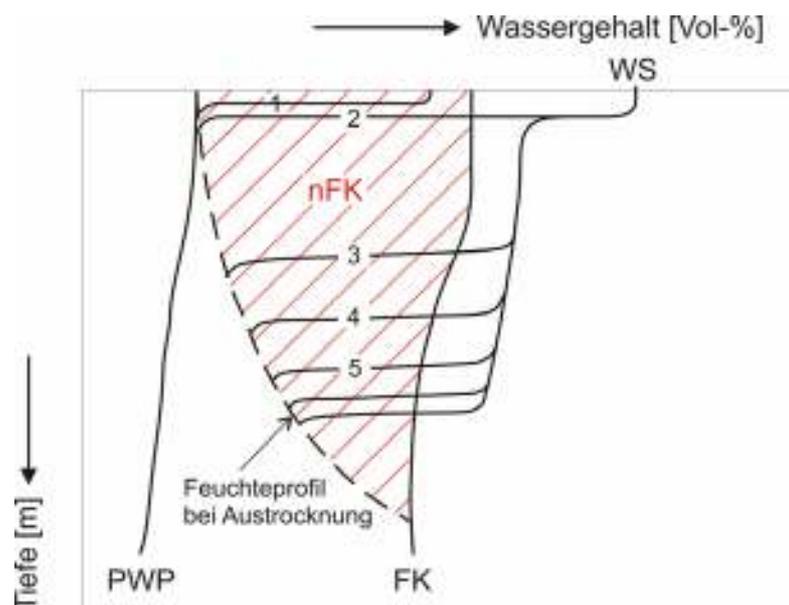


Abb. 2-12: Vordringen der Feuchtefront bei Infiltrationsüberschuss an der Oberfläche [modifiziert nach ZAIß, 1989]

Die Infiltration ist von vielen Parametern abhängig, die nicht eindeutig für ein Einzugsgebiet bestimmt werden können. Bedeutend sind die Art und Struktur des anstehenden Bodens sowie die Mächtigkeit der ungesättigten Schicht. Für einen Boden ohne Anfangsbodenfeuchte ist der Versickerungsvorgang in Abb. 2-12 dargestellt. Von besonderer Bedeutung sind der permanente Welkepunkt PWP und die Feldkapazität FK, welche die obere Grenze des Wassergehalts darstellt, der nicht der Schwerkraft unterliegt. Wird diese Grenze überschritten, so versickert das übrige Wasser in tiefer liegende Schichten.

Zwischen der Feldkapazität und dem permanenten Welkepunkt vorhandenes Wasser kann dem Boden durch die Vegetation oder durch kapillaren Aufstieg bis zur nutzbaren Feldkapazität n_{FK} , der Differenz zwischen der Feldkapazität und dem Feuchteprofil bei Austrocknung, entzogen werden.

Zunächst wird bei beginnendem Niederschlag die oberste Bodenschicht befeuchtet (1). Sobald die Feldkapazität überschritten wird, versickert Wasser in die darunter liegende Bodenschicht oder fließt als Oberflächenabfluss ab. Gleichzeitig stellt sich aufgrund der höheren Durchlässigkeit der bereits durchfeuchteten oberen Schicht die Sättigung WS ein (2), so dass Oberflächenabfluss entsteht. Die weiteren Feuchtigkeitsprofile (3, ff) entwickeln sich in konstanten Zeitintervallen aufgrund der abnehmenden Saugspannung des Bodens mit einer zunehmenden Verzögerung.

Voraussetzung für den beschriebenen Vorgang ist, dass die Niederschlagsintensität ständig über der Infiltrationskapazität liegt. Dieser Fall tritt häufig bei hoher Anfangsbodenfeuchte auf, da diese eine geringe Infiltrationskapazität des Bodens hervorruft. Ist die Niederschlagsintensität geringer als die Infiltrationskapazität, so versickert sämtlicher Niederschlag im Boden und es entsteht kein Oberflächenabfluss.

Bei einer hohen Anfangsbodenfeuchte durch vorherige Niederschlagsereignisse wird die Feldkapazität sehr schnell überschritten. In diesem Fall wird auch der Oberflächenabfluss eher einsetzen [ZAIß, 1989].

Als **Abflusskonzentration** wird der Vorgang des Zusammenfließens des abflusswirksamen Niederschlags zum Pegel bezeichnet. Dieser Vorgang lässt sich unterteilen in den Geländeabfluss, der sich aus dem Oberflächenabfluss und dem oberflächennahen Abfluss (Zwischenabfluss) zusammensetzt, und in den Abfluss direkt im Flusslauf.

Der Oberflächenabfluss fließt bei starkem Niederschlag flächig oder in Rinnsalen entsprechend der Geländeneigung ab. Der Zwischenabfluss erfährt eine zeitliche Verzögerung gegenüber dem Oberflächenabfluss, da er mit einer geringeren Geschwindigkeit durch lockere Bodenschichten, Wurzelkanäle oder Dräns fließt. Ein weiterer Teil des Niederschlags dringt bis in das Grundwasser vor. Durch die lange Aufenthaltszeit im Boden hat der so genannte Basisabfluss eine noch größere zeitliche Verzögerung.

Die Abflusskonzentration kann mit Hilfe eines Bodenspeichermodells modelliert werden. Dabei entspricht der Ausfluss eines Einzelspeichers einer der drei Abflusskomponenten Oberflächen-, Zwischen- und Basisabfluss des jeweiligen Einzugsgebiets. Die Addition der einzelnen Abflusskomponenten ergibt den Gesamtabfluss des Einzugsgebiets am Gebietsauslass.

2.4 Grundlagen der hydronumerischen Modelle

2.4.1 Theoretische Grundlagen des hydrodynamischen Modells (HD-Modul)

Das hydrodynamische Modell (HD-Modul) löst die vollständigen Bewegungsgleichungen nach SAINT VENANT mit Hilfe eines impliziten Finite-Differenzen-Schemas. Dies ermöglicht die Betrachtung verzweigter und gekoppelter Flusssysteme mit instationären, unter- und überkritischen Strömungszuständen, was für die naturähnliche Abbildung von Strömungsvorgängen in ausgedehnten Talauen von Flusssystemen und den dort im Hochwasserfall auftretenden Ausuferungen notwendig ist.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad \text{Gl. 2-11}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta * Q^2 / A)}{\partial x} + g * A * \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g * Q * |Q|}{C^2 * A * r_{hy}} = 0 \quad \text{Gl. 2-12}$$

$$C = k_{st} * r_{hy}^{1/6} \quad \text{Gl. 2-13}$$

- mit: Q Abfluss [m³/s]
 A durchströmte Querschnittsfläche [m²]
 x Längskoordinate in Fließrichtung [m]
 r_{hy} hydraulischer Radius [m]
 β dimensionsloser Korrekturbeiwert [-]
 q gleichmäßig angenommene Zu- und Abflüsse pro Längeneinheit [m³/(sm)]
 g Gravitationskonstante = 9,81 m/s²
 C CHEZY-Koeffizient [m^{1/2}/s]
 k_{st} Rauheitsbeiwert nach MANNING-STRICKLER [m^{1/3}/s]

Die Berechnungsmethodik setzt ein vertikal stetiges Strömungsverhalten über den Querschnitt voraus. Zwischen zwei benachbarten Querschnitten wird ein linearer Verlauf des Rauheitsbeiwertes angenommen. Der Unterschied zwischen der Chezy- und Manning-Beschreibung des Rauheitsbeiwertes ist der Einfluss des hydraulischen Radius r. Der Beiwert von Manning kann so als unabhängig von der Wassertiefe verstanden werden, während der Chezy-Beiwert mit der Wassertiefe variiert. Die Beiwerte stehen in dem in obiger Gleichung aufgeführten Verhältnis zueinander.

Um das Differentialgleichungssystem zu lösen, müssen alle Rand- und Anfangsbedingungen und die Systemgeometrie bekannt sein. Die Systemgeometrie wird durch Profile, Peilungen, Bauwerke und weitere Geländedaten bestimmt. Randbedingungen setzen sich aus Angaben über zeitliche Zuflüsse $Q(t)$ am oberen Modellrand, Zuflüsse im Verlauf des Fließgewässers sowie von Wasserständen $h(t)$ an der unteren Modellgrenze zusammen. Der Abflussquerschnitt wird in nebeneinander liegende Abflussstreifen untergliedert und vertikal integriert. Es erfolgt eine getrennte Integration für jeden dieser Streifen. Durch Addition über die Abflussstreifen werden die querschnittsgemittelten Werte bestimmt. Die Auflösung des Lösungsgitters wird durch die Vorgabe von Orts- und Zeitschritten bestimmt.

Eine weitere Beeinflussung der Wasserstände kann durch Strombauwerke im Fließquerschnitt verursacht werden. Dies sind im Regelfall unter- oder überströmte Wehre, Sperrwerke, Schleusen, aber auch Sohlbauwerke, z.B. Sohlabstürze, -schwelle und -gleiten. Das HD-Modul bietet die Möglichkeit steuerbare Strukturen zu berücksichtigen. Alle weiteren Strombauwerke können über die Querschnitte Berücksichtigung finden.

Unterströmte Wehre nehmen nur Einfluss auf den Wasserstand, wenn die Wehrunterkante in den Fließquerschnitt eintaucht. Hierbei ändert sich das Fließverhalten. Der Wasserstand hinter dem Wehr berechnet sich nach folgender Formel [DHI, 2004]:

$$y_2 = \frac{1}{2} * y_s (\sqrt{1 - 8Fr^2} - 1) \quad \text{Gl. 2-14}$$

mit: y_s Wassertiefe unterhalb des Schützes [m]
 y_2 Wassertiefe unterhalb des Wehres [m]
 Fr FROUDE-ZAHL korrespondierend zu y_s [-]

Der Durchfluss Q an einem unterströmten Wehr ergibt sich wie folgt:

$$Q = C_d * bw * \sqrt{2g * y_1} \quad \text{Gl. 2-15}$$

mit: b Wehrkronenbreite [m]
 w Höhe der Wehröffnung über der Sohle [m]
 y_1 Wassertiefe oberhalb des Wehres [m]

$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 + C_c \frac{w}{y_1}}} \quad \text{Gl. 2-16}$$

$$C_c = \frac{y_s}{w} \quad \text{Gl. 2-17}$$

Für die Simulation instationärer Abflussvorgänge, z.B. im Rahmen einer Ausweisung von Überschwemmungsgrenzen im Tidebereich, stellt MIKE11 somit ein geeignetes Werkzeug dar.

In MIKE11 kann bei der Erfassung des Fließwiderstandes zwischen zwei Widerstandsbeschreibungen gewählt werden. Dies ist zum einen die weit verbreitete empirische Fließformel nach

GAUCKLER-MANNING-STRICKLER, die den dimensionsbehafteten MANNING-STRICKLER-Beiwert k_{st} [$m^{1/3}/s$] als Rauigkeits- bzw. Reibungsbeiwert verwendet.

Alternativ kann der sich aus der klassischen Fließformel ergebende CHEZY-Beiwert C zur Beschreibung des Reibungseinflusses gewählt werden. Dieser Beiwert ist ebenfalls dimensionsbehaftet [$m^{1/2}/s$] und hängt über den hydraulischen Radius mit dem k_{st} -Wert wie folgt zusammen:

$$C = k_{st} * r_{hy}^{1/6} \quad \text{Gl. 2-18}$$

Der entscheidende hydraulische Unterschied zwischen den beiden Widerstandsbeiwerten ist, dass der C -Wert nach CHEZY selbst bei einer über den gesamten benetzten Umfang konstanten Sohl- und Wandbeschaffenheit nicht konstant ist, sondern vom hydraulischen Radius und damit von der Wassertiefe abhängt.

Der MANNING-Beiwert ist hingegen von r_{hy} weitgehend unabhängig und für verschiedene Beschaffenheiten der Gerinnewandungen in Versuchen ermittelt worden. Zu bedenken bleibt, dass der k_{st} -Wert der errechneten Fließgeschwindigkeit bzw. dem Durchfluss direkt proportional ist, so dass seine Quantifizierung das Rechenergebnis signifikant beeinflusst.

MIKE11 bietet grundsätzlich die Möglichkeit unabhängig von der Wahl des Widerstandskoeffizienten diesen im gesamten Fließquerschnitt konstant anzusetzen oder eine Untergliederung in drei Zonen vorzunehmen. Diese Zonen, deren Übergänge global für das gesamte Modellgebiet oder zonal festgelegt werden können, sind vertikal angeordnet und tragen der Tatsache Rechnung, dass natürliche Gewässer saisonal bedingt unterschiedliche Wasserspiegellagen aufweisen. Eine dieser Zonen berücksichtigt, dass im Hochwasserfall Vorländer überflutet und durchströmt werden können, deren Rauheiten sich deutlich von denen innerhalb des Flussschlauches unterscheiden können.

2.4.2 Theoretische Grundlagen des Niederschlag-Abfluss-Modells (NAM-Modul)

2.4.2.1 Modellstruktur

Im Modell werden Oberflächen-, Zwischen- und Basisabfluss (Abb. 2-13) als Funktionen des Feuchtigkeitsgehaltes in vier verschiedenen Einzelspeichern (Schnee-, Oberflächen-, Wurzelzonen- und Grundwasserspeicher), die in gegenseitigen Wechselwirkungen zueinander stehen und unterschiedliche physikalische Eigenschaften repräsentieren, berechnet (Abb. 2-14). Ein Füllen der Speicher kann als Abflussbildung und die Entleerung als Abflusskonzentration verstanden werden. Die Simulationsergebnisse können unabhängig betrachtet oder mit dem hydrodynamischen Modul gekoppelt werden, damit für jedes Teilgebiet die Prozesse Abflussbildung, -konzentration und Retention im Gewässerlauf in der Gesamtheit modelliert werden.



Abb. 2-13: Hydrologischer Kreislauf [DHI, 2002, modifiziert]

Das Modell NAM basiert auf physikalischen und halb-empirischen Gleichungen und betrachtet jedes Teileinzugsgebiet als eigenständige Einheit. Die vorgegebenen Parameter repräsentieren daher Mittelwerte des jeweiligen Gebietes.

Wie aus Abb. 2-14 zu entnehmen ist, kann optional ein **Schneespeicher** berücksichtigt werden, sofern Schneeschmelze von Bedeutung ist. Der Niederschlag, welcher als Schnee fällt, fließt dann nicht unmittelbar ab, sondern erfährt einen Rückhalt bis die Globalstrahlung und damit die Temperatur ausreichend stark sind, um den Schnee schmelzen zu lassen.

Der **Oberflächenspeicher** repräsentiert die Verluste des Niederschlags in der Oberflächenebene. Diese Verluste bestehen aus Niederschlagswasser, welches aufgrund der Interzeption, in Mulden oder in den obersten Zentimetern der Bodenschicht zurückgehalten wird und somit nicht zum Abflussgeschehen beiträgt. Die Menge U des Wassers im Oberflächenspeicher wird kontinuierlich durch Evaporation oder durch den Zwischenabfluss vermindert. Der Kalibrierungsparameter U_{\max} definiert den maximalen Wassergehalt im Oberflächenspeicher. Der Oberflächenspeicher ist gefüllt, wenn die Bedingung $U > U_{\max}$ gilt. In diesem Fall fließt die darüber hinaus vorhandene Wassermenge P_N ab.

$$P_N = U - U_{\max} \quad \text{Gl. 2-19}$$

Ein Teil des übrigen Wassers P_N trägt zum Oberflächenabfluss Q_{OF} bei, während der Rest in die Wurzelzone und in das Grundwasser versickert.

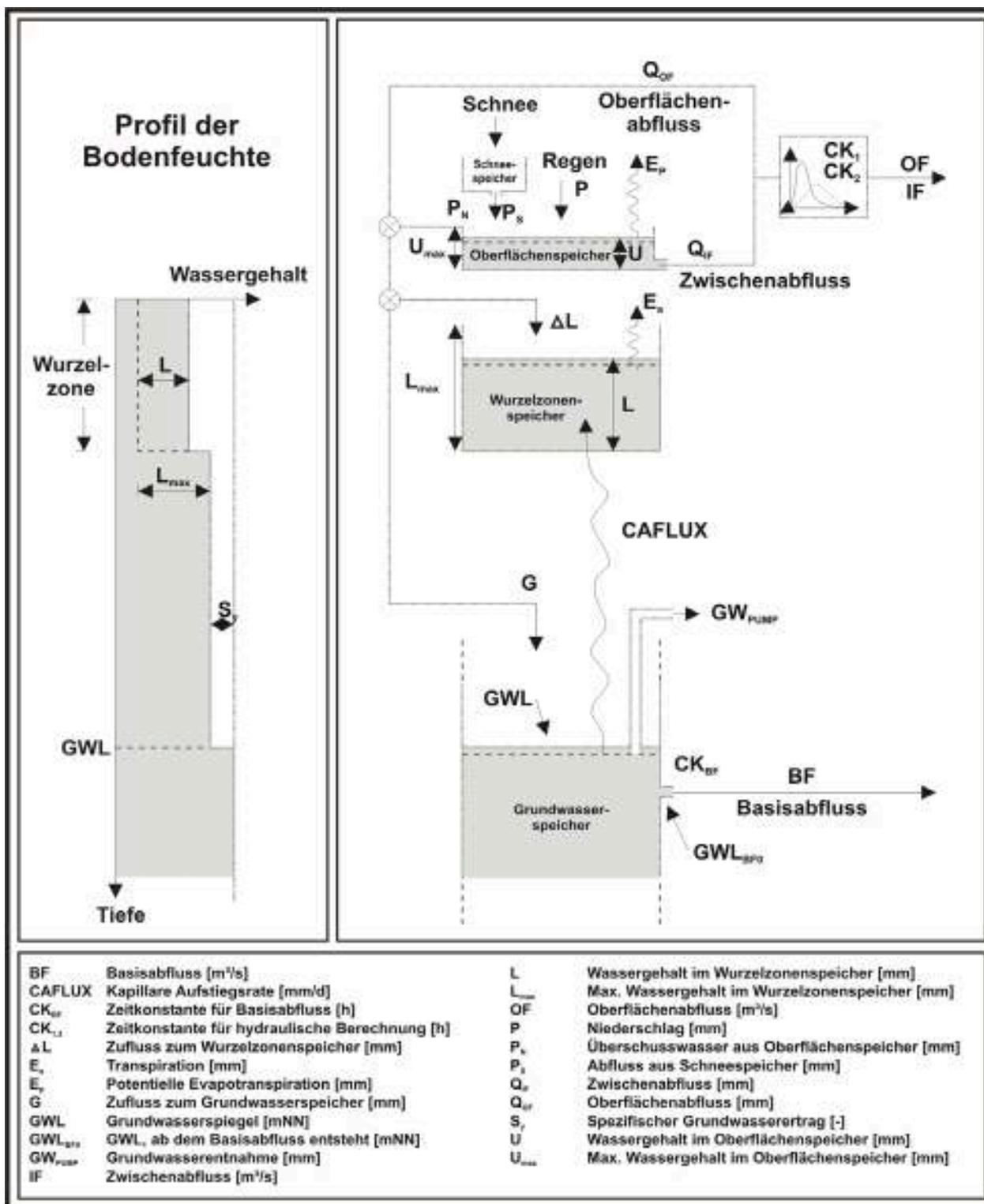


Abb. 2-14: Modellstruktur des Niederschlag-Abfluss Modells Mike 11 NAM [DHI, 2004]

In der Wurzelzone gespeichertes Wasser steht teilweise der Pflanzenverdunstung zur Verfügung. Die Tiefe der Wurzelzone entspricht daher auch der Tiefe, in der die Pflanzen das im

Boden gespeicherte Wasser aufnehmen können. Der Kalibrierungsparameter L_{\max} stellt den maximalen Wassergehalt im **Wurzelzonenspeicher** dar und kann bestimmt werden, indem die Differenz zwischen der Feldkapazität und dem Welkepunkt des Bodens mit der effektiven Durchwurzelungstiefe multipliziert wird. Dieser Wert entspricht der nutzbaren Feldkapazität im effektiven Wurzelraum ($nFKWe$). L_{\max} wird für jedes Teileinzugsgebiet als Mittelwert angegeben und kann daher durch Feldversuche nur unzureichend bestimmt werden. Die Differenz zwischen der Feldkapazität und dem Welkepunkt ist als mögliche Retentionskapazität zu verstehen und wird auch als nutzbare Feldkapazität bezeichnet. Diese kennzeichnet die pflanzenverfügbare Bodenwassermenge in mm. Der relative Feuchtigkeitsgehalt in der Wurzelzone L/L_{\max} steuert die Wassermenge, die den Grundwasserspeicher anreichert und dem Oberflächen- sowie dem Zwischenabfluss zufließt.

Die Menge des versickernden Wassers G aus dem Wurzelzonenspeicher erhöht den Wassergehalt im **Grundwasserspeicher**. Der Basisabfluss (BF), der stark verzögert und daraus resultierend relativ unabhängig von einzelnen Niederschlagsereignissen auftritt, wird als Abfluss aus dem Grundwasserspeicher mit der Zeitkonstanten für den Basisabfluss CK_{BF} berechnet.

Der Grundwasserstand wird über eine Kontinuitätsbedingung unter Beachtung der Grundwasserneubildung, möglicher Entnahmen, der kapillaren Strömung und des Basisabflusses bestimmt. Um den Basisabfluss näher zu beschreiben, kann ein zusätzlicher, tiefer gelegener Grundwasserspeicher definiert werden. Der zusätzliche Grundwasserspeicher erzeugt in diesem Fall eine langsamere Reaktion des Basisabflusses. Der Zufluss zu dem tiefer gelegenen Speicher wird als Anteil CQ_{LOW} am Gesamtzufluss G definiert.

2.4.2.2 Kalibrierungsparameter

Während der Kalibrierung werden die Einzugsgebietsparameter innerhalb eines Toleranzbereiches angepasst bis eine gute Übereinstimmung zwischen simulierten und gemessenen Abflüssen erreicht ist. Die folgende Tabelle enthält eine Übersicht über die neun wichtigsten Kalibrierungsparameter. Eine detaillierte Beschreibung der Parameter folgt im Anschluss.

Tab. 2-2: Kalibrierungsparameter für das Niederschlag-Abfluss-Modell NAM in MIKE11

Parameter	Symbol	Dimension	Untere Grenze	Obere Grenze
Max. Wassergehalt im Oberflächenspeicher	U _{max}	[mm]	10	20
Max. Wassergehalt im Wurzelzonenspeicher, welcher zur Transpiration der Vegetation verfügbar ist.	L _{max}	[mm]	50	300
Oberflächenabflusskoeffizient	CQOF	[-]	0	1
Zeitkonstante für den Zwischenabfluss	CKIF	[h]	200	1000
Zeitkonstante zur hydraulischen Berechnung	CK _{1,2}	[h]	10	50
Schwellenwert in der Wurzelzone für den Oberflächenabfluss	TOF	[-]	0	0,99
Schwellenwert in der Wurzelzone für den Zwischenabfluss	TIF	[-]	0	0,99
Schwellenwert in der Wurzelzone für die Grundwasseranreicherung	CKBF	[h]	500	5000
Zeitkonstante für den Basisabfluss	T _g	[-]	0	0,99

Zur Kalibrierung des Niederschlag-Abfluss-Modells stellt MIKE 11 NAM eine Autokalibrierung zur Verfügung, welche die Parameter optimiert. Folgende Zielsetzungen sind während der Kalibrierung einzuhalten:

1. Gute Übereinstimmung zwischen dem mittleren simulierten und gemessenen Abfluss: Minimierung des gesamten Volumenfehlers (Wasserbilanz)
2. Gute Übereinstimmung der Abflussganglinien: Minimierung des gesamten mittleren quadratischen Fehlers (R^2)
3. Gute Übereinstimmung der Spitzenabflüsse: Minimierung des mittleren quadratischen Fehlers bei Spitzenabflüssen
4. Gute Übereinstimmung der Niedrigwasserabflüsse: Minimierung des mittleren quadratischen Fehlers bei Niedrigwasserabflüssen

Die beiden erstgenannten Zielfunktionen sollten bei jeder Kalibrierung Berücksichtigung finden. Die Einbeziehung der weiteren Zielfunktionen ist optional und je nach verfolgtem Kalibrierungsziel frei wählbar. Die numerische Berechnung der Fehler geschieht wie folgt:

Der gesamte Volumenfehler gibt die Abweichung zwischen dem mittleren berechneten und dem mittleren gemessenen Abfluss an.

$$F_1(\theta) = \left| \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [Q_{\text{obs},i} - Q_{\text{sim},i}(\theta)] \right| \quad \text{Gl. 2-20}$$

mit: $Q_{\text{obs},i}$ gemessener Abfluss zum Zeitpunkt i [m^3/s]
 $Q_{\text{sim},i}$ simulierter Abfluss zum Zeitpunkt i [m^3/s]
 Θ Menge der Kalibrierungsparameter [-]
 n Anzahl der Zeitschritte [-]

Der gesamte mittlere quadratische Fehler (RMSE) gibt die Abweichung der berechneten zur gemessenen Abflussganglinie an.

$$F_2(\theta) = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [Q_{\text{obs},i} - Q_{\text{sim},i}(\theta)]^2} \quad \text{Gl. 2-21}$$

Der mittlere quadratische Fehler bei Spitzenabflüssen wird nur berücksichtigt, wenn eine Anpassung der Spitzenabflüsse erfolgen soll. Spitzenabflüsse werden in diesem Fall definiert als Perioden, in denen der gemessene Abfluss über einem definierten Schwellenwert liegt.

$$F_3(\theta) = \frac{1}{M_p} \sum_{j=1}^{M_p} \sqrt{\frac{1}{n_j} \sum_{i=1}^{n_j} [Q_{\text{obs},i} - Q_{\text{sim},i}(\theta)]^2} \quad \text{Gl. 2-22}$$

mit: M_p Anzahl der Spitzenabflussereignisse im Kalibrierungszeitraum [-]
 n_j Anzahl der Zeitschritte im Ereignis j [-]

Der mittlere quadratische Fehler bei Niedrigwasserabflüssen wird nur berücksichtigt, wenn eine Anpassung der Niedrigwasserabflüsse erfolgen soll. Niedrigwasserabflüsse werden in MIKE 11 NAM definiert als Perioden, in denen der gemessene Abfluss unter einem definierten Schwellenwert liegt.

$$F_4(\theta) = \frac{1}{M_l} \sum_{j=1}^{M_l} \sqrt{\frac{1}{n_j} \sum_{i=1}^{n_j} [Q_{\text{obs},i} - Q_{\text{sim},i}(\theta)]^2} \quad \text{Gl. 2-23}$$

mit: M_l Anzahl der Niedrigwasserereignisse im Kalibrierungszeitraum [-]

2.4.2.3 Grundlegende Modellkomponenten

Evapotranspiration: Sofern der Feuchtegehalt U im Oberflächenspeicher geringer als die potentielle Evapotranspiration E_p ist ($U < E_p$) wird der verbleibende Anteil E_a von den Pflanzen aus dem Wurzelzonenspeicher entnommen:

$$E_a = (E_p - U) * \frac{L}{L_{\max}} \quad \text{Gl. 2-24}$$

E_a ist proportional zur potentiellen Evapotranspiration und linear abhängig vom relativen Feuchtigkeitsgehalt L/L_{\max} in der Wurzelzone.

Oberflächenabfluss: Bei Überschreiten des maximalen Wassergehalts im Oberflächenspeicher U_{\max} ($U > U_{\max}$) trägt das restliche Wasser P_N zur Infiltration bzw. zum Oberflächenabfluss Q_{OF} bei. Dieser ist proportional zu P_N und ist ebenfalls linear abhängig vom Bodenfeuchtegehalt L/L_{\max} . Die prozentuale Aufteilung zwischen Oberflächenabfluss und Infiltration wird durch den Oberflächenabflusskoeffizienten CQ_{OF} bestimmt.

$$Q_{OF} = \begin{cases} CQ_{OF} * \frac{\frac{L}{L_{\max}} - TOF}{1 - TOF} & \text{für } \frac{L}{L_{\max}} > TOF \\ 0 & \text{für } \frac{L}{L_{\max}} \leq TOF \end{cases} \quad \text{Gl. 2-25}$$

mit: CQ_{OF} Oberflächenabflusskoeffizient $0 \leq CQ_{OF} \leq 1$

TOF Schwellenwert für den Oberflächenabfluss $0 \leq TOF \leq 1$

In flachen Einzugsgebieten mit grob sandigen Böden versickert viel Niederschlagswasser im Boden, so dass CQ_{OF} kleine Werte annimmt. Bei tonigen Böden oder im Gebirge fließt viel Wasser ab. Dort ist der Oberflächenabflusskoeffizient groß.

Der Anteil, der nicht zum Oberflächenabfluss beiträgt, wird wiederum aufgeteilt in die Menge ΔL , die dem Wurzelzonenspeicher zufließt, sowie die Menge G , die den Grundwasserspeicher anreichert:

$$P_N = Q_{OF} + \Delta L + G \quad \text{Gl. 2-26}$$

Bei stark schwankenden, langen und vor allem hohen Niederschlagsintensitäten kann ein konstanter Abflussbeiwert die tatsächlichen Verhältnisse jedoch nur ungenau wiedergeben. Die Beachtung eines Anfangsverlustes (Benetzungs- und Muldenverlust) ist daher für die Verbesserung der Ergebnisse von großer Bedeutung.

Solange der relative Feuchtigkeitsgehalt in der Wurzelzone L/L_{\max} kleiner als der Schwellenwert in der Wurzelzone für den Oberflächenabfluss TOF ist, entsteht kein Oberflächenabfluss. Bei $L/L_{\max} > TOF$ steigt das Verhältnis von Oberflächenabfluss Q_{OF} zu restlichem Wasser P_N linear an, bis bei $L/L_{\max} = 1,0$ der Oberflächenabflusskoeffizient CQ_{OF} erreicht wird. Typische Werte betragen $TOF = 0,0 \div 0,7$. Die Hauptauswirkung dieses Parameters liegt zu Beginn einer Regenperiode. Je höher der Wert ist, desto höher sind die Anfangsverluste und desto später setzt der Oberflächenabfluss ein.

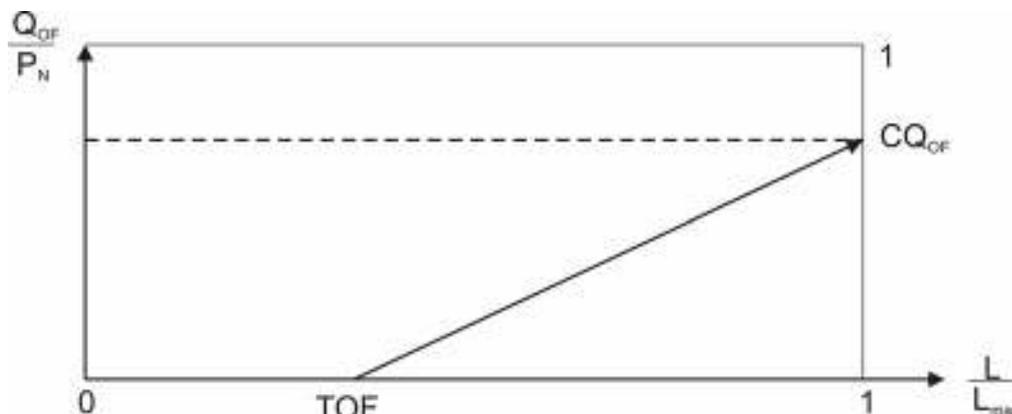


Abb. 2-15: Beginn des Oberflächenabflusses in Abhängigkeit der Kalibrierungsparameter
[modifiziert nach DHI, 2004]

Zwischenabfluss: Der Anteil des Niederschlags, der aus dem Oberflächenspeicher als Zwischenabfluss unterirdisch abfließt, wird als Q_{IF} bezeichnet. Dieser ist proportional zu U und ist ebenfalls linear abhängig vom relativen Bodenfeuchtegehalt L/L_{max} .

$$Q_{IF} = \begin{cases} \frac{U}{CK_{IF}} * \frac{\frac{L}{L_{max}} - TIF}{1 - TIF} & \text{für } \frac{L}{L_{max}} > TIF \\ 0 & \text{für } \frac{L}{L_{max}} \leq TIF \end{cases} \quad \text{Gl. 2-27}$$

mit: CK_{IF} Zeitkonstante für den Zwischenabfluss

TIF Schwellenwert für den Zwischenabfluss $0 \leq TIF \leq 1$

Der Schwellenwert in der Wurzelzone für den Zwischenabfluss TIF hat dieselbe Funktion für den Zwischenabfluss wie der Schwellenwert TOF für den Oberflächenabfluss. Auch die Funktionsweise entspricht der in Abb. 2-15 dargestellten. Die Wirkung dieses Parameters liegt am Anfang eines Niederschlagsereignisses. Je höher der Wert ist, desto später setzt der Zwischenabfluss ein. Der Schwellenwert TIF hat in der Regel keine große Bedeutung und kann in den meisten Fällen zu Null gesetzt werden.

Die Zeitkonstante für den Zwischenabfluss CK_{IF} legt zusammen mit U_{max} die Menge des Wassers fest, die als Zwischenabfluss abfließt. Da CK_{IF} weitaus größer ist, ist der Parameter wichtiger für die Berechnung des Zwischenabflusses als CK_{12} , welcher Auswirkungen auf die Form der Abflusskurve hat.

Der Zwischenabfluss wird mit zwei linearen, in Reihe geschalteten Einzelspeichern mit der gleichen Zeitkonstante ($CK_1 = CK_2$) hydraulisch berechnet. Durch diese Speicher fließt auch der Oberflächenabfluss, jedoch mit einer variablen Zeitkonstante CK .

Die Zeitkonstante zur hydraulischen Berechnung des Oberflächen- und Zwischenabflusses CK_{12} legt die Form der Abflussganglinie fest. Der Wert ist abhängig von der Größe und der Abflussbereitschaft des Einzugsgebiets. Typische Werte betragen $CK_{12} = 3 \div 48$ h.

$$CK = \begin{cases} CK_{12} \left(\frac{OF}{OF_{\min}} \right)^{-\beta} & \text{für } OF \geq OF_{\min} \\ CK_{12} & \text{für } OF < OF_{\min} \end{cases} \quad \text{Gl. 2-28}$$

Die Konstante $\beta = 0,4$ resultiert aus der bei der Berechnung angewendeten Manning-Strickler-Gleichung. Die obere Grenze für eine lineare Berechnung liegt bei:

$$OF_{\min} = 0,4 \frac{\text{mm}}{h} \quad \text{Gl. 2-29}$$

Grundwasseranreicherung: Die Menge des infiltrierten Wassers, die bis in den Grundwasserspeicher gelangt, wird als G bezeichnet und ist abhängig vom relativen Feuchtigkeitsgehalt in der Wurzelzone L/L_{\max} .

$$G = \begin{cases} (P_N - Q_{OF}) * \frac{L}{1 - TG} - TG & \text{für } \frac{L}{L_{\max}} > TG \\ 0 & \text{für } \frac{L}{L_{\max}} \leq TG \end{cases} \quad \text{Gl. 2-30}$$

mit: TG Schwellenwert für die Grundwasseranreicherung $0 \leq TG \leq 1$

Der Schwellenwert in der Wurzelzone für die Grundwasseranreicherung TG verhält sich den Parametern TOF und TIF entsprechend. TG ist bedeutend für die Berechnung des Anstiegs des Grundwasserspiegels zu Beginn einer Regenperiode. Eine Erhöhung des Wertes hat eine geringere Grundwasserneubildung zur Folge.

Die drei Schwellenwerte TOF , TIF und TG sollen die Charakteristik des Einzugsgebiets widerspiegeln. So haben kleine homogene Einzugsgebiete höhere Schwellenwerte als große heterogene Einzugsgebiete.

In Einzugsgebieten mit abwechselnd trockenen und regenreichen Perioden legen die Schwellenwerte fest, wann die jeweiligen Abflusskomponenten während des Füllvorgangs der Wurzelzone entstehen. In regenreichen Perioden haben die Schwellenwerte eine untergeordnete Bedeutung.

Basisabfluss: Als Basisabfluss wird der Teil des Abflusses bezeichnet, der stark verzögert und somit relativ unabhängig vom einzelnen Niederschlagsereignis auftritt. Im Gegensatz dazu stellt der Direktabfluss, die Summe aus Oberflächen- und Zwischenabfluss, die unmittelbare Reaktion auf das Niederschlagsereignis dar. Der Basisabfluss BF aus dem Grundwasserspeicher wird als Abfluss aus einem linearen Einzelspeicher mit der Zeitkonstanten für den Basisabfluss CK_{BF} berechnet. Der Kalibrierungsparameter CK_{BF} definiert die Form der simulierten Abflussganglinie in trockenen Perioden und kann durch eine Auswertung des abfallenden As-

tes der gemessenen Abflussganglinie bestimmt werden. Typische Werte betragen $CK_{BF} = 500 - 5000 \text{ h}$.

In einigen Einzugsgebieten kann durch bestimmte geologische Gegebenheiten ein unterirdischer Zu- bzw. Ausfluss von bzw. zu benachbarten Einzugsgebieten entstehen. Durch Angabe des Parameters C_{area} , der das Verhältnis vom Grundwassereinzugsgebiet zum oberirdischen Einzugsgebiet beschreibt, können solche Strömungen berücksichtigt werden. Ist $C_{area} > 1$, so liegt eine Infiltration und somit eine erhöhte Grundwasseranreicherung vor.

Bei der Berechnung des Grundwasserspiegels werden die Grundwasseranreicherung G , die kapillare Aufstiegsrate $CAFLUX$ (optional), die Grundwasserentnahme $GWPUMP$ (optional) sowie der Basisabfluss BF berücksichtigt. Der Grundwasserspeicher kann mit MIKE NAM auf zwei verschiedene Arten berechnet werden. Die erste und einfachere Variante – ein linearer Einzelspeicher – wurde bereits in Kapitel 2.4.2.1 erläutert. Die zweite Variante, der oberflächennahe Grundwasserspeicher, eignet sich für Einzugsgebiete im Tiefland, die kaum Höhenunterschiede aufweisen und leicht vernässen. Danach ergibt sich der Basisabfluss zu:

$$BF = \begin{cases} (GWL_{BF0} - GWL) S_y (CK_{BF})^{-1} & \text{für } GWL \leq GWL_{BF0} \\ 0 & \text{für } GWL > GWL_{BF0} \end{cases} \quad \text{Gl. 2-31}$$

mit: S_y spezifischer Ertrag des Reservoirs (0,01 – 0,3)

GWL Grundwasserspiegeltiefe im Speicher

GWL_{BF0} max. Grundwasserspiegeltiefe, welche Basisabfluss hervorruft

Der Parameter GWL_{BF0} kann als Abstand zwischen dem durchschnittlichen Grundwasserstand des Einzugsgebietes und dem Wasserstand des Vorfluters betrachtet werden. Zur Kalibrierung von GWL_{BF0} und S_y können dazu Messungen bzw. Beobachtungen der Grundwasserspiegeltiefe sowie Pumpversuche herangezogen werden. Der spezifische Grundwasserertrag S_y [-] gibt die prozentuale Wassermenge an, die von einem Boden allein durch Schwerkraft in tiefere Schichten abgegeben wird. Typische Werte für Sand sind zum Beispiel $S_y = 0,10 \div 0,30$ oder für Ton $S_y = 0,01 \div 0,10$.

Kapillare Strömung: Die Kapillarströmung $CAFLUX$ vom Grundwasserspeicher in einen höher gelegen Speicher ist abhängig von der Lage des Grundwasserspiegels GWL sowie vom relativen Bodenfeuchtegehalt L/L_{max} des Wurzelzonenspeichers:

$$CAFLUX = \sqrt{1 - \frac{L}{L_{max}}} * \left(\frac{GWL}{GWL_{FL1}} \right)^{-\alpha} \quad (\text{mm/Tag}) \quad \text{Gl. 2-32}$$

mit: $\alpha = 1,5 + 0,45GWL_{FL1}$

Der Parameter GWL_{FL1} gibt die Grundwasserspiegellage an, bei welcher die Kapillarströmung bei einer völlig trockenen Wurzelzone $CAFLUX = 1 \text{ mm/Tag}$ beträgt.

Neben diesen grundlegenden Modellkomponenten, stehen in Mike 11 NAM weitere Komponenten und Module zur Verfügung, u.a. das Bewässerungs- sowie das Schneemodul. Auf deren

Beschreibung wird an dieser Stelle verzichtet und auf die Literatur verwiesen. Darüber hinaus haben geringe Entnahmen für eine Bewässerung in der Regel einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Hydrologie des Einzugsgebietes und dies insbesondere während Hochwasserperioden und dementsprechend hohen Niederschlägen.

2.4.2.4 Anfangsbedingungen

Als Anfangswerte sind neben der Definition der Einzugsgebietsparameter (u.a. Größe, Bodeneigenschaften) die relativen Wassergehalte im Oberflächen- und Wurzelzonenspeicher sowie die Anfangswerte für den Oberflächen-, Zwischen- und Basisabfluss vorzugeben. Sofern die Simulation am Ende einer trockenen Periode beginnt und eine ausreichende Vorlaufzeit vor dem zu untersuchenden Hochwasserereignis berücksichtigt wird, können bis auf den Basisabfluss und den Wassergehalt im Wurzelzonenspeicher alle Werte zu Null gesetzt werden.

Wie in Kapitel 2.3.1 beschrieben, sind in Mike 11 NAM zur Beschreibung des Abflussverhaltens im Einzugsgebiet als Eingangsgrößen Zeitreihen für den Niederschlag und für die Verdunstung und bei Berücksichtigung einer Schneeschmelze Zeitreihen für die Temperatur und die Sonneneinstrahlung vorzugeben. Weiterhin sind als hydrologische Daten die Abflusskurven an den Kontrollpegeln bzw. am Auslassquerschnitt jedes Teileinzugsgebietes für die Kalibrierung und Validierung von Bedeutung.

Die Niederschlagsdaten werden in der Regel als Tageswerte in mm vorgegeben. Anzugeben sind die akkumulierten Werte seit dem letzten Zeitschritt. Für eine detaillierte Beschreibung und Simulation der Hochwasserscheitel sind zeitlich höher aufgelöste Stationen zu berücksichtigen. Diese dienen auch der zeitlichen Diskretisierung der benachbarten Stationen mit Tageswerten. Bei der Ermittlung des Gebietsniederschlages erfolgt die Wichtung der einzelnen Niederschlagsstationen i.d.R. auf Basis der Thiessen-Methode. Für die potentielle Evapotranspiration werden üblicherweise monatliche Werte in mm für kürzere Zeiträume aber auch Tageswerte (jeweils als akkumulierter Wert seit dem letzten Zeitschritt) vorgegeben.

Für die Berechnung der Abflusskonzentration sind die Fließzeiten zu nennen, welche aus gemessenen Niederschlag-Abfluss-Ereignissen als Zeitabstand zwischen dem Schwerpunkt der wirksamen Niederschlagsganglinie und maximalem Abfluss der zugehörigen Abflusswelle ermittelt bzw. abgeschätzt werden können.

3 Beschreibung des Modellgebietes

3.1 Abflussregulierung und Morphologie

3.1.1 Topographie des Modellgebietes

Das Modellgebiet des Regionalmodells umfasst die bereits in Kapitel 2.1 genannten Gewässerabschnitte des Lesum-Hamme-Wümme Flussgebietes. Sämtliche Fließgewässer des Bearbeitungsgebietes entwässern über die Lesum bei Vegesack in die Weser. Das oberirdische Einzugsgebiet der Gewässer hat eine Größe von rd. $A_{E0} = 2190 \text{ km}^2$ und umfasst Teile der niedersächsischen Landkreise Harburg, Soltau-Fallingb., Rotenburg, Verden und Osterholz sowie Flächen der Stadt Bremen.

Abb. 3-1 zeigt das Gewässernetz im Bearbeitungsgebiet Wümme mit Einzugsgebietsgrößen $A_{E0} > 10 \text{ km}^2$.



Abb. 3-1: Gewässernetz im Bearbeitungsgebiet Wümme mit Einzugsgebietsgrößen $A_{E0} > 10 \text{ km}^2$ [BEZIRKSREGIERUNG LÜNEBURG, 2003]

Die untere Modellgrenze (UMG) bildet der Pegel „Vegesack“ in der Weser. Diese wurde so gewählt, dass davon ausgegangen werden kann, dass die Einflüsse der Randsteuerung im Aussagegebiet abgeklungen sind. Als obere Modellgrenzen wurden jeweils die Mündungen der betrachteten Gewässer angesetzt. Die Zuflussmengen wurden dem Niederschlag-Abfluss-Modell entnommen. Die folgende Abbildung zeigt die Topographie des Bearbeitungsgebietes und die Einzugsgebiete der bedeutendsten Nebengewässer (Abb. 3-2).

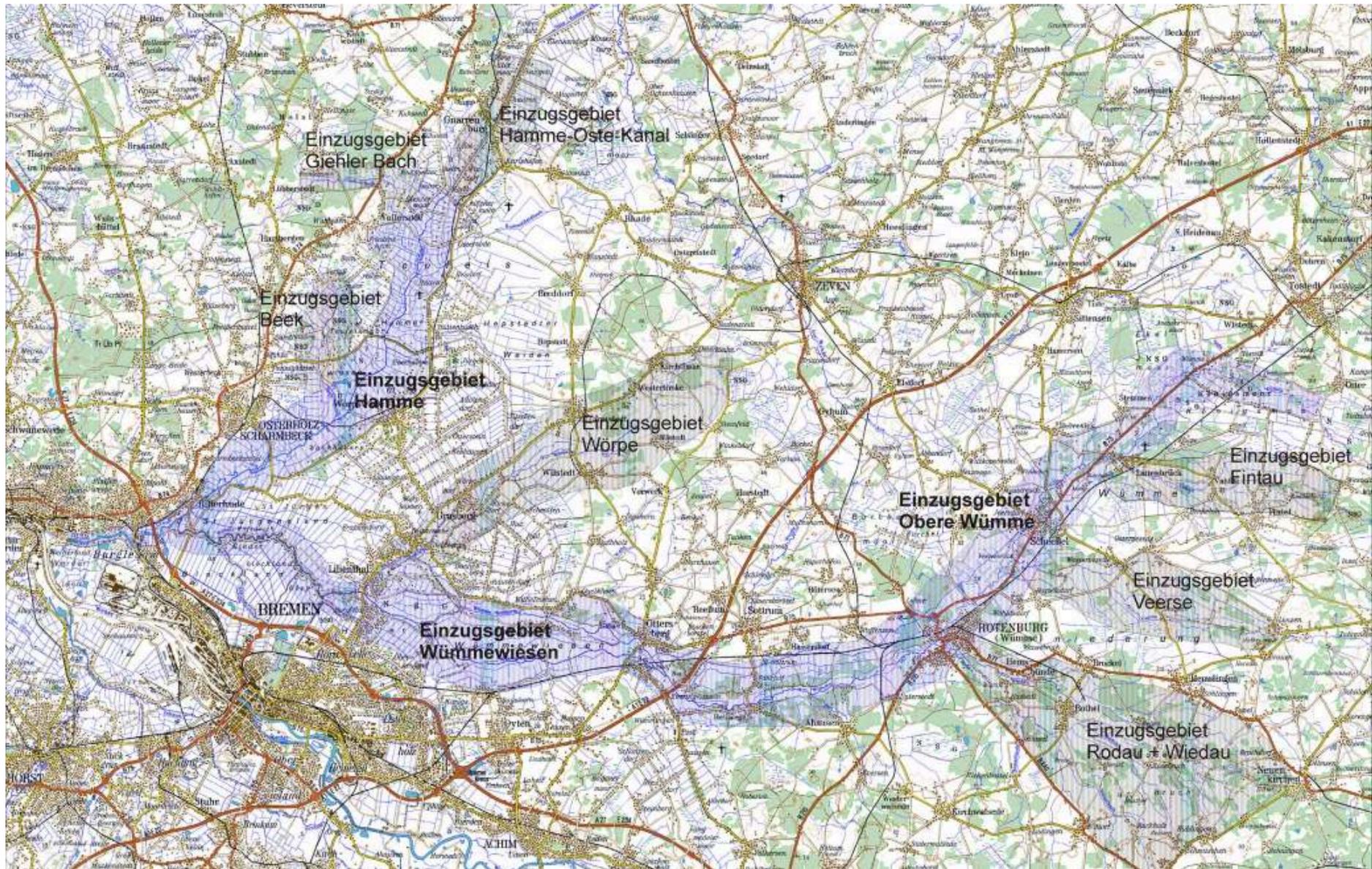


Abb. 3-2: Topographische Darstellung des Bearbeitungsgebietes

3.1.2 Gewässer und Teileinzugsgebiete

Die **Lesum** mündet bei Vegesack in die Weser (Unterweser-km 17,9). Die Einzugsgebietsgröße beträgt hier 2190 km². Sie vereinigt ca. 10 km oberhalb ihrer Mündung die Flüsse Wümme und Hamme. Im oberen Bereich besitzt der Fluss einen mäandrierenden Verlauf. Drei Brücken kreuzen die Lesum im Bereich der Ortschaft Burglesum. Die Gefahr von Überschwemmungen in extremen Sturmflutsituationen wird durch das Lesumsperrwerk bei Lesum-km 8,0 (vier Stromöffnungen von je 15 m Breite, eine Schleuse mit 14 m x 30 m) gebannt.



Abb. 3-3: Lesumsperrwerk (Bild links) und im Schöpfwerk des Lesumsperrwerks installierte Pumpen (Bild rechts) [DEICHVERBAND RECHTES WESERUFER, 2003]

Die Lesum sowie die Unterläufe von Wümme und Hamme sind tidebeeinflusst. Bei Sturmfluten wird das Lesumsperrwerk geschlossen. Vom Sperrwerk bis Ritterhude / Lilienthal / Borgfeld sind parallel an der Lesum, Hamme und Wümme Schutzdeiche vorhanden. Die Entwässerung der dahinter liegenden Flächen erfolgt über Schöpfwerke und Siele. Da der Tideeinfluss weit in die Unterläufe dieser Flüsse hineinreicht und in diesem Bereich z. Zt. keine Abflussmengen ermittelt werden, kann eine Beurteilung des Abflussgeschehens lediglich am Pegel Hellwege-Schleuse / Wümme erfolgen. Das Einzugsgebiet an diesem Pegel beträgt $A_{E0} = 908 \text{ km}^2$ und umfasst damit ca. 40 % des gesamten Einzugsgebietes.

Einen maßgeblichen Zufluss der Lesum stellt die im Raum Schneverdingen im Bereich des Wilseder Berges in der Lüneburger Heide entspringende **Wümme** mit einer Lauflänge von 110 km dar. Die Wümme teilt sich unterhalb der Autobahnbrücke A 1 Hamburg / Bremen ab der Kreisgrenze Verden / Rotenburg in den Nord-, Süd- und Mittelarm auf. An der Landesgrenze zwischen Bremen und Niedersachsen vereinigen sich diese drei Arme wieder. Der Südarml, in dem sich fünf Wehre befinden, kann als kanalisiert angesehen werden. Von Königsmoor über den Nordarm bis zur Straßenbrücke Borgfelder Allee beträgt die Fließlänge bereits 79 km. Der Abschnitt der „Unteren Wümme“ erstreckt sich vom Pegel Borgfeld (SBUV, Borgfelder Landstraße) bis zum Zusammenfluss von Wümme und Hamme (Straßenbrücke Bremen – Rit-

terhude). Die Wümme weist in diesem Bereich typische Merkmale eines Flachlandflusses auf, u.a. starke Mäanderbildung und ein geringes Fließgefälle. Vier Brücken (Borgfelder Landstraße, Borgfelder Allee, Jan-Reiners-Brücke und Brücke der L151 nahe Wasserhorst) kreuzen das Gewässer in diesem Bereich.



Abb. 3-4: Nordarm (Bild links) und Südarm (Bild rechts) [FRANZIUS-INSTITUT, 2002]

Oberhalb Lilienthal / Borgfeld bis nach Rotenburg sind an der Wümme und ihren Nebenarmen Verwallungen und im Bereich der Ortschaften Ottersberg / Fischerhude Hochwasserdeiche vorhanden. Stärkere Niederschläge führen zu einer Ausuferung des Flussbettes der Wümme und Hamme [BEZIRKSREGIERUNG LÜNEBURG, 2003].

Die **Hamme** entspringt bei Ohlenstedt auf der Garlstedter Geest. Ab dem Zusammenfluss von Giehler Bach und Kollbeck nahe der Ortschaft Viehspecken durchfließt sie in südlicher Richtung das Niederungsgebiet des Teufelsmoors. Das Einzugsgebiet der Hamme ist rd. 484 km² groß. Ihre Fließlänge bis zur Mündung beträgt insgesamt 47 km. Die von der Hamme durchflossene Niederung steigt von NN + 1,20 m bei Ritterhude auf bis etwa NN + 3,0 m bei Meinershagen an. Mit lediglich NN + 0,90 m befinden sich die tiefsten Flächen im Bereich von Waakhausen (5km oberhalb von Ritterhude in der linken Hammeniederung). Das in diesem Gebiet gelegene Niederungsgebiet wird durch ein Schöpfwerk entwässert. Eine Gesamtfläche von 10 ha der Hammeniederung, die durch die im Westen und Osten auf bis zu NN + 13 m ansteigenden Geestflächen begrenzt wird, liegt unter NN + 3,0 m.

Die Vorflutverhältnisse im Einzugsgebiet der Hamme werden durch die Ritterhuder Schleuse gesteuert. Dieses Sperrwerk mit angegliederter Schleuse befindet sich in einer Flussschlinge nahe der Ortschaft Ritterhude. Mit drei Öffnungen (7,20 m, 7,40 m und 7,26 m breit, OK Schütze im geschlossenen Zustand NN + 3,35 m) und der Schleuse mit einer Breite von 6,47 m und einer nutzbaren Länge von 26,17 m schützt das Ritterhuder Sperrwerk seit 1874/75 die Niederung der Hamme vor Überflutungen infolge Tidehochwasserständen und gewährleistet bei Niedrigwasser den für die Grünlandwirtschaft notwendigen Mindestwasserstand oberhalb des

Sperrwerkes. Als weitere Bauwerke im Bereich der Hamme sind die Hartheckel- und Teufelsmoorschleuse von Bedeutung und im Modell implementiert worden.



Abb. 3-5: Ritterhuder Sperrwerk in der Hamme [FRANZIUS-INSTITUT, 2002]

Im Folgenden werden die im Rahmen der numerischen Simulationen betrachteten Nebengewässer von Wümme und Hamme näher beschrieben. Die Lage der Gewässer, Teileinzugsgebiete und Pegel geht aus Abb. 4-1 hervor.

Die **Wörpe** entspringt in der Nähe von Steinfeld (Niedersachsen) auf einer Höhe von 30 mNN und mündet nach rund 30 km unterhalb der Borgfelder Allee in Lilienthal mit einem Einzugsgebiet von rd. $A_{E0} = 135,8 \text{ km}^2$ in die Wümme. Durch Zuflüsse mehrerer kleinerer Bäche (u.a. Wellbach und Bülstedter Mühlenbach) und Gräben (z.B. Dubbengraben, Wilstedtermoorer Schiffgraben und Saatmoorgraben), welche für den Torfabbau angelegt wurden, wird das Gewässerprofil schnell größer. Die Gräben entwässern die angrenzenden Niedermoorgebiete in die Wörpe. Im Oberlauf hat die Wörpe einen natürlich mäandrierenden Verlauf. Die Querschnitte haben einen sehr unterschiedlichen Charakter (Flach- und Steilufer, Abbrüche und Unterspülungen). Die Sohle ist überwiegend kiesig und nur bereichsweise sandig bis schlammig.

Im Bereich des Unterlaufs bei Lilienthal, ist die Wörpe ein kanalisiertes Gewässer (siehe Abb. 3-6). Unterhalb des Quellgebietes hat die Wörpe ein Gefälle von 1,5 ‰, welches im weiteren Verlauf des Gewässers auf 0,5 ‰ abnimmt. Dies hat eine geringe Strömungsgeschwindigkeit zur Folge. Durch die Weserkorrekturen nahm der Tideeinfluss auch im Bereich der Wörpe zu. Der Tideeinfluss reicht bis in den Bereich von Heidberg. In der gleichnamigen Ortschaft liegt der Pegel Grasberg mit $A_{E0} = 93,8 \text{ km}^2$. Drei bedeutende Brücken (Straßenbrücken bei Heidberg, Falkenberg und in Lilienthal) kreuzen im Modellgebiet die Wörpe. Von der Mündung bis

Grasberg ist die Wörpe durch drei Stauwehre gesteuert. Oberhalb von Grasberg ist die Wörpe durch Sohlabstürze reguliert.



Abb. 3-6: Oberlauf der Wörpe bei Schnakenmühlen (Bild links); Unterlauf der Wörpe in Lilienthal (Bild rechts) [Franzius-Institut, 2004 und 2005]

Der Mitte der neunziger Jahre aufgestellte Gewässerentwicklungsplan Wörpe hatte das Ziel, die Wörpe zu renaturieren und die Vielfalt des Gewässers wiederherzustellen. Um die ökologische Durchgängigkeit der Wörpe von Schnakenmühlen bis zur Mündung in die Wümme sicherzustellen, wurden die Sohlabstürze bis 2003 zu Sohlgleiten umgebaut. Im Bereich der Wilstedter Mühle (zwischen Station 16.500 und 16.690) wurde ein 350 m langes mäandrierendes Nebengerinne angelegt. Das Nebengerinne ist 160 m länger als das alte Hauptgerinne. Die Abzweigung und der Anschluss an das Hauptgerinne erfolgten über Sohlgleiten. Niedrig- und Mittelwasserabflüsse werden über das Nebengerinne abgeführt.

Die **Wieste** ist ein weitgehend naturnaher Flachlandfluss und nur auf einigen kurzen Strecken ausgebaut. Sie entspringt nördlich von Mulmshorn an der Autobahn A1 bei Bockel und mündet nach einer Fließstrecke von etwa 26 km südlich von Ottersberg in den Nordarm der Wümme. Die Höhe der Flusssohle fällt dabei von rd. 25 mNN auf 8 mNN ab. Südlich von Bockel kreuzt die Wieste die Bundesstraße B 71, wo ihr Querschnitt durch einen kreisförmigen Durchlass mit einem Durchmesser von $D = 1,16$ m eingengt wird. In Clüversborstel wird die Wieste unterhalb einer Brücke durch einen Absturz mit einer Höhe $H = 0,60$ m aufgestaut. Darüber hinaus wird die Wieste in Stuckenborstel durch eine Wassermühle aufgestaut. Bis 1950 wurde die Mühle von dem unterschlächtigen Wasserrad mit einem Durchmesser von sechs Metern angetrieben.

Das Einzugsgebiet der Wieste mit einer Gesamtfläche von $A_{E0} = 100,26$ km² liegt in der Hydrologischen Landschaft Wümmegeest. Bei Mulmshorn mündet der Glindbach in die Wieste. Nördlich von Schleeßel fließt der Weidebach der Wieste zu. Der Sottrumer Moorgraben mündet südlich von Clüversborstel in die Wieste.

Die in ihrem Oberlauf noch leicht mäandrierende Wieste verläuft im Quellbereich durch eine Grün- und Waldlandschaft, die unterhalb von Stuckenborstel in reines Grünland übergeht. Aufgrund des geringen Fließgefälles von 0,05 bis 0,1 % weist die Wieste eine relativ geringe Fließgeschwindigkeit mit feinsandigen bis schlammigen Sedimenten auf [www.arge-weser.de, 2005]. Westlich von Sottrum liegt unterhalb der Brücke der Bundesstraße B75 der Pegel Sottrum mit einem Einzugsgebiet von $A_{E0} = 94,0 \text{ km}^2$ (Pegelnulldpunkt von PNP = 13,40 mNN).



Abb. 3-7: Oberlauf der Wieste (Bild links); Unterlauf der Wieste mit Wassermühle in Stuckenborstel (Bild rechts) [Franzius-Institut, 2005]

Die **Fintau** ist eines der größten Nebengewässer der Wümme mit einem Einzugsgebiet von rund $A_{E0} = 105,14 \text{ km}^2$. Das Quellgebiet liegt nördlich der Gemeinde Reinsehen. Sie verläuft zunächst als ausgebauter Graben, weist aber unterhalb einen natürlichen Verlauf auf. Die Fintau mündet in Lauenbrück in die Wümme. Der Mittelwasserabfluss beträgt rd. $1,3 \text{ m}^3/\text{s}$. Aufgrund eines schmalen Hochwasserabflussprofils und Rückstau aus der Wümme kommt es nach Starkregenereignissen zu Überflutungen. Die Breite beträgt im Mittel ca. 10 m. Das Längsgefälle beträgt unterhalb der Bahnlinie Bremen / Hamburg rd. 0,5 ‰.

Die **Veerse** mündet zwischen Rotenburg (Wümme) und Scheeßel bei Veersebrück in die Wümme. Das Einzugsgebiet hat eine Größe von $A_{E0} = 118,18 \text{ km}^2$, die Gesamtlängsgefälle betragen rund $L = 31 \text{ km}$.

Die Rodau und Wiedau haben eine Einzugsgebietsgröße von $A_{E0} = 307,15 \text{ km}^2$. Davon entfallen $142,10 \text{ km}^2$ auf die Teileinzugsgebiete der Rodau und $165,04 \text{ km}^2$ auf die der Wiedau zu denen auch die Einzugsgebiete des Hahnenbachs zählen. Das Untersuchungsgebiet ist geprägt durch Acker- und Grünlandnutzung und bis auf wenige Bereiche nur geringfügig versiegelt. Die **Rodau** entspringt südöstlich der Ortschaft Rosebruch und legt bis zu ihrer Mündung in die Wümme bei Rotenburg eine Strecke von ca. 21,5 km zurück. Der Höhenunterschied von

der Quelle bis zur Mündung beträgt etwa 30 m. Die Rodau weist einen stark begradigten Flusslauf mit steilen Ufern auf. Größere Gefälleabschnitte im Bereich von 3,5 – 4,5 ‰ treten jedoch nur im Oberlauf auf. Im wechselnd beschatteten Oberlauf erreicht sie eine Breite von etwa 1 m und ist ca. 20 cm tief. Bis das Gewässer in die Wümme mündet hat es sich auf 6 - 7 m aufgeweitet und ist etwa 0,5 - 1 m tief. Als kleinere Zuflüsse zur Rodau sind Visselbach, Federloh-mühlenbach und Hasselbach zu nennen. Die Fließgeschwindigkeiten betragen ca. 0,3 - 0,45 m/s. Die Durchgängigkeit der Rodau wird durch drei Wehre ohne Fischaufstiegshilfe im Stadtbereich von Rotenburg verhindert.



Abb. 3-8: Mittelläufe der Gewässer Wiedau (Bild links) und Rodau (Bild rechts) [NLWKN, 2004]

Die **Wiedau** entspringt westlich von Hemslingen und mündet bei Rotenburg in die Wümme. Zum Einzugsgebiet der Wiedau zählt der Hahnenbach. Seine Quelle befindet sich im Bereich Gilmerdingen / Neuenkirchen. Die Mündung in die Wiedau liegt bei Rehten. Bei einer Tiefe von 0,3 - 0,4 m nimmt die Breite der Wiedau von 2,5 m an der Quelle bis zur Mündung auf 7 m zu. Im Oberlauf sind größere, in den meisten Abschnitten jedoch Gefälleverhältnisse von rd. 1 ‰ zu beobachten. Die Fließgeschwindigkeiten betragen ca. 0,2 - 0,3 m/s. Der Bach ist wechselnd beschattet und verläuft mäandrierend durch Grünland. Die einzigen Aufstiegshindernisse liegen im gemeinsamen Unterlauf mit der Rodau. Wie die Rodau, wird auch die Wiedau laut der Gewässergütekarte aus dem Jahr 1997 des damaligen StAWA Verden in die Güteklasse II (mäßig belastet) eingestuft [ARGE Weser, 1998].

Die **Beek** mündet etwa 13 km stromab der Mündung des Giehler Bachs 500 m oberhalb der Semkenfahrt in die Hamme. Der Pegel Beek-Brücke (Straßenbrücke Osterholz-Scharmbeck-Worpswede) wird inzwischen nicht mehr betrieben. Die Beek hat ein Einzugsgebiet von rd. $A_{E0} = 49,15 \text{ km}^2$, ist 8,5 km lang und stellt das ursprüngliche Abflussgerinne der Hochmoore westlich der Hamme dar. Sie war der Haupttransportweg für den Torfabbau. Der Oberlauf des

Baches wurde unwesentlich verändert, allerdings wurde durch Abtorfung westlich und östlich der Beek eine Ausweitung ihrer Aue bis in die Beekwiesen und Postwiesen ausgelöst.

Das Einzugsgebiet des **Giehler Bachs** hat eine Größe von rd. $A_{E0} = 85 \text{ km}^2$. Der Giehler Bach ist ca. 18 km lang. Die mittlere Neigung der Sohle beträgt entlang der gesamten Fließstrecke etwa 0,7 ‰. Der Pegel Ahrensdorf, der sich ungefähr 3 km vor dem Mündungsbereich in die Hamme befindet, hat eine Einzugsgebietsgröße von $A_{E0} = 79,6 \text{ km}^2$. Auf einem Geestrücken, einer Endmoräne der Saale-Eiszeit, fließt der Giehler Bach nach Nordosten durch die Ortschaften Hülseberg und Freißenbüttel über Hambergen (20 m ü. NN) ins Springmoor bei Giehlermühlen (Vollersode). Von dort senkt der Fluss sich ständig weiter ab ins Teufelsmoor und mündet dort schließlich im Giehler Moor bei Viehspecken (4 m ü NN) in die Hamme. Hier befindet sich auch der Zufluss des Hamme-Oste-Kanals (Kollbeck).

Oberhalb Viehspecken beginnt der **Hamme-Oste-Kanal**, der 19,4 km lang und mit 15 Wehren versehen, oberhalb von Bremervörde in die Oste mündet. Der Kanal wurde von 1766 bis 1784 gebaut. Die erste Strecke bildet die Kollbeck, ein Nebenfluss der Hamme. Der Kanal hat eine mittlere Wassertiefe von 0,9 m und eine maximale Wasserspiegelbreite von 5,8 m [Eckoldt, 1998]. Der Pegel Langenhausen, vom NLWKN STADE betrieben, liefert Wasserstandsaufzeichnungen im Bereich der gleichnamigen Ortschaft.

Im Bereich der **Rummeldeisbeek** mit einem Einzugsgebiet von rd. $A_{E0} = 89,6 \text{ km}^2$ befindet sich ein Hochwasserrückhaltebecken mit einem Speichervolumen von 79.000 m³ dessen Mittelwasserabfluss rund 1,20 m³/s beträgt. Der **Hanstedter Mühlenbach** mit einem Einzugsgebiet von rd. $A_{E0} = 19,5 \text{ km}^2$ mündet im Bereich der Rummeldeiswiesen etwa 1,0 km oberhalb des Rückhaltebeckens in die Rummeldeisbeek. Die Rummeldeisbeek wurde für eine Abflussspende von 80 l/(s*km²), die einem Hq₅ entspricht, mit einer Sohlenbreite von 5,0 m und einer Böschungsneigung von 1:1,5 ausgebaut. Das Gefälle beträgt rd. 0,3 ‰. Die wasserwirtschaftliche Bedeutung der Rummeldeisbeek wird dadurch unterstrichen, dass das Einzugsgebiet etwa 1/5 des Einzugsgebietes der Hamme entspricht. In der Landschaft überwiegt die grundwasser-nahe, ebene Geest. Pegel sind im Bereich der Rummeldeisbeek und dem Hanstedter Mühlen-garben nicht vorhanden. Die **Schmoo** mit einem Einzugsgebiet von rd. $A_{E0} = 44,37 \text{ km}^2$ mündet rd. 4,0 km unterhalb der Rummeldeisbeek in die Hamme.

Ein großer Teil der beschriebenen Gewässer weist deutliche Eingriffe in die Gewässerstruktur auf. Es existiert kaum ein Gewässerabschnitt ohne Anzeichen anthropogener Eingriffe. Diese sind häufig stark ausgefallen, indem Gewässerläufe neu gelegt wurden, Mäander vom Gewässer abgetrennt wurden und Stauanlagen oder andere Querbauwerke die dadurch erhöhten Abflusssgeschwindigkeiten abmilderten. Die Gewässersysteme werden durch eine Vielzahl von Sohlbauwerken unterbrochen und reguliert. Durch intensive Flächenentwässerungen wird den Gewässern vermehrt und schneller Wasser zugeführt. Flächenversiegelungen (z.B. durch Siedlungs- und Straßenbau) verstärken den Effekt. Dies führt bei ungünstigen Witterungsverhältnissen zu Überschwemmungen, mit der Konsequenz, durch Eindeichung der Gewässer menschl-

che Nutz- und Siedlungsflächen schützen zu müssen [BEZIRKSREGIERUNG LÜNEBURG, 2003]. Vertiefungen der Außenweser zwecks besserer Schiffbarkeit erhöhen den Tideeinfluss auch in Gewässern wie der Wümme. Zusammen mit oben angeführten Eingriffen ergibt sich eine deutliche Absenkung der Gewässersohle durch die erodierenden Kräfte der verstärkten Strömung. Erosionssedimente von intensiv genutzten landwirtschaftlichen Flächen überdecken eine mögliche natürliche Gewässersohle mit mobilem, sandigem Sediment, was eine zumindest naturnahe Besiedlung unmöglich macht. Negativ wirkt sich auch die zuvor genannte Unterweservertiefung auf das Abflussverhalten der Hamme und ihrer Nebengewässer aus.

Steinschüttungen zur Ufersicherung wurden besonders in der Hamme und dem tidebeeinflussten Unterlauf der Wümme angebracht. Im Gewässerlauf von Wümme und Wörpe wurden und werden u.a. Sohlenbauwerke, welche die Durchgängigkeit behinderten, entfernt und durch passierbare Sohlgleiten ersetzt [BEZIRKSREGIERUNG LÜNEBURG, 2003].

3.2 Hydrologische und hydraulische Randbedingungen

3.2.1 Hydrologische Landschaften und Pegel im Bearbeitungsgebiet

Das Untersuchungsgebiet gehört zu den Hydrologischen Landschaften Wümmegeest, Wesermünder Geest sowie zum tidebeeinflussten Bereich der Flüsse Hamme, Wümme und Lesum, wobei die Wümme ab der Wiedau als übergreifendes Gewässer zu bezeichnen ist. Die „Hydrologischen Landschaften“ in Niedersachsen unterscheiden sich hinsichtlich Klima, Morphologie, Boden und dem resultierenden natürlichen Gebietsabfluss zum Teil erheblich, wobei innerhalb einer jeden „Hydrologischen Landschaft“ annähernd gleiche hydrologische Bedingungen mit nur gering schwankenden Haushaltsparemtern Niederschlag, Abfluss und Verdunstung vorliegen.

Zur Erfassung von Wasserständen werden im Bearbeitungsgebiet Pegel vom NLWKN, BETRIEBSSTELLE VERDEN, WSA BREMEN, SENATOR FÜR BAU, UMWELT UND VERKEHR BREMEN sowie vom DEICHVERBAND AM RECHTEN WESERUFER betrieben. In Tab. 3-1 finden sich ausführliche Informationen zu diesen Pegeln. Die Farbgebung wird im unteren Bereich der Tabelle erläutert. Die Zuständigkeit für Pegel, die derzeit vom DEICHVERBAND AM RECHTEN WESERUFER betrieben werden, lag zuvor beim SENATOR FÜR BAU, UMWELT UND VERKEHR BREMEN (SBUV). Die vom Umweltsenat vorliegenden Pegeldata sind zum größten Teil ungeprüft und teils mit großen Datenlücken und mit sehr unterschiedlichen Zeitschritten zur Verfügung gestellt worden. Zum Teil weisen diese nicht plausible Werte auf. Für einige im Bearbeitungsgebiet gelegene Pegel waren darüber hinaus keine Angaben möglich, da die Aufzeichnungen nicht mehr vorliegen. Darüber hinaus müssen unterschiedliche Zeitbezüge beachtet werden. Die Pegel des DEICHVERBANDES AM RECHTEN WESERUFER sind auf GMT bezogen. Sofern Pegelangaben an Sperrwerken vorliegen, beziehen sich diese auf die Ortszeit (GZ). Die Pegel des NLWKN Verden liefern grundsätzlich 15-min Werte des Wasserstandes und sind auf MEZ bezogen.

Tab. 3-1: Pegel im Untersuchungsgebiet

Pegel	Gewässer	Hydrologische Landschaft	Pegelnr.	Gauß-Krüger Koordinaten	A _{Eo} [km ²]	Pegelart	Bezug auf NN	Daten vorhanden seit	Zeitwert	Betreiber
Ahrensdorf	Giehler Bach	Wesermünder Geest	4948105	3495127	79,6	W	NN + 2.465 m	01.11.1971	15 Minuten	NLWKN Betriebsstelle Verden
				5911583						
Beek Brücke	Beek	Wesermünder Geest, Tb	4948127	3490752	40	W	NN + 0,00 m	01.12.1951	15 Minuten	
				5902223					Tagesmittel	
Grasberg	Wörpe	Wümmegeest	4946105	3498582	93,8	W	NN - 0.02 m	01.11.1964	15 Minuten	
				5893848						
Hastedt	Rodau	Wümmegeest	4944110	352973	137	W	NN + 21,62 m	01.11.1970	15 Minuten	
				588293						
Hellwege-Schleuse	Wümme	Wümmegeest	4945108	3513897	908	W	NN + 9.54 m (NLWKN) (bis	01.11.1960	15 Minuten	
				5882623			NN + 9.60 m (DGJ)		Tagesmittel	
Lauenbrück B 75	Wümme	Wümmegeest	4941116	3535642	248	W	NN + 25.66 m	01.11.1968	15 Minuten	
				5896683						
Lauenbrück F	Fintau	Wümmegeest	4941115	3537762	96	W	NN + 28,30	01.11.1988	15 Minuten	
				5896078						
Rotenburg	Wümme	Wümmegeest	4943104	3527650	469	W	NN + 17,57		15 Minuten	
				5887840						
Schnakenmühlen	Wörpe	Wümmegeest	4946102	3510137	22,8	W	NN + 17,01 m		15 Minuten	
				5899643						
Sottrum	Wieste	Wümmegeest	4945122	3514547	94	W	NN + 13.40 m	01.11.1969	15 Minuten	
				5886578					Tagesmittel	
Teufelsmoorschleuse	Hamme	Wesermünder Geest, Tb	4948121	3494727	278	W	NN + 0,00 m	01.12.1951	15 Minuten	
				5903928					Tagesmittel	
Tietjens Hütte	Hamme	Wesermünder Geest	4948130	3488032	463	W	NN - 4,98 m	01.12.1951	15 Minuten	
				5896838					Tagesmittel	
Vahlde	Ruschwede	Wümmegeest	4941114	354222	33,7	W	NN + 34,45 m	01.11.1983	15 Minuten	
				589454						
Veerse	Veerse	Wümmegeest	4942108	3533610	110	W	NN + 24,52 (bis	01.11.1997	15 Minuten	
				5890030			01.11.2002 24,61			
Worth	Wiedau	Wümmegeest	4944120	352981	149	W	NN + 20.23 m (bis	01.11.1982	15 Minuten	
				588459			31.12.2002			
Wümme	Wümme	Wümmegeest	4941106	3540942	93,1	W	NN + 32,62	01.11.1965	15 Minuten	
				5901573						
Ritterhuder Schleuse OW / UW	Hamme	Wesermünder Geest, Tb	4948133	3484312	488		NN = - 5,00 m	01.12.1951	Tagesmittel	
				5894488					15 Minuten	
Borgfeld WSA	Wümme	Wesermünder Geest, Tb	49400100	3493004		W	NN - 5.01 m		Minuten	WSA Bremen
				5889095					Thw	
Niederblockland	Wümme	Wesermünder Geest, Tb	49400200	3488467	1547	W	NN = - 5,01 m		Minuten	
				5892168					Thw / Trw	

Pegel	Gewässer	Hydrologische Landschaft	Pegelnr.	Gauß-Krüger Koordinaten	A _{Eo} [km ²]	Pegelart	Bezug auf NN	Daten vorhanden seit	Zeitwert	Betreiber
Ritterhuder Schleuse OW / UW	Hamme	Wesermünder Geest, Tb		3484250 5894453		W	NN = - 5,01 m		Minuten Thw / Tnw	WSA Bremen
Vege sack	Weser	Tidegebiet der Weser	49500100	3474628 5893101	41565	W	NN = - 5,00 m		Minuten Thw / Tnw	
Wasserhorst	Lesum	Wesermünder Geest, Tb	49300100	3481224 5892338		W	NN = - 4,99 m		Minuten Thw / Tnw	
WLP_016 Holler Fleet	Holler Fleet (zum K	deichgeschützer Bereich	WLP_016	349306 588745		W	cm über NN	Die Daten sind zum größten Teil ungeprüft und teils mit großen Datenlücken vorhanden. Die Pegel WLP026, WLP057 und WLP062 sind nicht mehr in Betrieb und deren Daten liegen auch nicht mehr vor. Alle Daten haben das Zeitformat MEZ.	Tagesmittel	Senator für Bau, Umwelt und Verkehr Bremen
WLP_021 Großer Graben	Großer Graben		WLP_021	349510 588987		W	cm über NN		Tagesmittel, h-,	
WLP_022 Hexenbergzuleiter	Hexenbergzuleiter	oberhalb Hexenbergstau	WLP_022			W	cm über NN		Tagesmittel, 15	
WLP_029 Hexenbergzuleiter	Hexenbergzuleiter		WLP_029	349580 588920		W	cm über NN		15min-, h-, 2h-V	
WLP_044 Borgfelder Landstraße	Wümmе		WLP_044	3494015 5888369		W	cm über NN		nicht einheitlich	
WLP_065 Deichschloot	Deichschloot (vom		WLP_065	349712 588279		W	cm über NN		Tagesmittel, 15	
WLP_076 Kleine Wümmе	Kleine Wümmе (zu	deichgeschützer Bereich	WLP_076			W	cm über NN		Tagesmittel, 15	
WLP_091 Wümmе-Nordarm	Wümmе-Nordarm	unterhalb Hexenbergstau	WLP_091	3498937 5888150		W	cm über NN		Tagesmittel, 15	
WLP_109 Oerenstreek	Oerenstreek (oberh		WLP_109	3494300 5888214		W	cm über NN		Tagesmittel, 15	
Vierstückensiel (unterhalb des Lesum)	Lesum			3476298 5891883	14,972	W				
Lesumsperrwerk MEZ	Lesum	Wesermünder Geest, Tb	999005 990051	3476430 5892091		W	m über NN m über NN = PN-500cr		~ Minuten	Deichverband am rechten Weserufer
Schöpfwerk Wasserhorst	Lesum	Wesermünder Geest, Tb	999009	3481693 5892250	45,225	W	cm über NN		15 Minuten	
Dammsiel inkl. Schleuse	Wümmе	Wesermünder Geest, Tb	999001	3485137 5891792		W	cm über NN		15 Minuten	
Semkenfahrt Zuw.	Wümmе	Wesermünder Geest, Tb	999007	3489433 5889828		W	cm über NN		15 Minuten	
Schöpfwerk Kuhsiel	Wümmе	Wesermünder Geest, Tb	999003	3491036 5888638	50,373	W	cm über NN		15 Minuten	
Schöpfwerk Katrepel	Wümmе	Wesermünder Geest, Tb	999002	3494768 5887672	7,525	W	cm über NN		15 Minuten	
Schöpfwerk Osterholz	Deichschloot			3497122 5882551	13,358	W				
Langenhausen	Hamme-Oste-Kana	Wesermünder Geest	999004	3502160 5918390		W	NN +5,30 m		~ Minuten	

Erläuterung der Farbgebung:

Q-W-Beziehung vorhanden	NLWKN-Pegel	WSA-Pegel
keine Q-W-Beziehung vorhanden	NLWKN-Pegel - wird nicht mehr betrieben	Umweltsenat Bremen / Deichverband

Hydrodynamische Simulationen im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme

Im Untersuchungsgebiet liegen zehn Pegel des optimierten GÜN²-Pegelmessnetzes. Dabei ist zwischen Hauptpegeln und Ergänzungspegeln zu unterscheiden. Die Hauptpegel mit Durchflussermittlung im Binnenland sind repräsentativ für das Abflussverhalten der jeweiligen „Hydrologischen Landschaft“ bzw. des Gewässerabschnittes. Die Lage der Pegel im Untersuchungsgebiet geht aus Abb. 3-9 und Abb. 4-1 in Kapitel 4.1 hervor.

Es wird darauf hingewiesen, dass Abflüsse an den genannten Pegeln nicht direkt, sondern über eine Q-W-Beziehung unter Verwendung des eta-Verfahrens ermittelt werden. Dieses Verfahren wird in Kapitel 4.5.1 näher erläutert. Die Hauptpegel mit Wasserstandserfassung sind repräsentativ für die natürlichen Wasserstandsschwankungen im Gewässerabschnitt. Dies ist bei den Ergänzungspegeln nicht der Fall, da diese geogen bzw. anthropogen beeinflusst sind. Für Bilanzierungen sind sie jedoch von großer Bedeutung.



Abb. 3-9: Pegelmessnetz des Gewässerüberwachungssystems Niedersachsen [NLÖ, 2004]

Die Abflüsse und Wasserstände (bezogen auf den Pegelnullpunkt PNP und Normalnull NN) der Pegel stellen sich, bezogen auf die Kalibrierungszeiträume, wie im Anhang A 8 des Berichtes gezeigt dar (Abb. A - 166 bis Abb. A - 215). Die Darstellungen beruhen auf den zur Verfügung gestellten Daten bzw. Angaben des GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENSTES bzw. der zuvor genannten zuständigen Behörden und wurden vom FRANZIUS-INSTITUT auf Plausibilität, insbesondere auf Vollständigkeit sowie Ausreißer überprüft. Zum Teil ließen sich Lücken in den 15-min-Zeiträumen jedoch nicht schließen, da auch Tagesmittelwerte nicht vorlagen. Auch eine Korrelation mit benachbarten Pegeln brachte in Einzelfällen keine zufrieden stellenden Ergebnisse. Am Pegel Schnakenmühlen ist im Mai 2002 eine Lücke bei den Aufzeichnungen der 15-min-Werte des Wasserstandes vorhanden. In diesem Fall wurde wie am Pegel Sottrum für den Juni 2002 mit den vorliegenden Tagesmittelwerten auf 15-min-Werte interpoliert.

² GÜN: Gewässerüberwachungssystem Niedersachsen

3.2.2 Gewässerkundliche Hauptwerte und Hochwasserbemessungswerte

Die folgenden Tabellen (Tab. 3-2 und Tab. 3-3) zeigen die gewässerkundlichen Hauptwerte der durch Tide unbeeinflussten Pegel sowie die Jährlichkeiten der Hochwasserabflüsse in den Einzugsgebieten. Vom ehemaligen NIEDERSÄCHSISCHEN LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE wurden für diese Pegel die Abflusspendenlängsschnitte zur Verfügung gestellt. Zur Aktualisierung der maßgebenden Hochwasserabflusspenden wurde vom NLÖ eine Regionalisierung mit den Abflusswerten des zu erwartenden Hochwassers mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren durchgeführt. Die genannten gewässerkundlichen Hauptwerte und die aufgeführten Hochwasserbemessungswerte wurden vom GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENST bestätigt.

Tab. 3-2: Gewässerkundliche Hauptwerte der Pegel im Bearbeitungsgebiet [NLWKN, 2005]

Pegel	Gewässer	Aeo km ²	Gewässerkundliche Hauptwerte					Abflusspenden		
			NQ m ³ /s	MNQ m ³ /s	MQ m ³ /s	MHQ m ³ /s	HQ m ³ /s	MNq l/s*km ²	Mq l/s*km ²	MHq l/s*km ²
Ahrensdorf	Giehler Bach	79,6	0,027	0,137	0,621	7,09	13,9	1,716	7,801	89,04
Grasberg	Wörpe	93,8	0,052	0,251	0,96	5,58	9,38	2,673	10,232	59,45
Hellwege-Schleuse	Wümme	908	0,864	2,381	9,85	51,38	118	2,623	10,844	56,59
Hastedt	Rodau	137	0,014	0,212	1,49	10,2	15,4	1,55	10,9	74,5
Lauenbrück B 75	Wümme	248	0,192	0,537	2,29	12,34	27,5	2,166	9,212	49,76
Lauenbrück F	Fintau	96	0,24	0,35	1,23	6,5	13,9	3,647	12,811	67,68
Rotenburg	Wümme	469	0,549	0,97	4,52	22,9	42	2,07	9,63	47,1
Schnakenmühlen	Wörpe	22,8	0,044	0,072	0,23	2,46	4,4	3,16	10,1	108
Sotrum	Wieste	94	0,054	0,15	0,778	6,97	15,4	1,6	8,28	74,1
Vahlde	Ruschwede	33,7	0,062	0,185	0,438	2,02	3,47	5,47	13	59,8
Veerse	Veerse	110	0,238	0,398	1,35	7,95	12,3	3,62	12,3	72,31
Worth	Wiedau	149	0,15	0,302	1,58	10,85	17	2,023	10,582	72,82
Wümme	Wümme	93,1	0,01	0,1	0,684	4,26	7,7	1,075	7,349	45,75

Die Regionalisierungsansätze bieten die Möglichkeit, aus den Pegeldaten in überschaubaren und in ähnlichen Regionen das gebietstypische hydrologische Verhalten zu erkennen und somit flächenhaft gültige hydrologische Richtwerte zu ermitteln [NLÖ, 2003]. Für die aus Pegeldaten mit statistischen Verfahren ermittelten Werte wurden mindestens 40-jährige Beobachtungsreihen unter Berücksichtigung der Hochwasserereignisse der Jahre 2001 und 2002 zugrunde gelegt. Ausgangsdaten bildeten die an den Pegeln gemessenen Hochwasserscheitelabflüsse. Für die betrachteten Hydrologischen Landschaften liegen dazu gebietstypische funktionale Zusammenhänge zwischen dem Hochwasserabfluss und der Einzugsgebietsgröße vor.

Zunächst wurde vom NLÖ jeweils die Hochwasserwahrscheinlichkeit für das Hq100, d.h. für die in 100 Jahren einmal zu erwartende Überschreitung einer Hochwasserabflusspende ermittelt. Dabei wurde aus den drei besten durch Anpassungstests ermittelten Verteilungsfunktionen grundsätzlich die mittlere ausgewählt. Die Angaben für die HQ_{5,Sommer}-Werte wurden vom GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENST zur Verfügung gestellt, z.T. auf der Grundlage kurzer Zeitreihen, was die Genauigkeit einschränken kann.

Der Pegel Ahrensdorf ist der „Hydrologischen Landschaft“ *Wesermünder Geest* und die weiteren Pegel der *Wümmegeest* bzw. dem übergreifenden Gewässer Wümme zugeordnet. Insbe-

Hydrodynamische Simulationen im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme

sondere im Unterlauf der Wörpe können erhebliche Abminderungen bei der Abflusspende angesetzt werden, da dieser Bereich erheblich durch Moorgebiete beeinflusst wird [NLÖ, 2003]. Auch im Oberlauf der Wümme können erhebliche Abminderungen angesetzt werden.

Eine sinnvolle Schätzung der Hochwasserwahrscheinlichkeit für einen Pegel hängt in entscheidendem Maß von der Beobachtungsdauer, der gewählten Zeitreihe, der Datenqualität und in starkem Maß von extremen Ausreißern ab. So kann eine statistische Schätzung des Hq100-Wertes erst ab einer Beobachtungsreihe von 30 Jahren als hinreichend zuverlässig angesehen werden [NLÖ, 2003].

Tab. 3-3: Jährlichkeiten der Hochwasserabflüsse in Einzugsgebieten [NLWKN, 2005]

Pegel	Gewässer	Aeo	HQ100	HQ50	HQ20	HQ10	HQ5	HQ5,Sommer
		km ²	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
Ahrendorf	Giehler Bach	79,6	14,7	13,3	11,0	9,6	8,5	5,8
Grasberg	Wörpe	93,8	10,3	9,6	9,0	8,3	7,5	4,3
Hellwege-Schleuse	Wümme	908	105,3	95,8	86,4	75,8	65,3	33,0
Lauenbrück B 75	Wümme	248	27,0	24,6	21,1	18,9	16,2	8,5
Lauenbrück F	Fintau	96	12,5	11,4	9,7	8,7	7,5	6,1
Schnakenmühlen	Wörpe	22,8	5,1	4,7	3,9	3,3	2,8	2,6
Sottrum	Wieste	94	16,5	15,0	12,7	10,7	8,9	4,5
Veerse	Veerse	110	13,8	12,5	10,7	9,6	8,3	7,0
Worth	Wiedau	149	20,3	19,3	17,9	16,5	14,8	9,4
Wümme	Wümme	93,1	8,2	7,5	6,4	5,7	4,9	3,4
Beek Brücke	Beek	40	Laut NLWKN Verden keine Aussagen möglich, da Tideeinfluss vorhanden.					
Mündung des Gewässers	Rehrbach	18	3,2	2,9	2,5	2,3	1,9	1,6
	Beek	13	2,5	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3
	Stellbach	11	2,2	2,0	1,7	1,5	1,3	1,1
	Rodau	142	19,9	18,9	17,5	16,1	14,5	9,0
	Visselbach	51	8,7	8,2	7,6	7,0	6,3	4,8
	Ahauser Mühlenbach	70	11,1	10,6	9,8	9,0	8,1	5,9
	Reithbach	48	9,5	8,6	7,3	6,1	5,1	3,6
	Westerholzer Kanal	25	4,2	3,8	3,3	2,9	2,5	2,1
	Mündung Wieste	100	17,4	15,81	13,38	11,29	9,38	4,8
	Walle	67	12,5	11,3	9,6	8,1	6,7	3,2
	Deichschloot	45	6,8	6,2	5,3	4,8	4,1	3,4
	Rautendorfer Schiffgraben	21	3,7	3,3	2,8	2,6	2,2	1,9
	Bassener Graben und F	64	9,0	8,2	7	6,3	5,4	4,2
	Mündung Wörpe	136	13,9	12,8	11,8	10,9	9,9	5,4
Schmoo	44	5,5	5,1	4,8	4,4	4,0	2,6	
Rummeldeisbeek	89	10,2	9,5	8,9	8,2	7,5	4,1	

Das langjährige Verhalten der Wasserstände und Abflüsse wurde an ausgewählten Pegeln detailliert untersucht. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in Kapitel 3.2.3 dargestellt.

3.2.3 Statistische Auswertung vorhandener Pegelaufzeichnungen

3.2.3.1 Ausgewertete Pegel

Für die Ableitung langfristiger Trendentwicklungen wurden die Pegel Vegesack, Wasserhorst, Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke), Hellwege-Schleuse, Worth und Lauenbrück B75 ausgewählt. Für die statistische Auswertung der Tidewasserstände stand am Pegel Vegesack die Zeitreihe 1931 bis 2001 zur Verfügung. Digitale Werte (Minutenwerte) standen für die statistische Auswertung ab 1999 zur Verfügung. Digitale Aufzeichnungen der Tidewasserstände (Scheitelwasserstände Tnw und Thw) existieren am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) ab dem Jahr 1970. Minutenwerte standen für diese Untersuchung ab 1999 zur Verfügung.

An den Pegeln Wasserhorst und Niederblockland (WSA BREMEN) liegen Tidewasserstände (Tnw, Thw) ab dem Jahr 1979 bzw. 1977 vor. Minutenwerte liegen ab dem Jahr 1999 vor. Für den Pegel Hellwege-Schleuse des GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENSTES (Betriebsstelle Verden) existieren Tagesmittelwerte der Wasserstände bis zum Jahr 1950/1951. Für den Pegel Hellwege-Schleuse sind zusätzlich die Tagesmittelwerte des Abflusses ab dem Jahr 1960 dokumentiert.

3.2.3.2 Pegel Vegesack (WSA BREMEN) in der Weser

Der in der Weser gelegene Pegel Vegesack liegt am rechten Weserufer direkt unterhalb der Lesummündung. Allgemeine Pegelinformationen sind der Tab. 3-1 zu entnehmen. Die aktuellen gewässerkundlichen Hauptwerte sind in Tab. 3-5 zusammengefasst.

Die am Pegel Vegesack aufgezeichneten Extremwerte (Tab. 3-4) deuten auf eine Häufung extremer Tideniedrigwasserstände und extremer Tidehochwasserstände in den 90er Jahren hin. Extreme Tidehochwasserstände liegen nach 1960 und damit nach den großen Ausbaumaßnahmen an Außen- und Unterweser.

Tab. 3-4: Extremwerte (Wasserstände) am Pegel Vegesack seit 1901 [NLÖ, 2001]

NTnw		NThw		HTnw		HThw	
cmPN	Datum	cmPN	Datum	cmPN	Datum	cmPN	Datum
172	15.03.1964	413	18.01.1912	754	17.02.1962	1033	28.01.1994
181	02.03.1987	415	18.11.1916	730	14.01.1916	1023	17.02.1962
194	15.02.1994	425	18.01.1912	702	17.02.1962	1014	03.01.1976
195	08.12.1959	428	30.12.1908	694	13.03.1906	1000	10.01.1995
197	15.02.1994	429	07.12.1959	694	07.01.1905	997	28.02.1990
198	10.02.1996	440	16.01.1905	691	23.12.1954	995	21.01.1976
200	25.01.1996	449	25.01.1937	690	10.10.1926	985	23.01.1993
201	09.01.1970	450	26.01.1922	683	10.02.1949	980	27.02.1990

Tab. 3-5: Hauptwerte (Wasserstände in cmPN) am Pegel Vegesack des Abfluss- und Kalenderjahres 2001 und der 10-Jahres-Reihe 1992/2001 [NLÖ, 2001, modifiziert]

	Abflussjahr 2001				Kalenderjahr 2001	
	Jahr	Datum	Winter	Sommer	Jahr	Datum
NTnw	257	05.02.2001	257	298	257	05.02.2001
NThw	589	20.12.2001	589	664	597	04.02.2001
MTnw	343		339	347	347	
MThw	734		728	740	739	
HTnw	471	09.09.2001	449	471	491	23.11.2001
HThw	909	13.12.2001	909	883	905	01.11.2001
1992/2001	10 Jahre				Kalenderjahre 1992/2001	
		Datum	Winter	Sommer		Datum
NTnw	194	15.02.1994	194	227	194	15.02.1994
NThw	532	17.12.1997	532	545	532	17.12.1997
MNTnw	240		245	274	237	
MNThw	564		587	605	567	
MTnw	345		349	342	346	
MThw	736		740	732	736	
MHTnw	574		543	480	576	
MHThw	956		945	869	952	
HTnw	641	21.02.1993	641	598	641	21.02.1993
HThw	1033	28.01.1994	1033	940	1033	28.01.1994

Die Entwicklung der Tideniedrigwasserstände (NTnw, MTnw) und der Tidehochwasserstände (MThw, HThw) geht aus (Abb. 3-10) hervor.

Die langfristige Entwicklung der mittleren Tidehochwasserstände (MThw) weist seit 1931 einen stetigen Anstieg von im Mittel 0,74 cm/a auf. Für den Zeitraum 1967 bis 1979 könnte der 9 m-Ausbau der Unterweser zu einem überdurchschnittlichen Anstieg des mittleren Tidehochwassers und einem überdurchschnittlichen Absinken des Tnw geführt haben.

Die mittleren Tideniedrigwasserstände weisen am Pegel Vegesack seit 1931 eine Abnahme von im Mittel 0,87 cm/a auf. Auch dieser Trend ist, ebenso wie die stetige Zunahme der mittleren Tidehochwasserstände, stabil und setzt sich bis in die Gegenwart kontinuierlich fort. Entsprechend ergibt sich aus der beschriebenen Entwicklung eine stetige Zunahme des mittleren Tidehubs von im Mittel 1,62 cm/a. Damit ist am Pegel Vegesack die typische Entwicklung der Tidewasserstände an einem ausgebauten bzw. noch im Ausbau befindlichen Tidefluss dokumentiert.

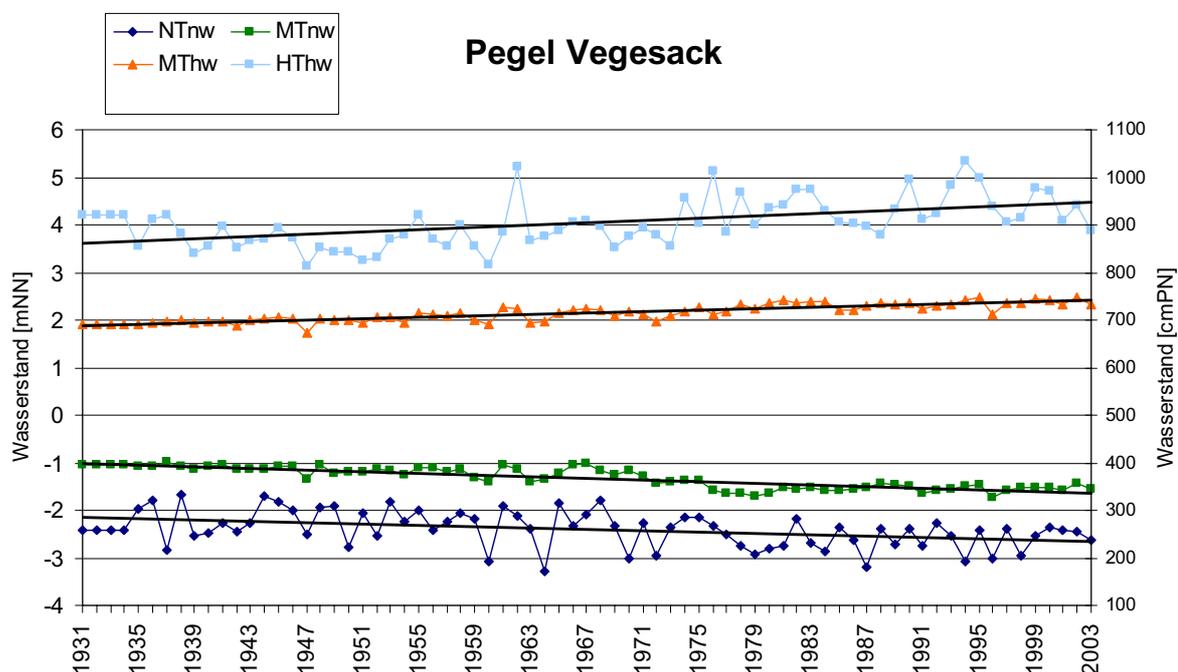


Abb. 3-10: Entwicklung des Tideniedrig- und Tidehochwassers (NTnw, MTnw, HThw, MThw) am Pegel Vegesack im Zeitraum 1931 – 2003 [NLÖ, 1931 – 2001; WSA BREMEN, 2002 – 2004]

3.2.3.3 Pegel Wasserhorst (WSA BREMEN) in der Lesum

Die für den Pegel Vegesack beschriebene Entwicklung kann auch am Pegel Wasserhorst beobachtet werden (Abb. 3-11).

Aus der Entwicklung der mittleren Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände kann, insbesondere für den Zeitraum 1971–1979 bzw. den sich anschließenden Zeitraum 1980–1990, geschlossen werden, dass es nach Realisierung der Ausbaumaßnahmen wieder zu einem morphologischen Ausgleich (morphologischer Nachlauf) kommt. Die nach Ausbauende zu beobachtenden starken Veränderungen in Form eines verstärkten Abfalls der Tideniedrigwasserstände bzw. eines verstärkten Anstiegs der Tidehochwasserstände klingen allmählich ab.

Dies bedeutet jedoch nicht, dass die langfristig zu beobachtende Zunahme der Tidehochwasserstände bzw. das Absinken des Tideniedrigwassers zum Stillstand kämen. Auch am Pegel Wasserhorst zeigt sich die typische Entwicklung der Tidewasserstände an einem ausgebauten bzw. noch im Ausbau befindlichen Tidefluss. Das HThw an diesem Pegel beträgt NN + 4,67 m (03.01.1976) und das NNTnw NN - 2,07 m (25.01.1996). Das mittlere Tidehochwasser für die Zeitreihe 1991 bis 2000 beträgt MThw = 2,21 mNN und das mittlere Tideniedrigwasser beträgt MTnw = 0,76 mNN, so dass der Tidehub in diesem Zeitraum im Mittel 2,97 m beträgt.

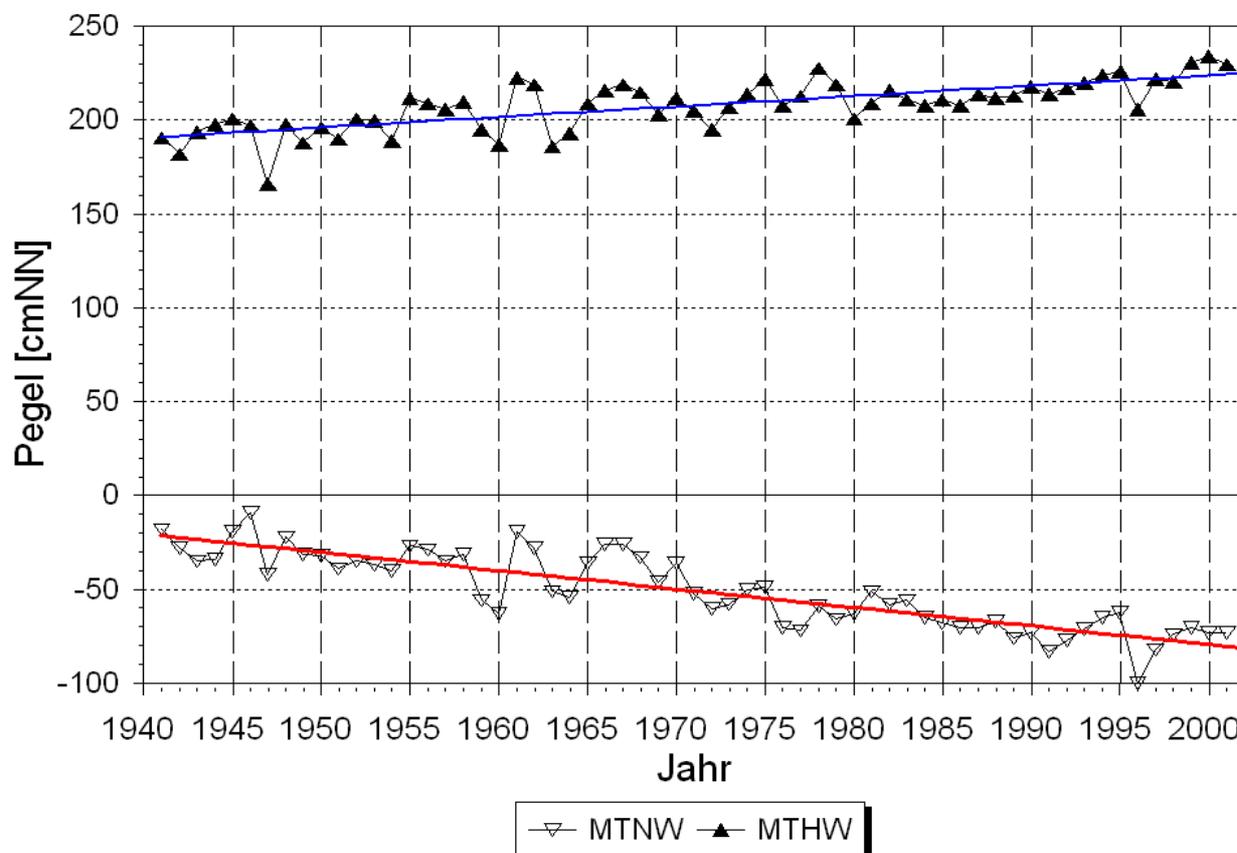


Abb. 3-11: Entwicklung des Tideniedrig- und Tidehochwassers (MTnw, MThw) am Pegel Wasserhorst im Zeitraum 1940 – 2001 [LIMOSA, 2002]

3.2.3.4 Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) in der Wümme

Der in der Wümme gelegene Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) liegt am rechten Wümmeufer unterhalb der Wörpemündung. Die am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) aufgezeichneten Tidewasserstände zeigen eine grundlegend andere Entwicklung als die an den Pegeln Vegesack und Wasserhorst dargestellten Tidewasserstände.

Die Entwicklung der höchsten jährlichen Tidehochwasserstände weist einen negativen Trend von 0,66 cm/a auf (linearer Trend über die Zeitreihe 1970 – 2003; Abb. 3-12). Trotz der hohen Variabilität der Extremwerte ist diese Entwicklung stetig und hat sich kontinuierlich bis in die Gegenwart fortgesetzt. Ohne die in den Jahren 2002 und 2003 gemessenen Höchstwerte, wäre der nach unten gerichtete Trend noch stärker ausgefallen. Das HHThw beträgt NN + 3,52 m (17.02.1962) und das NNTnw NN - 0,32 m (22.08.1976).

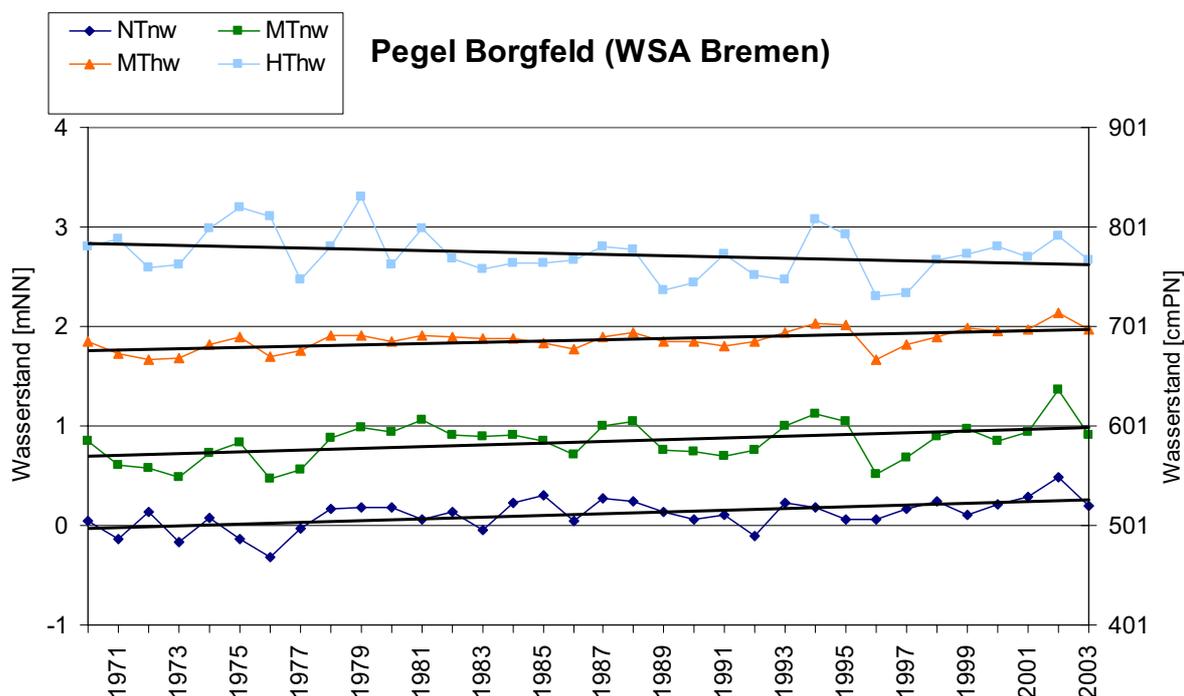


Abb. 3-12: Entwicklung des Tideniedrig- und Tidehochwassers (NTnw, MTnw, HThw, MThw) am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) im Zeitraum 1970 – 2003 [NLWKN, 2004; WSA BREMEN, 2004]

Das mittlere Tidehochwasser (Trend: +0,62 cm/a, linearer Trend über die gesamte Zeitreihe 1970 – 2003), das mittlere Tideniedrigwasser (Trend: +0,87 cm/a, linearer Trend über die gesamte Zeitreihe 1970 – 2003) und das niedrigste Tideniedrigwasser (Trend: +0,88 cm/a, linearer Trend über die gesamte Zeitreihe 1970 – 2003) zeigen dagegen eine stetige Aufwärtsentwicklung. Die Zunahmen sind derartig gleich gerichtet, dass eine Aufhöhung der Sohle durch einen Sedimenteintrag von oberstrom zu vermuten ist. Das mittlere Tidehochwasser für die Zeitreihe 1991 bis 2000 beträgt MThw = 1,85 mNHN und das mittlere Tideniedrigwasser beträgt MTnw = 0,85 mNHN, so dass der Tidehub in diesem Zeitraum im Mittel 1,00 m beträgt.

Wahrscheinlich werden zu Beginn des tidebeeinflussten Bereiches die aus dem oberen Einzugsgebiet eingetragenen Sedimente (vornehmlich Mittel- und Feinsande) bei Kenterung abgelagert. Während der Ebbe reicht die vorhandene Strömungsgeschwindigkeit dann nicht mehr aus, um das Material bei dem hier nur noch minimalen Sohlgefälle erneut zu mobilisieren und nach stromab zu transportieren.

Lediglich bei höherem Oberwasser wird das Material erneut mobilisiert und in den Bereich Borgfeld-Kuhsiel-Niederblockland eingetragen. Kurz nach Hochwasserereignissen können daher in diesem Bereich Untiefen auftreten, die auch als solche wahrnehmbar sind. Dies würde auch den Verbleib des im oberen Einzugsgebiet erodierten Materials erklären. Es ist bekannt, dass ein Großteil des erodierten Materials in den Südmarm verdriftet wird.

Die mittleren Tidewasserstände und der mittlere Tidehub stellen sich an Lesum, Hamme und Wümme bezogen auf NN wie in Tab. 3-6 dar. Die Angaben wurden auf Basis der Zeitreihe 1991-2000 ermittelt.

Tab. 3-6: Mittlere Tidewasserstände und mittlerer Tidehub im Hamme-Lesum-Wümme Flussgebiet auf Basis der Zeitreihe 1991-2000 [WSA Bremen, 2003]

	MThw	MTnw	MThb
Vegesack / Weser	+ 2,35 m NN	- 1,55 m NN	3,90 m
Wasserhorst / Lesum	+ 2,21 m NN	- 0,76 m NN	2,97 m
Ritterhude / Hamme	+ 2,18 m NN	- 0,59 m NN	2,77 m
Niederblockland / Wümme	+ 1,93 m NN	- 0,02 m NN	1,95 m
Borgfeld, Jan-Reiners-Brücke / Wümme	+ 1,85 m NN	+ 0,85 m NN	1,00 m

3.2.3.5 Pegel Hellwege-Schleuse (NLWKN VERDEN) in der Wümme

Der in der Wümme gelegene Pegel Hellwege-Schleuse liegt am linken Wümmeufer direkt unterhalb einer Sohlgleite. Die aktuellen Hauptwerte sind in Tab. 3-8 dargestellt.

Die aufgezeichneten Extremwerte bezogen auf einen PNP von NN + 9,60 m (Tab. 3-7) zeigen, dass eine Häufung extremer Hochwasserereignisse in den 90er Jahren auftrat, obwohl der langfristige Trend (Trend: -0,22 cm/a, linearer Trend über die gesamte Zeitreihe 1953 – 2003) der jährlichen Höchstwasserstände nach unten gerichtet ist (Abb. 3-13). Auch die Mittelwasserstände (Trend: -1,23 cm/a, linearer Trend über die gesamte Zeitreihe 1953 – 2003) und Niedrigwasserstände (Trend: -1,24 cm/a, linearer Trend über die gesamte Zeitreihe 1953 – 2003) nehmen am Pegel Hellwege-Schleuse eindeutig ab.

Die zu beobachtende Absenkung der Hoch-, Mittel- und Niedrigwasserstände kann aus einer Vertiefung der Sohle im Nachlauf eines Ausbaus herrühren, da die Entwicklung des Mittel- und Niedrigwasserabflusses nahezu keinen Trend aufweist (Abb. 3-14). Damit verläuft die Entwicklung am Pegel Hellwege-Schleuse genau entgegengesetzt zu der Entwicklung am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke).

Die vielfach geäußerte Vermutung, dass es tendenziell zu einer starken Zunahme der mittleren und hohen Abflüsse am Pegel Hellwege-Schleuse im Zeitraum 1980 bis 2000 gekommen sei, wird durch das vorliegende Datenmaterial nicht gestützt. Es ist zu beachten, dass der Pegelnullpunkt am Pegel Hellwege-Schleuse im Jahr 1991 von NN + 10,0 m auf NN + 9,6 m geändert wurde [DGJ, 2001].

Tab. 3-7: Extremwerte (Wasserstände) am Pegel Hellwege-Schleuse seit 1953
bezogen auf einen PNP = NN + 9,6 m [NLÖ, 2001]

cmPN	Datum	cmPN	Datum
308	20.07.2002	282	25.02.1970
300	05.03.1979	280	14.09.2001
294	03.12.1961	279	31.10.1998
287	03.03.1956	278	04.01.2003
286	08.02.1987	278	30.12.2001
285	16.01.1968	276	06.04.1994
284	22.02.1966	276	15.12.1993
284	20.12.1965	275	04.03.1999
284	21.11.1963	275	21.03.1994
283	12.03.1981	272	10.03.2000
282	29.01.1994	266	02.01.1994

Tab. 3-8: Hauptwerte (Wasserstände in cmPN) am Pegel Hellwege-Schleuse des Abfluss- und
Kalenderjahres 2001 und der 10-Jahres-Reihe 1992/2001[NLÖ, 2001, modifiziert]

	Abflussjahr 2001				Kalenderjahr 2001	
	Jahr	Datum	Winter	Sommer	Jahr	Datum
NW	51	04.08.2001	71	51	51	04.08.2001
MW	115		117	112	128	
HW	280	14.09.2001	226	280	280	14.09.2001
1992/2001		10 Jahre			Kalenderjahre 1992/2001	
		Datum	Winter	Sommer		Datum
NW	25	23.08.1995	55	25	25	23.08.1995
MNW	38		71	38	38	
MW	108		140	77	109	
MHW	260		252	198	263	
HW	282	29.01.1994	282	280	282	29.01.1994

Vielmehr zeigt sich eine langfristige Abnahme in den auftretenden Wasserständen und Hochwasserabflüssen. Allerdings liegen alle Hochwasserstände seit 1998 über dem langfristigen Trend.

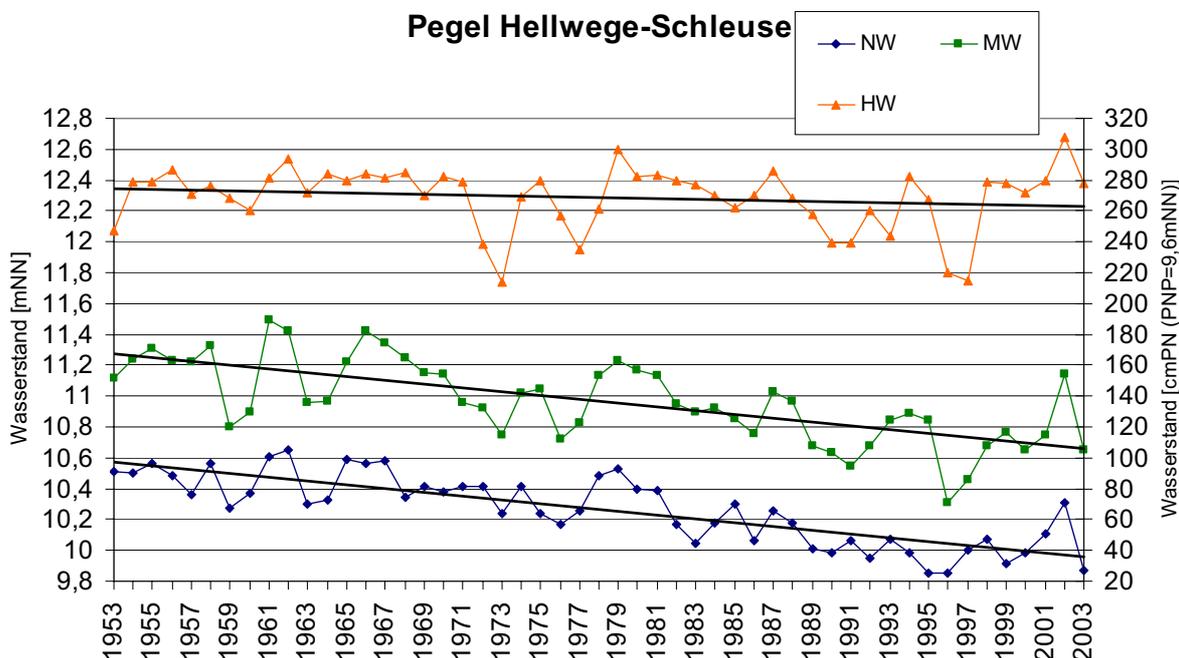


Abb. 3-13: Entwicklung des Niedrig-, Mittel- und Hochwassers (NW, MW, HW) am Pegel Hellwege-Schleuse im Zeitraum 1953 – 2003 [NLÖ, 1953 – 2001; ergänzt durch digitale Daten]

Es ist auffällig, dass am Pegel Hellwege-Schleuse Winterhochwässer eine stärkere Rolle spielen als Sommerhochwässer. Dies wird durch einen Vergleich mit dem Pegel Vegesack und dem Pegel Borgfeld (SBUV, Borgfelder Landstraße) bestätigt. Hier fällt das Sommerhochwasser 2002 aus dem Rahmen (Tab. 3-9).

Durch Eisbildung kann es zu einer Abflusskonzentration kommen, die am Pegel Hellwege-Schleuse auch für kleinere Niederschlagsereignisse zu kritischen Abflüssen führt, die dem in jüngster Vergangenheit abgelaufenen HQ_{100} -Ereignis (Sommerhochwasser) sehr nahe kommen oder es bzgl. der Anstiegsgeschwindigkeit sogar noch übertreffen. Dies trifft z.B. auf das Winterhochwasser des Jahres 1979 zu. Dieses Winterhochwasser ist dann jedoch sehr schnell wieder abgeklungen.

Die Hochwasserereignisse der jüngsten Vergangenheit verfügen wahrscheinlich über längere Standzeiten, was spezieller Untersuchungen bedarf. Dies würde darauf hindeuten, dass sich die Einzugsgebietscharakteristik verschoben hat und der Rückhalt im Einzugsgebiet in seiner Gesamtheit abgenommen hat.

Das HQ nimmt in der Zeitreihe von 1961 bis 2001 um $-0,11 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{a})$ ab. Mit Berücksichtigung des Hochwasserereignisses aus dem Jahr 2002 nimmt der Trend des HQ jährlich um $0,09 \text{ m}^3/\text{s}$ zu (Abb. 3-14). Das MQ und NQ weisen einen geringen negativen Trend auf.

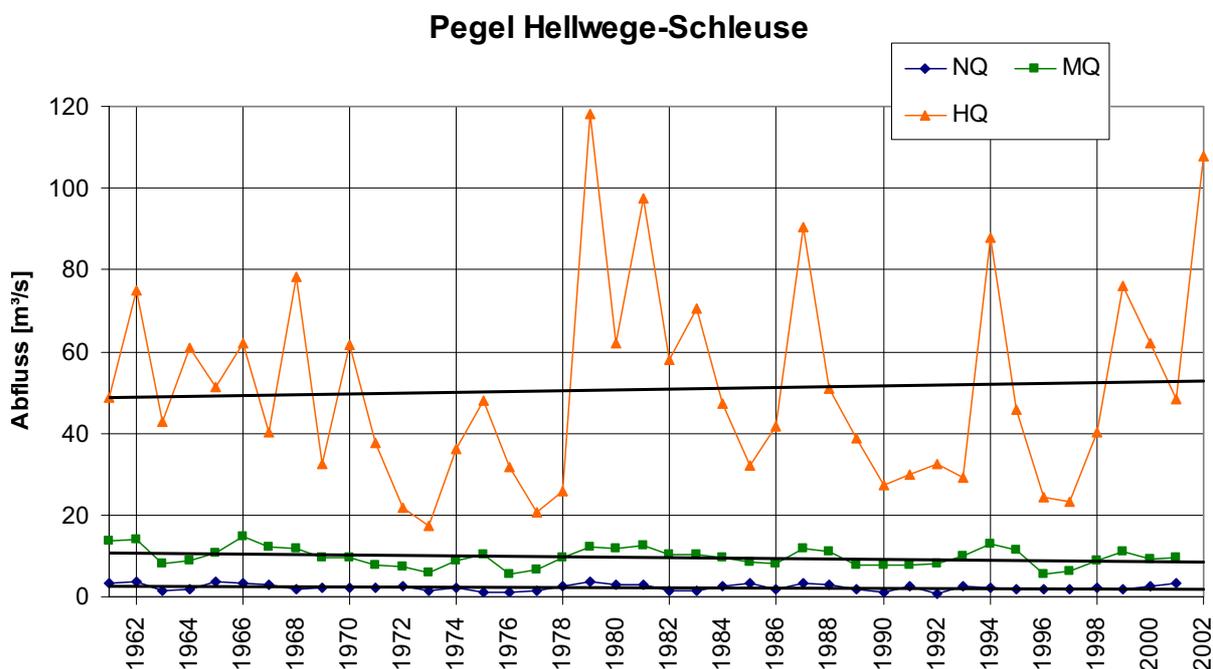


Abb. 3-14: Entwicklung des Abflusses (NQ, MQ, HQ) am Pegel Hellwege-Schleuse im Zeitraum 1961 – 2001 [NLÖ, 1961 – 2001; ergänzt durch digitale Daten]

Der mittlere Jahresabfluss im Jahr 2001 erreichte am Pegel Hellwege-Schleuse mit $MQ = 9,62 \text{ m}^3/\text{s}$ nahezu exakt den mehrjährigen Reihenwert von $MQ = 9,69 \text{ m}^3/\text{s}$. Der am 04.08.2001 kleinste gemessene Abfluss betrug $3,28 \text{ m}^3/\text{s}$ und lag damit 41 % über dem mehrjährigen MNQ. Der höchste Abflusswert wurde am 13.09.2001 mit $48,2 \text{ m}^3/\text{s}$ gemessen und lag damit um 4 % unter dem mittleren Hochwasserabfluss (MHQ) der mehrjährigen Reihe [NLÖ, 2002].

Der höchste jemals beobachtete Wert beträgt $HHQ = 118 \text{ m}^3/\text{s}$. Abweichungen zu Angaben in älteren Ausgaben des Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuches ergeben sich aus früherer Berücksichtigung des Reithbachs an diesem Pegel [NLWKN, 2005]. Die Extremwerte (Abflüsse) am Pegel Hellwege-Schleuse sind in Tab. 3-9 zusammen gefasst.

Tab. 3-9: Extremwerte (Abflüsse) am Pegel Hellwege-Schleuse seit 1953 [GEWÄSSERKUNDLICHES JAHRBUCH, 2001]

m^3/s	Datum	m^3/s	Datum
118	05.03.1979	78,3	16.01.1968
108	20.07.2002	76,1	06.04.1994
97,5	12.03.1981	74,8	03.12.1961
90,5	08.02.1987	72,9	04.03.1999
87,8	29.01.1994	71,6	21.03.1994
78,8	31.10.1998		

3.2.3.6 Pegel Worth (NLWKN VERDEN) in der Wiedau

Der in der Wiedau gelegene Pegel Worth liegt 3,1 km oberhalb der Mündung in die Wümme. Der Trend zeigt eine Zunahme im Zeitraum 1983 bis 2002 von $Q = 0,18 \text{ m}^3/\text{s}$ und Jahr.

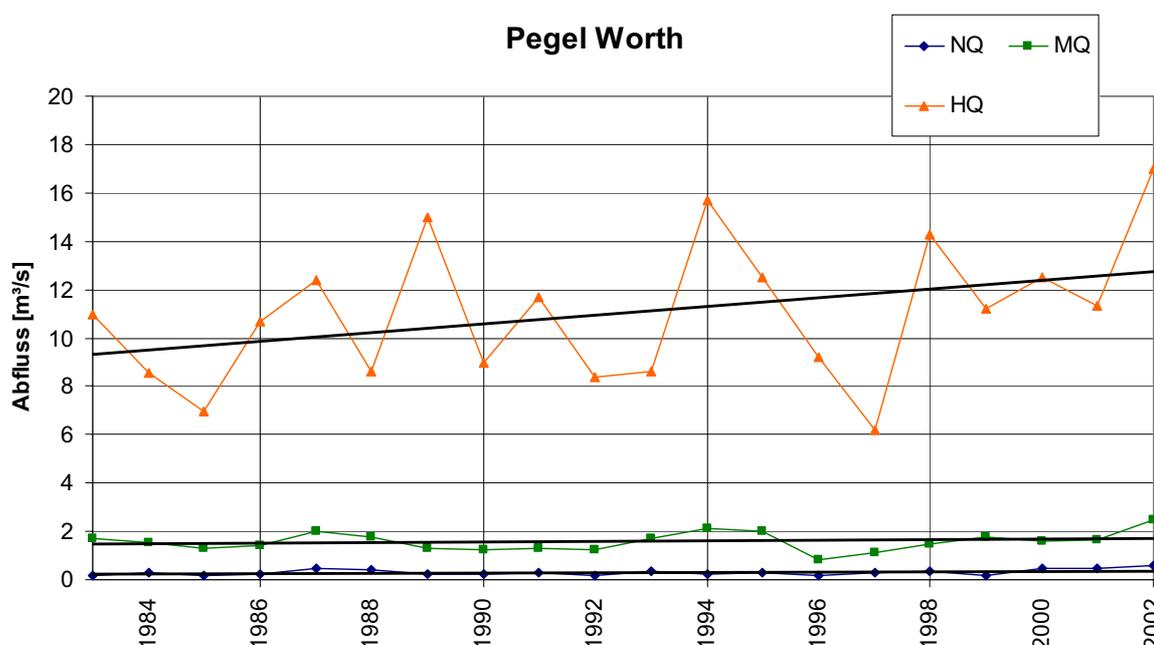


Abb. 3-15: Entwicklung des Abflusses (NQ, MQ, HQ) am Pegel Worth im Zeitraum 1983 – 2002 [NLÖ, 1983 – 2001; ergänzt durch digitale Daten]

Das NQ und das MQ weisen keinen eindeutigen Trend auf. Die am Pegel Worth aufgezeichneten Extremwerte der Abflüsse (Abb. 3-15) zeigen, dass eine Häufung extremer Hochwasserereignisse in den 90er Jahren auftrat. Die aktuellen Hauptwerte (Abflüsse) sind Tab. 3-11 zu entnehmen.

Tab. 3-10: Extremwerte (Abflüsse) am Pegel Worth seit 1983 [NLÖ, 2001]

m³/s	Datum	m³/s	Datum
17,0	19.07.2002	12,5	10.03.2000
14,5	28.01.1994	12,5	09.02.1995
14,3	29.10.1998	12,5	14.12.1993
14,0	06.04.1994	12,4	07.02.1987
12,6	20.03.1994	12,3	29.08.1989

Tab. 3-11: Hauptwerte (Abflüsse) am Pegel Worth des Abfluss- und Kalenderjahres 2001 und der 19-Jahres-Reihe 1983/2001 [NLÖ, 2001, modifiziert]

	Abflussjahr 2001				Kalenderjahr 2001	
	Jahr	Datum	Winter	Sommer	Jahr	Datum
NQ	0,449	02.09.2001	0,909	0,449	0,449	02.09.2001
MQ	1,68		1,69	1,66	1,95	
HQ	11,3	11.09.2001	5,97	11,3	11,3	11.09.2001
1983/2001	10 Jahre				Kalenderjahre 1983/2001	
		Datum	Winter	Sommer		Datum
NQ	0,150	05.06.1985	0,467	0,150	0,150	05.06.1985
MNQ	0,282		0,732	0,282	0,282	
MQ	1,53		2,17	0,897	1,54	
MHQ	10,5		9,64	6,4	10,7	
HQ	14,5	28.01.1994	14,5	14,3	14,5	28.01.1994

3.2.3.7 Pegel Lauenbrück B75 (NLWKN VERDEN) in der Wümme

Die aktuellen Hauptwerte (Abflüsse) sowie die aufgezeichneten Extremwerte der Abflüsse des in der Wümme gelegenen Pegels Lauenbrück B75 sind in Tab. 3-12 und Tab. 3-13 dargestellt.

Der Trend zeigt eine Zunahme im Zeitraum 1971 bis 2002 von $Q = 0,13 \text{ m}^3/\text{s}$ und Jahr. Das NQ und das MQ weisen keinen eindeutigen Trend auf.

Tab. 3-12: Extremwerte (Abflüsse) am Pegel Lauenbrück B75 seit 1969 [NLÖ, 2001]

m^3/s	Datum	m^3/s	Datum
27,5	20.07.2002	16,1	24.03.1983
23,3	05.03.1979	16,0	02.02.1983
21,8	12.03.1981	15,2	15.12.1993
17,1	07.02.1987	15,1	10.02.1980
16,2	31.12.1986	14,6	10.03.2000

Tab. 3-13: Hauptwerte (Abflüsse) am Pegel Worth des Abfluss- und Kalenderjahres 2001 und der 33-Jahres-Reihe 1969/2001 [NLÖ, 2001, modifiziert]

	Abflussjahr 2001				Kalenderjahr 2001	
	Jahr	Datum	Winter	Sommer	Jahr	Datum
NQ	0,684	02.09.2001	1,09	0,68	0,68	02.09.2001
MQ	2,26		2,29	2,22	2,77	
HQ	14,0	12.09.2001	7,28	14,0	14,0	12.09.2001
1969/2001		10 Jahre			Kalenderjahre 1969/2001	
		Datum	Winter	Sommer		Datum
NQ	0,192	10.08.1992	0,550	0,19	0,19	10.08.1992
MNQ	0,523		1,08	0,53	0,53	
MQ	2,23		3,13	1,35	2,24	
MHQ	11,9		11,6	5,79	12,2	
HQ	23,3	05.03.1979	23,3	14,0	23,3	05.03.1994

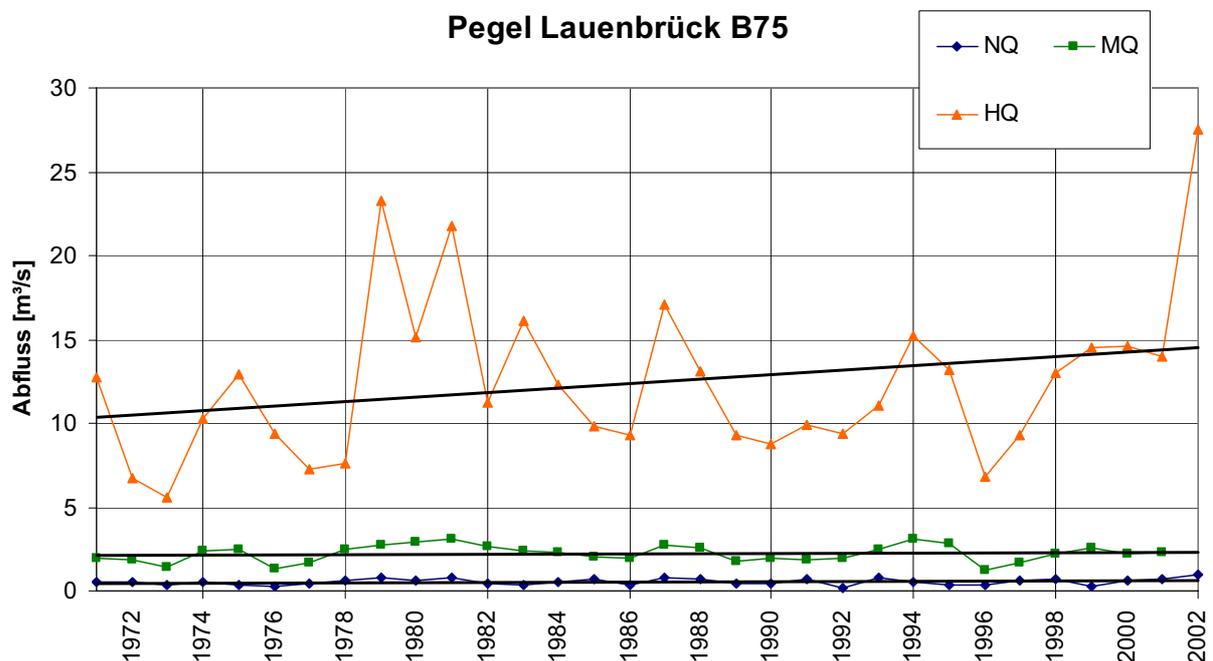


Abb. 3-16: Entwicklung des Abflusses (NQ, MQ, HQ) am Pegel Lauenbrück B75 im Zeitraum 1971 – 2002 [NLÖ, 1971 – 2001; ergänzt durch digitale Daten]

3.2.3.8 Bewertung der sich abzeichnenden Entwicklungen

Die Untersuchung der Pegel Vegesack, Wasserhorst, Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reinersbrücke) und Hellwege-Schleuse zeigt ein differenziertes Bild des Wümme-Lesum-Flussgebietes. Die sich ergebenden Trends sind in Tab. 3-14 dargestellt.

Es zeigen sich an den Pegeln Vegesack und Wasserhorst ganz eindeutig die infolge der umfangreichen Ausbauten im Weser-Ästuar zu erwartenden Zunahmen der Tidehochwasserstände und Abnahmen der Tideniedrigwasserstände. Diese Entwicklung ist stabil und hat sich bis in die Gegenwart fortgesetzt. Die Entwicklung wird auch in den nächsten Jahren nicht zum Stillstand kommen und sich durch weitere Ausbaumaßnahmen unter Umständen noch verstärken.

Tab. 3-14: Tendenzen der Wasserstands- und Abflussentwicklung an den Pegeln Vegesack, Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) und Hellwege-Schleuse

Größe	Mittlere Veränderung pro Jahr	Mittelwert	Standardabweichung
Pegel Hellwege-Schleuse (PNP=NN+9,54m, lt. NLWK)			
HW	-0,22 cm	239,02	16,43 cm
MW	-1,23 cm	106,85	21,66 cm
NW	-1,24 cm	36,67 cmPN	16,43 cm
HQ	-0,17 m ³ /s	49,25 m ³ /s	23,98 m ³ /s
MQ	-0,06 m ³ /s	9,7 m ³ /s	2,44 m ³ /s
NQ	-0,02 m ³ /s	2,27 m ³ /s	0,80 m ³ /s
Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)			
HThw	-0,66 cm	774 cmPN	23,95 cm
MThw	+0,62 cm	688 cmPN	10,61 cm
MTnw	+0,87 cm	585 cmPN	19,75 cm
NTnw	+0,88 cm	512 cmPN	15,88 cm
Pegel Vegesack (PNP=NN-5,00m)			
HThw	+1,19 cm	904 cmPN	49,29 cm
MThw	+0,74 cm	715 cmPN	15,18 cm
MTnw	-0,87 cm	368 cmPN	21,70 cm
NTnw	-0,74 cm	260 cmPN	37,40 cm

Am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) deutet sich bereits der stärkere Einfluss des Oberwassers an. Hier zeigen das MThw, das MTnw und das NTnw eine stetige Aufwärtsentwicklung. Die Zunahmen sind derartig gleich gerichtet, dass eine Aufhöhung der Sohle vermutet werden muss. Legt man den nahezu gleichen Trend der o.g. Größen auch der zu vermutenden Sohlaufhöhung zugrunde, so müsste die heutige Sohle in diesem Bereich wieder der so genannten „Ursohle“ (Sohle der Wümme vor der Anfang der 60er Jahre durchgeführten Baggerung) entsprechen. Diese lag ca. 30 bis 40 cm höher als die nach der Baggerung aufgemessene Sohle. Diese Vermutung wird gestützt, wenn man die Sohle der Unteren Wümme in

diesem Bereich durch eine lineare Interpolation zwischen den aus neueren Ausbaumaßnahmen bekannten Profilen unterhalb des Behrens Staus und der Fächerecholotpeilung des WSA BREMEN an der Jan-Reiners-Brücke ableitet. In diesem Fall ergeben sich ebenfalls 40 bis 50 cm höhere Sohllagen als in den aufgenommenen Profilen des Jahres 1964.

Am Pegel Hellwege-Schleuse verläuft die Entwicklung der Wasserstände genau entgegengesetzt. Hochwasserstände, Mittelwasserstände und Niedrigwasserstände nehmen eindeutig ab. Die zu beobachtende Absenkung kann aus einer Vertiefung der Sohle im Nachlauf eines Ausbaus herrühren, da die Entwicklung des Mittel- und Niedrigwasserabflusses nahezu keinen Trend aufweist.

Die geäußerte Vermutung, dass es infolge höherer Abflüsse am Pegel Hellwege-Schleuse zu den extremen und häufigeren Hochwasserständen im Bereich Borgfeld gekommen sei, wird somit nicht bestätigt. Vielmehr zeigen die vorliegenden Untersuchungen zwar eine Erhöhung der Tidekennwerte am Pegel Borgfeld, gleichzeitig konnte aber auch nachgewiesen werden, dass die Höhe der Hochwässer in Borgfeld keine zunehmende Entwicklung aufweist.

Die Gründe für die steigenden Hochwasserstände in Borgfeld können daher nur

- In den an Weser und Lesum vorgenommenen Ausbaumaßnahmen,
- In den entlang der Wümmeniederung vorhandenen Verwallungen, die einen Großteil der Vorlandbereiche am Wümme-Südam vom Hochwasserabfluss abschneiden bzw.
- In den zu vermutenden Sohlaufhöhungen oberhalb des Pegels Borgfeld (SBUV, Borgfelder Landstraße)

gesehen werden.

3.3 Systemgeometrie der Gewässer

3.3.1 Querschnitte

Die Gewässer wurden für das eindimensionale numerische Modell durch Querprofile diskretisiert. Diese wurden aus Peilungen des WSA BREMEN und Querprofilaufnahmen des NLWKN Verden bzw. von Unterhaltungsverbänden ermittelt. Nähere Angaben zu den Peilungen finden sich in Kapitel 2.2.2.

Die Positionen der einzelnen Querprofile innerhalb des Längsprofils der Modelltopographie befinden sich in der Nähe der eingemessenen Querprofilaufnahmen. In dazwischen liegenden Bereichen wurden zusätzlich Querprofile gelegt, wobei die Höhendaten dem DGM entnommen wurden. Auch in Bereichen erheblicher Querschnittseinengungen bzw. –aufweitungen wurden zusätzliche Querprofile aufgenommen. Im Regelfall sind die Profile in einem Abstand von ca. 50 m im Einzugsgebiet der Hamme und Lesum und in einem Abstand von 150 m im Einzugsgebiet der Wümme gelegt worden.

Für die Eingangsgeometrie des hydronumerischen Modells und die Berechnung von Überschwemmungsflächen wurden die Geländeinformationen des DGM 5 (1) in Details durch Geländeaufnahmen aktualisiert bzw. ergänzt.

3.3.2 Wehre, Sperrwerke und Sohlbauwerke

Bauwerke werden im DGM 5 (1) per Definition nicht aufgelöst, so dass Wehre einschließlich Wehrpfeiler, Schleusen, Sperrwerke sowie bedeutende Brücken anhand von Konstruktionszeichnungen in das DGM eingearbeitet wurden. Eine Berücksichtigung im hydrodynamisch-numerischen Simulationsmodell kann über den Einbau in Querschnitten oder über steuerbare Regelungsbauwerke erfolgen. Dabei werden Parameter wie Öffnungsbreite, Anzahl der Öffnungen, Sohlage, Torgeschwindigkeiten und Regelungsstrategien vorgegeben.

Im Folgenden werden die Bauwerke der Einzugsgebiete Hamme, Lesum, Wümme und Wörpe näher beschrieben.

Informationen über die Lage, Sohlhöhe und Öffnungsbreiten der Wehre und Sohlbauwerke sind der Tab. 3-15 zu entnehmen.

Die Sohlgleiten und Sohlabstürze werden durch Querschnitte berücksichtigt. Die Angaben zu deren Geometrien basieren auf den Punktvermessungen des NLWKN VERDEN sowie Konstruktionszeichnungen der Unterhaltungsverbände.

Zur Erfassung der Änderung der Sohlage im Längsgefälle erfolgte eine Querschnittsverdichtung im Bereich der Strukturen.

Die Wehranlage Giehlermühlen (Abb. 3-17) ist sowohl in das DGM, wie auch als 5,70 m breites, überströmtes Wehr in das Simulationsmodell eingebaut. Die vorhandene Spundwand (Abb. 3-17 links) ist als Querprofil in die Simulation integriert. Das Wehr wird für einen Stau von 6,70 mNN gesteuert.



Abb. 3-17: Wehr Giehlermühlen (links), Hartheckel – Schleuse (rechts)

Tab. 3-15: Lage und Abmessungen der Wehranlagen im Modellgebiet

	Gewässer	Rechtswert	Hochwert	Sohlhöhe [mNN]	lichte Wehrbreite [m]
Giehlermühlen	Giehlerbach	3494324	5912768	5,76	5,00
Hartheckel	Hamme	3496591	5908381	0,03	9,36
Teufelsmoor	Hamme	3494732	5903972	-0,74	13,00
Ritterhude	Hamme	3484311	5894506	-2,5	Links 7,20 Mitte 7,40 Rechts 7,26
Fintau Stauwehr	Fintau	3536639	5896803	27,3	Schwelle 5,00 Klappe 2,00
Wehranlage Scheeßel	Wümme	3531195	5892567	21,00	11,05
Lünzener Mühle	Veerse	3546316	5886542	49,06	2 x 0,50 1 x 1,50
Wehranlage Stadtstreek	Stadtstreek	3526981	5886365	18,22	5,80
Wehranlage Gohde	Wiedau	3526719	5886058	18,27	15,45
Wehr III Kanustrecke	Wümme	3526855	5886621	16,59	12,30
Wehr II Kanustrecke	Wümme	3526822	5886590	16,51	12,30
Wehr I Kanustrecke	Wümme	3526788	5886568	16,38	12,30
Schleuse 1	Wümme	3523991	5885012	14,94	2 x 5,60
Schleuse 3	Wümme	3519121	5883293	12,60	3 x 4,70
Schleuse 4	Wümme	3516863	5883055	11,53	3 x 4,58
Schleuse 5	Wümme	3513952	5882616	10,19	3 x 4,95
Mühle Stuckenborstel	Wieste	3512737	5885823	12,04	3 x 1,07
Wehr 5	Wümme Südarm	3510737	5884322	7,75	14,00
Wehr 4	Wümme Südarm	3508390	5885501	7,40	10,00
Wehr 3	Wümme Südarm	3506311	5885772	5,80	Schwelle 5,00 Klappe 5,00
Wehr 2	Wümme Südarm	3503408	5885312	4,10	Schwelle 6,00 Klappe 4,00
Wehr 1	Wümme Südarm	3510737	5884322	2,04	Schwelle 5,00 Klappe 6,00
Hexenbergstau	Hexenberg- zuleiter	3498977	5888149	2,40	3,00
Grasberg (Unterhaltung)	Wörpe	3498647	5893905	2,33 (3,70 Überlauf)	2 x 3,30 + 2 Überläufe x 1,60
Heidberg (Unterhaltung)	Wörpe	6497223	5892056	1,50 (2,90 Überlauf)	2 x 3,45 + 2 Überläufe x 2,50
Wörpewehr Lilienthal	Wörpe	3493353	5889329	-0,03	8,00

Abb. 3-17 zeigt die Hartheckel - Schleuse von unterstrom. Diese besteht aus einem Wehrfeld mit einer Breite von 9,36 m und einer Schleuse von 2,98 m. Die Schleuse wird als geschlossen angenommen. Die Steuerung der beweglichen Wehrklappe erfolgt auf Basis der festgelegten Stauziele. Diese sind abhängig von der Jahreszeit (siehe Tab. 3-17).

Die bewegliche Klappe der Teufelsmoorschleuse (Abb. 3-18) hat eine lichte Öffnungsbreite von 13,00 m. Die Schleuse hat eine Breite von 6,50 m und ist während des gesamten Simulationszeitraums geschlossen. Die Steuerung der Wehrklappe erfolgt anhand der in Tab. 3-17 definierten Stauziele.



Abb. 3-18: Teufelsmoorschleuse: von unterstrom (links), von oberstrom (rechts)

Das in Abb. 3-19 dargestellte Ritterhuder Sperrwerk besteht aus drei Öffnungen und einer Schleusenkammer. Die Schleuse hat eine Breite von 6,47 m. Bei den Sperrwerkstoren handelt es sich um unterströmte Schütze. Die Oberkante der geschlossenen Tafeln liegt bei 3,35 mNN für die rechte, bei 3,25 mNN für die mittlere und 3,27 mNN für die linke Öffnung (siehe Tab. 3-18).



Abb. 3-19: Ritterhuder Sperrwerk: von unterstrom (links), von oberstrom (rechts)

Die Schleuse bleibt während der Simulation geschlossen. Die Steuerung der Sperrwerkstore erfolgt auf Basis der aufgezeichneten Sperrwerksdaten, wobei die Ermittlung der Wehrhöhen iterativ erfolgt. Die saisonalen Stauziele sind der Tab. 3-17 zu entnehmen.

Die Abmessungen der Schleusen in der Hamme und Lesum sind der Tab. 3-16 zusammengestellt.

Tab. 3-16: Abmessungen der Schleusen

	Länge [m]	Breite [m]
Hartheckel	7,42	2,98
Teufelsmoor	8,50	6,50
Ritterhude	26,17	6,47
Lesumsperrwerk	30,00	14,00

Tab. 3-17: Stauziele der Wehre in der Hamme

Ritterhuder Schleuse

	bis März 2003 [mNN]	ab März 2003 [mNN]	ab Jan. 2005 [mNN]
Dezember - Februar	+0,25	+0,25	+0,25
März	+0,40	+0,40	+0,40
April	+0,50	+0,40	+0,50
Mai - September	+0,64	+0,50	+0,64
Oktober	+0,50	+0,40	+0,50
November	+0,40	+0,40	+0,40

Teufelsmoorschleuse

	Entw. 01.11.57 [mNN]	ab März 2003 [mNN]	ab Jan. 2005 [mNN]
April - September	+0,85	+0,75	+0,85
Oktober - März	+0,75	+0,65	+0,75

Hartheckel Schleuse

	Entw. 30.04.60 [mNN]	ab März 2003 [mNN]	ab Jan. 2005 [mNN]
April - September	+1,40	+1,30	+1,40
Oktober - März	+1,25	+1,15	+1,25

Das Lesumsperrwerk besitzt vier Wehrfelder und eine Schleusenkammer. Die Abmessungen sind in Tab. 3-18 aufgeführt. Die Steuerung erfolgt laut Betriebsplan (Kap. 5.1.3).

Der Einbau in das hydronumerische Modell erfolgte als bewegliche Struktur. Bei geöffneten Sperrwerksschützen ist auch die Schleuse geöffnet.



Abb. 3-20: Wehrfelder und Schleuse des Lesumsperrwerks

Tab. 3-18: Abmessungen der Sperrwerke

	Öffnungen	lichte Öffnungsbreite [m]	Schütztafelhöhe [m]
Lesumsperrwerk	4 Wehrfelder	je 15	5,34
	1 Schleuse	14	7,00
Ritterhuder Sperrwerk	3 Wehrfelder	7,2	3,35
		7,4	3,25
		7,26	3,27
	1 Schleuse	6,47	4,70

Die in Abb. 3-21 abgebildete Sohlgleite in der Fintau besitzt eine Breite von 5 m. Die Stauklappe links davon hat eine Breite von 2 m und wurde als zusätzliche HW-Entlastung eingebaut.



Abb. 3-21: Stauwehr und Sohlabsturz in der Fintau

Abb. 3-22 zeigt links die Wehranlage Scheeßel. Diese ist als beweglicher Überlauf mit einer Breite von 11,05 m in das Modell integriert und wird auf ein Stauziel von 23,50 mNN gesteuert.

Der maximale Stau, der an dieser Stelle erreicht werden darf, liegt bei 24,00 mNN. Der Abfluss durch die Scheeßeler Mühle (Abb. 3-22 rechts) wird vernachlässigt und über den Überlauf an der Mühle abgeführt. Der Überlauf ist als Wehr mit fester Schwelle von 3,70 m definiert.



Abb. 3-22: Wehranlage Scheeßel (links), Mühle in Scheeßel (rechts)

Das Wehr der Lünzener Mühle (Abb. 3-23) besitzt zwei Öffnungen mit 0,50 m und eine mit 1,50 m Breite. Dabei handelt es sich um Schätzwerte, die mit dem NLWKN abgestimmt wurden. Die Steuerung erfolgt auf ein Stauziel von 51,00 mNN.



Abb. 3-23: Lünzener Mühle und oberstrom liegender Mühlenteich (Veerse)

Die Wehranlage Stadtstreek liegt im Stadtgebiet von Rotenburg in einem Verbindungsarm zwischen Wiedau und Wümme. Sie hat eine Breite von 5,80 m und hält ein Stauziel von 19,35 mNN. Ebenfalls im Stadtgebiet von Rotenburg liegt die Wehranlage Gohde in der Wiedau. Diese ist in Abb. 3-24 dargestellt. Sie hat eine Breite von 15,45 m und wird für ein Stauziel von 19,35 mNN (Sommer) bzw. 19,62 mNN (Winter) gesteuert.



Abb. 3-24: Wehranlage Gohde

In der Wümme befinden sich im Stadtgebiet von Rotenburg drei weitere Wehre. Bei diesen Wehren handelt es sich um Kanuwehre, die erhöhte Strömungsgeschwindigkeiten für die Kanuten erzeugen sollen. Im Modell sind jeweils drei Klappen eingebaut. Die mittlere Klappe mit einer Öffnungsbreite von 2,00 bis 3,00 m ist ständig geöffnet (Abb. 3-25). Im Hochwasserfall werden die Klappen gelegt. Die Öffnungsbreite bei gelegten Klappen beträgt ca. 12,30 m.

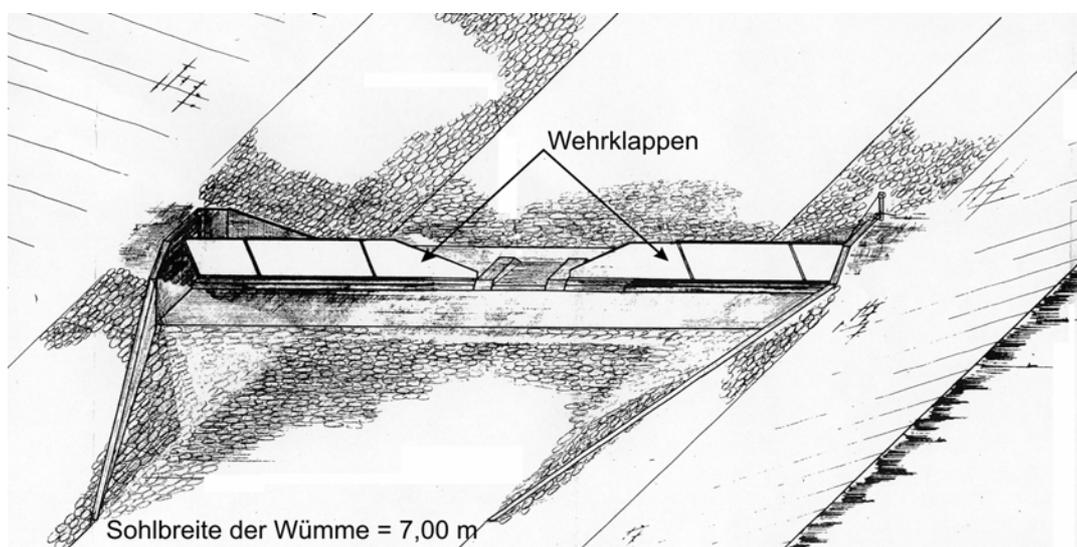


Abb. 3-25: Isometrische Skizze der Kanuwehre in Rotenburg

Zwischen Rotenburg und Hellwege befinden sich vier weitere Sohlbauwerke (Schleuse 1, 3, 4 und 5). Die Schleuse 2 wurde zur Sohlgleite umgebaut.



Abb. 3-26: Schleuse 1 (links), Schleuse 5 (rechts)

Schleuse 1 (Abb. 3-26 links) ist eine Wehranlage mit zwei Wehrfeldern von jeweils 5,60 m Breite. Die Wehrfelder halten bei Mittelwasser einen Stau von etwa 16,44 mNN. Im Hochwasserfall werden sie gelegt. Schleuse 3 besitzt drei unterströmte Schütze von jeweils 4,70 m Breite. Im Normalbetrieb sind davon zwei Wehrfelder geschlossen. Mit dem dritten wird die Stauregelung durchgeführt. Im Normalfall ist es vollständig geöffnet. Im Hochwasserfall werden auch die beiden anderen Wehrfelder vollständig geöffnet. Schleuse 4 ist wie Schleuse 1 als überströmtes Wehr aufgebaut. Die drei Wehrfelder haben eine Öffnungsbreite von jeweils 4,58 m. Die Steuerung erfolgt wie bei Schleuse 3. Abb. 3-26 (rechts) zeigt Schleuse 5, die oberhalb des Pegels Hellwege liegt und mit drei Wehrfeldern von je 4,95 m Breite ausgestattet ist. Es handelt sich hierbei um unterströmte Schütztafeln. Die Steuerung erfolgt wie bei Schleuse 3 und 4.



Abb. 3-27: Mühle Stuckenborstel

Die Mühle in Stuckenborstel an der Wieste besitzt drei Wehrfelder mit einer Öffnungsbreite von jeweils 1,07 m. Im Normalbetrieb sind zwei geschlossen. Die Klappe ist dann auf eine Höhe von 12,86 mNN eingestellt. Im Hochwasserfall werden die anderen Klappen geöffnet um den Abfluss zu gewährleisten. Die Durchgängigkeit wird durch ein Umlaufgerinne links neben der Wehranlage gewährleistet.

In den Wümmewiesen befinden sich 5 Wehre im Südark. Wehr 5 ist das erste Wehr nach der Aufspaltung in Nord- und Südark. Das Wehr besitzt eine Öffnung von 14,00 m Breite und ist als überströmtes Wehr ausgeführt. Es wird für die Modellkalibrierung anhand der aufgezeichneten Klappenstellungen des Steuerrechners gesteuert. Die reale Steuerung erfolgt automatisiert. Es wird ein Sommer- und Winterstauziel von 10,40 mNN gehalten. Der Abfluss wird dabei zu 50 % durch den Südark und zu 50 % durch den Nordarm abgeführt. Ab einem Oberwasserzufluss von $Q > 14,4 \text{ m}^3/\text{s}$ erfolgt die Aufteilung wie in Tab. 3-19 dargestellt.

Tab. 3-19: Aufteilung des Abflusses am Wehr 5 im Hochwasserfall

Q _{Gesamt} [m ³ /s]	Q _{Nordarm} [m ³ /s]	Q _{Südark} [m ³ /s]
14,4	7,2	7,2
30,0	10,0	20,0
39,4	11,4	28,0
46,35	12,35	34,0

Das Wehr 4 (Abb. 3-28) ist als 10 m breites überströmtes Wehrfeld ausgebildet. Die Klappe von Wehr 4 wird per Automatik so gesteuert, dass für den Sommer (01.05. – 30.09.) ein Stauziel von 8,60 mNN und im Winter (01.10. – 31.04.) ein Stauziel von 8,40 mNN gehalten wird. Ab einem Durchfluss $Q > 25 \text{ m}^3/\text{s}$ wird die Wehrklappe in die maximale Stellung von 9,65 mNN gefahren. Dann erfolgt ein Abschlag in das nördliche Vorland. Der Abschlag erfolgt über eine Überlaufstrecke von 300 m zwischen der Landstraße L 168 und dem Wehr 4. Die Höhe des Deiches liegt an dieser Stelle bei 9,50 mNN, während der anschließende Deich zu beiden Seiten eine Höhe von 10,10 mNN aufweist.



Abb. 3-28: Wehr 4 im Wümmе Südark



Abb. 3-29: Wehr 3 von ober- und unterstrom

Das in Abb. 3-29 dargestellte Wehr 3 mit einer festen Wehrschwelle von 5,00 m Breite und einer überströmten beweglichen Wehrklappe von 5,00 m hält im Zeitraum vom 01.05. – 30.09. automatisch ein Sommerstauziel von 7,00 mNN und vom 01.10. – 31.04. ein Winterstauziel von 6,6 mNN. Bei Hochwasserereignissen wird die Klappe so gesteuert, dass 20 m³/s im Südark verbleiben und 5 m³/s über den Verbindungsarm abgeführt werden.

Am Wehr 2 wird ganzjährig ein Stauziel von 5,30 mNN gehalten. Dieses Stauziel wird durch die Kombination einer festen Wehrschwelle von 6,00 m und einer beweglichen Klappe von 4,00 m Breite erreicht.

Am Wehr 1 (Abb. 3-30) wird für den Zeitraum vom 01.05. – 30.09. ein Sommerstauziel von 3,60 mNN und für die Zeit vom 01.10. – 31.04. ein Winterstauziel von 3,20 mNN gehalten. Dies geschieht über eine feste Wehrschwelle von 5,00 m Breite und eine Wehrklappe von 6,00 m Breite.



Abb. 3-30: Wehr 1 von ober- und unterstrom

Die Wehre Grasberg und Heidberg werden für Unterhaltungszwecke betrieben. Sie sind über Querschnitte in das Simulationsmodell integriert. Im Normalfall beeinflussen sie das Abflussgeschehen nicht. In Abb. 3-31 ist beispielhaft das Wehr Grasberg im Hochwasserfall September 2001 mit vollständig gezogenen Schützen zu sehen.



Abb. 3-31: Unterhaltungswehr Grasberg bei bordvollem Abfluss im September 2001

Die Modellierung berücksichtigt weiterhin die Staustufe der Wörpe in Lilienthal. Die Gesamtbreite des Bauwerks beträgt 8,20 m bei einer maximalen Stauhöhe von 1,60 m. Die Höhe der Flusssohle liegt hier bei $-0,03$ m. Bei Mittelwasserverhältnissen wird ein Stauziel von etwa 0,70 mNN gehalten. Im Hochwasserfall wird die Wehrklappe gelegt.

3.3.3 Regenrückhaltebecken

Im Einzugsgebiet der Hamme befindet sich an der Rummeldeisbeek ein durchflossenes Regenrückhaltebecken. Dieses weist ein Volumen von ca. 79.000 m³ auf. Es wird über einen Rohrdurchlass von 1 m Durchmesser und einen Notüberlauf gesteuert. Das Rückhaltebecken ist in das DGM aus Lage- und Höhenplänen integriert worden (Abb. 3-32).



Abb. 3-32: Lageplan (rechts) und TIN des Regenrückhaltebeckens Rummeldeisbeek (links)

Im hydronumerischen Modell ist es über Querschnitte abgebildet. Die Regelung erfolgt über einen Rohrdurchlass und einen Notüberlauf.

3.3.4 Siele und Schöpfwerke

Im Bereich des Untersuchungsgebiets befinden sich in der Lesum und im Unterlauf der Wümme Siele und Schöpfwerke zur Entwässerung deichgeschützter Gebiete, welche im Bremer Stadtgebiet vom DEICHVERBAND AM RECHTEN WESERUFER betrieben werden. Genaue Angaben über Lage und Pumpleistung sind der Tab. 3-20 zu entnehmen.

Das Oberflächenwasser aus dem besiedelten Bereich Bremens fließt dem natürlichen Gefälle folgend in Richtung Wümme und kann auch bei Hochwasser über die Schöpfwerke abgeschlagen werden. Das Schöpfwerk Osterholz leitet nicht direkt in die Wümme ein, sondern in den Deichschloot. Dieser liegt im überschwemmungsgefährdeten Deichvorland und mündet nach rd. 5 km in die Wümme. Alle anderen Schöpfwerke münden nahezu direkt in die Wümme. In Wasserhorst ist neben den Pumpen noch ein Siel vorhanden.

Die abgeschlagenen Mengen werden u.a. über Sielformeln ermittelt. Die Abb. 3-33 sowie Abb. 3-34 zeigen beispielhaft die mittleren Abschlagsmengen in m³/s am Schöpfwerk Wasserhorst für einen 15-Minutenzeitraum, wobei die Abschlagsmengen aus Pumpen und Sielen zusammengefasst sind. Die Abschlagsmengen an den weiteren Schöpfwerken sind dem Anhang A 9 zu entnehmen.

Die deichgeschützten Gebiete im Bereich Timmersloh und am Rolandsgraben werden ebenfalls über Schöpfwerke entwässert. Die Pumpleistungen betragen $Q < 1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tab. 3-20: Lage von Sielen und Schöpfwerken im Bearbeitungsgebiet

	A _{Eo} [km ²]	Pumpleistung [m ³ /s]	Rechtswert	Hochwert
Vierstückensiel	14,972	--	3476298	5891883
Lesumsperrwerk	--	3 * 15	3476452	5892051
Wasserhorst	45,225	4 * 3,5	3481700	5892245
Kuhsiel	50,373	7,5	3491010	5888680
Katrepel	7,525	2 * 0,5	3494776	5887674
Osterholz	13,358	3 * 1	3497172	5886326
Waakhausen	9,877	--	3488323	5896794

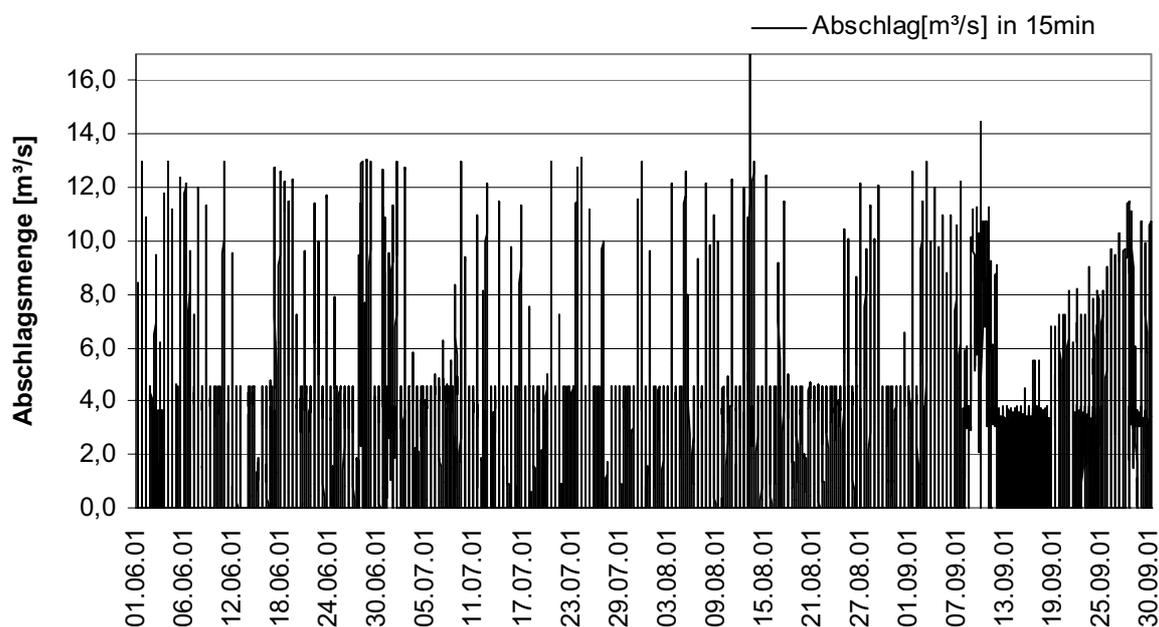


Abb. 3-33: Mittlere Abschlagsmengen in m^3/s (15-min-Zeitraum) am Schöpfwerk Wasserhorst (Juni - September 2001)

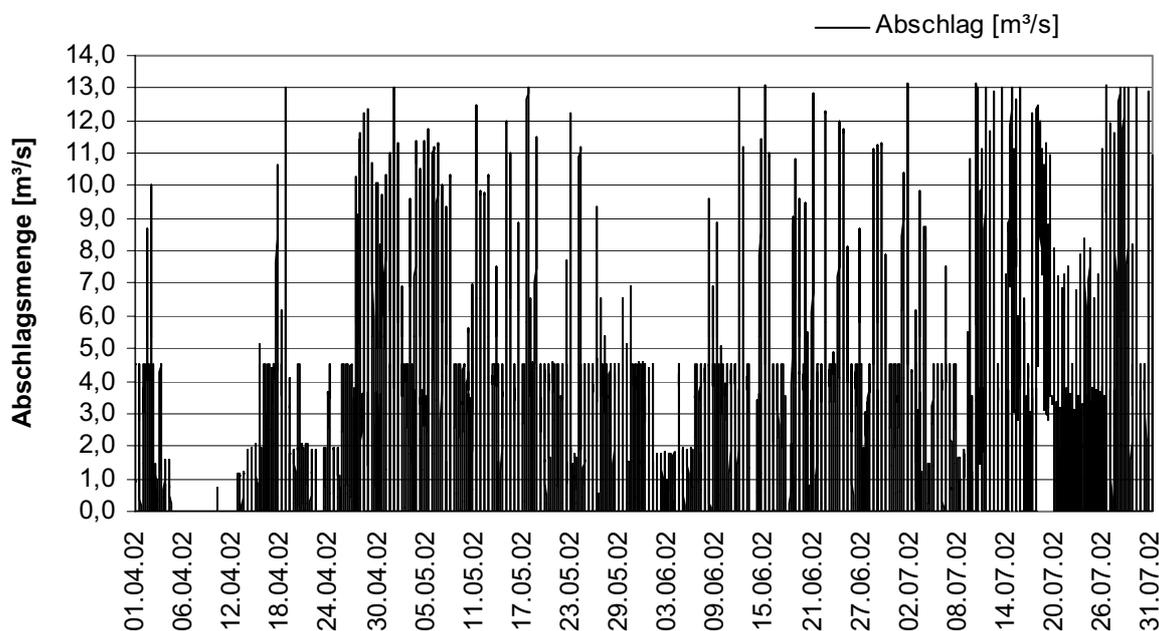


Abb. 3-34: Mittlere Abschlagsmengen in m^3/s (15-min-Zeitraum) am Schöpfwerk Wasserhorst (April – Juli 2002)

3.3.5 Brücken

Brückenbauwerke wurden anhand von Konstruktionszeichnungen mit ihren relevanten Abmessungen berücksichtigt (Tab. 3-22 bis Tab. 3-29). Sämtliche mit „ca.“ gekennzeichneten Werte sind DGK5 – Karten entnommen, da hierfür keine detaillierten Bauwerkszeichnungen /-angaben vorlagen.



Abb. 3-35: Beispiele für im Modellgebiet vorhandene Brücken

In Abb. 3-35 sind beispielhaft zwei Brücken dargestellt. Die Brücke auf dem linken Bild ist eine einfache Feldwegbrücke, die das Abflussgeschehen auch im Hochwasserfall nicht wesentlich beeinträchtigen wird, da sie weder eine große Aufbauhöhe noch eine Rampe besitzt, die einen Aufstau verursachen kann. Folglich ist sie für den Modellaufbau nicht relevant. Im Gegensatz dazu ist in Abb. 3-35 rechts eine Brücke dargestellt, die durch ihre Bauart und Abmessungen Einfluss auf das Abflussverhalten nehmen kann. Brücken dieser Art werden sowohl im DGM als auch in der Simulation berücksichtigt.

In der folgenden Auflistung werden daher nur Brücken des in Abb. 3-35 rechts dargestellten Typs aufgeführt.

Tab. 3-21: Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der Wörpe

	Gesamtbreite [m]	Öffnungen	Öffnungsbreiten [m]
Brücke Wilstedter Mühle	k. A.	1	ca. 17
Brücke Wilstedter Mühle: Bahndamm	k. A.	1	15,00
Brücke Grasberg	k. A.	1	ca. 17
Brücke Falkenberg	k. A.	1	ca. 25
Brücke Heidtbergerstraße (L154)	k. A.	1	7,00
Brücke Klosterstraße	k. A.	1	10,00
Brücke „Borgfelder Allee“	k. A.	1	8,00

Tab. 3-22: Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der Hamme

	Gesamtbreite [m]	Öffnungen	Öffnungsbreiten [m]
Schlossbrücke	71,60	2	je 35,80
Dammbrücke	60,40	3	2 x 15,11, 1 x 30,16
Scharnbeckstoteler Brücke	38,55m	5	2 x 7,30, 1 x 7,60 1 x 7,75, 1 x 8,60
Lintler Brücke	36,95	1	
Brücke bei Tietjenshütte	107,0	6	5 x 18,50, 1 x 14,50
Eisenbahnbrücke	90,0	3	3 x 30
Brücke „Neu Helgoland“	26,20	3	2 x 10,0, 1 x 6,20
Pionierbrücke Raberbrock	34,0	5	2 x 6,0, 2 x 9,0 1 x 10,0
Teufelsmoorbrücke	40,20	2	20,10
Beek-Brücke	33,25 (Durchfahrt: 10,40)	1	
Brücke am Friedensheimer Schiffgraben	28,20	3	2 x 6,45, 1 x 15,30
Brücke Viehspecken	16,0	1	
Brücke Kollbeck (K 35)	k. A.		
Brücke Giehler Bach (K 35)	k. A.		
Brücke über die Beek (L 153)	k. A.		
2 Flutbrücken zw. L 153 und Neu Helgoland	15,0	3	2 x 4,50, 1 x 6,0
Brücke Ahrensdorf	7,35	1	

Tab. 3-23: Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der Rummeldeisbeek

	Gesamtbreite [m]	Öffnungen	Öffnungsbreiten [m]
Brücke K 137	k. A.	1	ca. 9,00
Brücke L122	k. A.	1	ca. 14,00
Brücke 1 B	k. A.	1	ca. 14,00
Brücke K 135	k. A.	1	ca. 27,00
Brücke L 165	k. A.	1	ca. 15,00
Eisenbahnbrücke	k. A.	1	ca. 13,00

Tab. 3-24: Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der Schmoor

	Gesamtbreite [m]	Öffnungen	Öffnungsbreiten [m]
Brücke L 165	k. A.	1	ca. 16,50

Tab. 3-25: Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der Lesum

	Gesamtbreite [m]	Öffnungen	Öffnungsbreiten [m]
Brücke „Bremer Heerstraße“	ca. 71,00	1	
Eisenbahnbrücke	ca. 63,50	2	je ca. 31,75
Autobahnbrücke A 27	ca. 127,00	1	

Tab. 3-26: Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der Wümme

	Gesamtbreite [m]	Öffnungen	Öffnungsbreiten [m]
Brücke „Jan Reiners Weg“	ca. 39,50	1	
Brücke „Borgfelder Allee“	ca. 36,80	1	
Brücke „Borgfelder Landstraße“	ca. 43,00	1	
Brücke „L 151 Ritterhuder Heerstr.“	ca. 100,00	1	

Tab. 3-27: Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich des Mittel- und Verbindungsarmes

	Gesamtbreite [m]	Öffnungen	Öffnungsbreiten [m]
Brücke Nr. 36	7,20	2	2 x 3,45
Mittelarmbrücke	8,00	1	
Verbindungsarmbrücke	10,00	1	
Brücke „Am Wurzelberg“	11,00	3	2 x 3,00, 1 x 4,00
Brücke Alter Fastenweg	5,00	1	

Tab. 3-28: Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der oberen Wümme

	Gesamtbreite [m]	Öffnungen	Öffnungsbreiten [m]
Brücke K 42	k. A.	1	ca. 14,00
Brücke Glisinger Damm	k. A.	1	ca. 8,50
Eisenbahnbrücke	k. A.	1	ca. 7,50
Brücke B 75/Nordweg/Wümmepark	k. A.	1	ca. 15,50
Brücke B 75 / Stemmerfeld	k. A.	1	ca. 17,50
Brücke Bahnhofstraße / K 212	k. A.	1	ca. 14,50
Brücke B 75/Stegkamp	k. A.	1	ca. 25,50
Brücke L 130	k. A.	1	ca. 13,50
Brücke Hetzweigerstrasse	k. A.	1	ca. 25,50
Brücke Mühlenstraße Scheeßel 1	k. A.	1	ca. 10,50
Brücke Mühlenstraße Scheeßel 2	k. A.	1	ca. 13,00
Brücke B 75 / Königsbruch	k. A.	1	ca. 71,00
Brücke B 71 vor den Wümmewiesen	k. A.	1	ca. 72,00
Brücke Jeersdorfer Weg	k. A.	1	ca. 39,50
Eisenbahnbrücke Rotenburg	k. A.	1	ca. 50,00
Brücke Aalter Allee	k. A.	1	ca. 36,00

Tab. 3-29: Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich des Wümme Südarmes/Nordarmes

	Gesamtbreite [m]	Öffnungen	Öffnungsbreiten [m]
Flutbrücke/Südarm	19,20	2	2 x 9,10
Dedbrücke (Brücke Nr. 38)/Nordarm	12,40	3	2 x 3,80, 1 x 3,60
Brücke Nr. 35/Nordarm	11,40	1	
Brücke Hexenberg/Nordarm	16,00	3	2 x 4,00, 1 x 8,00

Tab. 3-30: Abmessungen der Brückenbauwerke im Bereich der Veerse

	Gesamtbreite [m]	Öffnungen	Öffnungsbreiten [m]
Dreyershofer Weg	k. A.	1	ca. 19,00
Brücke K 211	k. A.	1	ca. 30,00
Brücke Fuhrenkamp	k. A.	1	ca. 18,50
Brücke B 75 bei Veersebrück	k. A.	1	ca. 27,00

Tab. 3-31: Abmessungen der Brückenbauwerke an der Fintau und Wiedau

	Gesamtbreite [m]	Öffnungen	Öffnungsbreiten [m]
Brücke Redderberg/Fintau	k. A.	1	ca. 10,00
Brücke Wohlsberg/Fintau	k. A.	1	ca. 14,50
Eisenbahn „Am Sportplatz“/Fintau	k. A.	1	ca. 29,00
Brücke Bellen (vor K 210)/Wiedau	k. A.	1	ca. 14,00
Brücke K 206/Wiedau	k. A.	1	ca. 32,00

Tab. 3-32: Abmessungen der Brückenbauwerke am Hahnenbach

	Gesamtbreite [m]	Öffnungen	Öffnungsbreiten [m]
Brücke Neunkirchen	k. A.	1	ca. 12,50
Brücke Neuenkirchen 1	k. A.	1	ca. 12,00
Brücke Ruthemühle	k. A.	1	ca. 12,00
Brücke KM 5+500	k. A.	1	ca. 15,00
Brücke K 246 / K 43	k. A.	1	ca. 13,50
Brücke K 223	k. A.	1	ca. 14,00
Brücke hinter K 223	k. A.	1	ca. 12,50
Brücke KM 1+900	k. A.	1	ca. 12,00

Tab. 3-33: Abmessungen der Brückenbauwerke an der Rodau

	Gesamtbreite [m]	Öffnungen	Öffnungsbreiten [m]
Brücke Rosebruch K 210	k. A.	1	ca. 10,00
Brücke Hastedt	k. A.	1	ca. 35,00
Brücke Rodaustraße	k. A.	1	ca. 37,00
Brücke Worth	k. A.	1	ca. 20,00

Tab. 3-34: Abmessungen der Brückenbauwerke an der Wieste

	Gesamtbreite [m]	Öffnungen	Öffnungsbreiten [m]
Brücke A 1	k. A.	1	ca. 4,00
Brücke A1 Brandhorst	k. A.	1	ca. 12,50
Brücke K 227	k. A.	1	ca. 16,00
Brücke K 202	k. A.	1	ca. 10,50
Brücke K 204	k. A.	1	ca. 22,00

4 Aufbau des Niederschlag-Abfluss-Modells

4.1 Teileinzugsgebiete

Die Wasserscheiden der oberirdischen Einzugsgebiete (A_{E_0} nach DIN 4059 Teil 1) und die dazugehörigen Einzugsgebietsgrößen wurden in Übereinstimmung mit der HYDROGRAPHISCHEN KARTE NIEDERSACHSEN und dem dazugehörigen gewässerkundlichen Flächenverzeichnis bestimmt. Eine aktuelle Ausgabe der Karte für das Einzugsgebiet der Lesum, Hamme und Wümme wurde digital vom ehemaligen NIEDERSÄCHSISCHEN LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE (NLÖ) zur Verfügung gestellt. Dabei sind geringe Abweichungen zur gedruckten, vom NIEDERSÄCHSISCHEN MINISTER FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN herausgegebene Version aus dem Jahr 1983 festzustellen. Insbesondere zeitweise geänderte Vorflutverhältnisse, Abschläge und Überleitungen bzw. Schöpfbauwerke mit Pumpenleistungen haben zu Veränderungen geführt und sind zu beachten.

Die Kennzeichnung der Gebietsflächen erfolgte laut Richtlinien der LÄNDERARBEITSGEMEINSCHAFT WASSER (LAWA). Danach werden Niederschlagsgebiete durch siebenstellige Zahlen gekennzeichnet, wobei die erste Stelle der Kennzahl das Stromgebiet, in diesem Fall die Weser, und die zweite und die folgenden Kennzahlen die weitere Unterteilung des Niederschlagsgebietes in jeweils neun Teilniederschlagsgebiete vom Quellgebiet bis zur Mündung kennzeichnen. Da im Rahmen der Untersuchungen alle Gebiete zum Einzugsgebiet der Lesum gehören, beginnen alle Gebietsflächen mit den Kennzahlen 494. Die Teilniederschlagsgebiete werden durch Wasserscheiden begrenzt, die von den Mündungen der einmündenden Gewässer ausgehen. Sofern dies zweckmäßiger ist, geht die unterteilende Wasserscheide von einem anderen Punkt aus, z.B. im Bereich von Brücken, Pegeln oder Sperrwerken.

Das Programm MIKE 11 NAM errechnet für das zu untersuchende Gebiet an der Mündung in die Weser eine Gesamteinzugsgebietsgröße von $A_{E_0} = 2188,150 \text{ km}^2$. Laut Flächenverzeichnis aus dem Jahr 1983 ist dieses Gebiet $A_{E_0} = 2190,36 \text{ km}^2$ groß. Der Flächenanteil Bremens beträgt $A_{E_0} = 157,18 \text{ km}^2$ und der Flächenanteil Niedersachsens $A_{E_0} = 2033,18 \text{ km}^2$.

Sofern Einzugsgebietsgrößen der gewässerkundlichen Pegel wie auch die Gebietsgrößen bis zu Sielen, Schöpfwerken und weiteren Bauwerken von Bedeutung waren, ist von den aktuellen Angaben der derzeitigen Betreiber (NLWKN, WSA BREMEN, SENATOR FÜR BAU, UMWELT UND VERKEHR BREMEN sowie DEICHVERBAND AM RECHTEN WESERUFER) ausgegangen worden. Die Lage der Pegel und Bauwerke (Gauß-Krüger-Koordinaten) wurde bei den jeweiligen Betreibern erfragt.

Insgesamt wird das Untersuchungsgebiet laut aktueller HYDROGRAPHISCHER KARTE in 211 Teileinzugsgebiete unterteilt. Die nachfolgende Tabelle (Tab. 4-1) verdeutlicht die zunächst vorgenommene grobe Einteilung in 46 Teileinzugsgebiete im Modell, mit welcher insbesondere die bedeutenden Nebengewässer von Hamme, Wümme und Lesum Berücksichtigung finden.

Tab. 4-1: Gebietskennzahl und -bezeichnung Teileinzugsgebiete sowie Gebietsgröße A_{E_0}

Gebietskennzahl	Gebiets-Bezeichnung	Fläche A_{E_0} [km ²]
4940000	HWAP Wümme	2188,150
4941100	WÜMME (QUELLE BIS STELLBACH)	113,763
4941200	STELLBACH	11,451
4941300	WÜMME (STELLBACH BIS FINTAU)	12,159
4941400	FINTAU	97,805
4941500-900	WÜMME (FINTAU BIS VEERSE)	67,315
4942000	VEERSE	116,879
4943100-300	WÜMME (VEERSE BIS WESTERH MÜHLENBACH)	20,671
4943400	WESTERHOLZER KANAL	25,128
4943900	WÜMME (WESTERH KANAL BIS WIEDAU)	12,208
4944100-600	HAHNENBACH	131,996
4944700	WIEDAU (VON TROCHELBACH BIS RODAU)	31,868
4944800	RODAU (OHNE VISSLBACH)	90,732
4944840	VISSLBACH	50,974
4944900	WIEDAU (RODAU BIS WÜMME)	1,063
4945100	WÜMME (WIEDAU BIS AHAUSER BACH)	31,774
4945200	AHAUSER MÜHLENBACH	69,271
4945300	WÜMME (AHAUSER BACH BIS REITHBACH)	63,237
4945400	REITHBACH	47,134
4945510-90	WÜMME (REITHBACH BIS DEICHSCHLOOT)	42,730
4945540	BASSENER MÜHLENGRABEN	46,036
4945600	DEICHSCHLOOT	44,417
4945810	WÜMME (GABELUNG BIS WIESTE)	0,994
4945820	WIESTE	100,309
4945830	WÜMME (WIESTE BIS WALLE)	1,656
4945840	WALLE	67,368
4945850-60	RAUTENDORFER SCHIFFGRABEN	29,007
4945870-90	WÜMME MITTELARM	19,338
4945900	WÜMME (NORDARM BIS WÖRPE)	21,918
4946000	WÖRPE	135,799
4947100-400	WÜMME (WÖRPE BIS TORFKANAL)	1,809
4947200	KUHGRABEN	57,739
4947500-900	WÜMME (TORFKANAL BIS HAMME)	2,077
4947600	KLEINE WÜMME	18,143
4948100	GIEHLER BACH	85,055
4948200	KOLLBECK	75,761
4948300	HAMME (KOLLBECK BIS RUMMELDEISBEEK)	6,491
4948400	RUMMELDEISBEEK	89,644
4948500	HAMME (RUMMELDEISBEEK BIS SCHMOO)	21,893
4948600	SCHMOO	44,152
4948700	HAMME (SCHMOO BIS BEEK)	45,802
4948800	BEEK	49,153
4948900	HAMME (BEEK BIS LESUM)	131,079
4949100	LESUM (HAMME BIS MASCHINENFLEET)	2,598
4949200	MASCHINENFLEET	26,893
4949900	LESUM (MASCHINENFLEET BIS SPERRWERK)	24,868

Die folgende Abbildung zeigt sämtliche Teileinzugsgebiete, die Lage der Pegel sowie der Niederschlags- und Klimastationen im Bearbeitungsgebiet. Auch die Lage der Wasserscheiden der 211 Teileinzugsgebiete geht aus der Darstellung hervor.

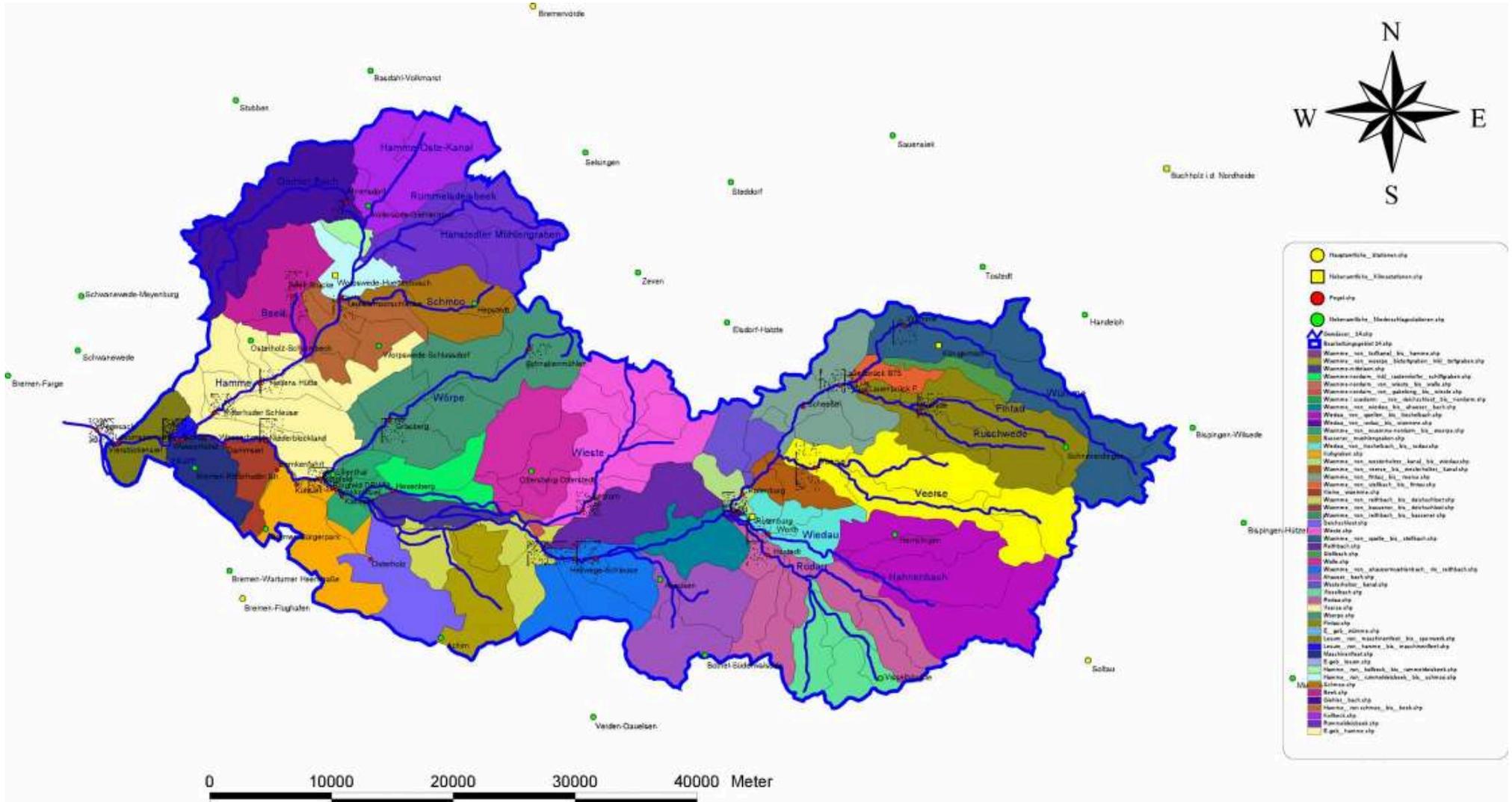


Abb. 4-1: Teilzugsgebiete, Pegel und Niederschlags- und Klimastationen im Bearbeitungsgebiet

Für Einzugsgebiete, in denen Pegelaufzeichnungen vorhanden sind, erfolgte eine genauere Unterteilung, um dort die Direkteinzugsgebiete sowie die einmündenden Gewässer genauer zu berücksichtigen. Das Modellgebiet wurde für die Simulation des Niederschlag-Abfluss-Vorgangs in 150 Teileinzugsgebiete unterteilt. Eine Tabelle mit der Bezeichnung, Größe und weiteren Merkmalen der laut HYDROGRAPHISCHER KARTE vorhandenen und schließlich für die Simulation betrachteten Teileinzugsgebiete findet sich zur Vervollständigung im Anhang A 2 dieses Berichtes (Tab. A - 1).

4.2 Zeitliche und räumliche Verteilung des Niederschlags

In Deutschland beträgt die durchschnittliche jährliche Niederschlagshöhe rund $h_N = 770$ mm. Mit zunehmender Kontinentalität ist eine Abnahme der Niederschläge von West nach Ost verbunden. Die durchschnittliche langjährige Niederschlagshöhe im Zeitraum 1960-1990 beträgt im Bearbeitungsgebiet für den Hochwasserschutzplan Wümme laut Aussagen des DWD $h_N = 780$ mm/a.

In Deutschland befindet sich auf etwa 100 km² eine Niederschlagsmessstation. Im Bereich des Untersuchungsgebietes werden vom DWD rund 40 Niederschlagsstationen betrieben. Die folgende Abbildung zeigt die durchschnittlichen monatlichen Niederschlagshöhen an der Station Bremen-Flughafen für die Zeitreihe 1962 bis 1990.

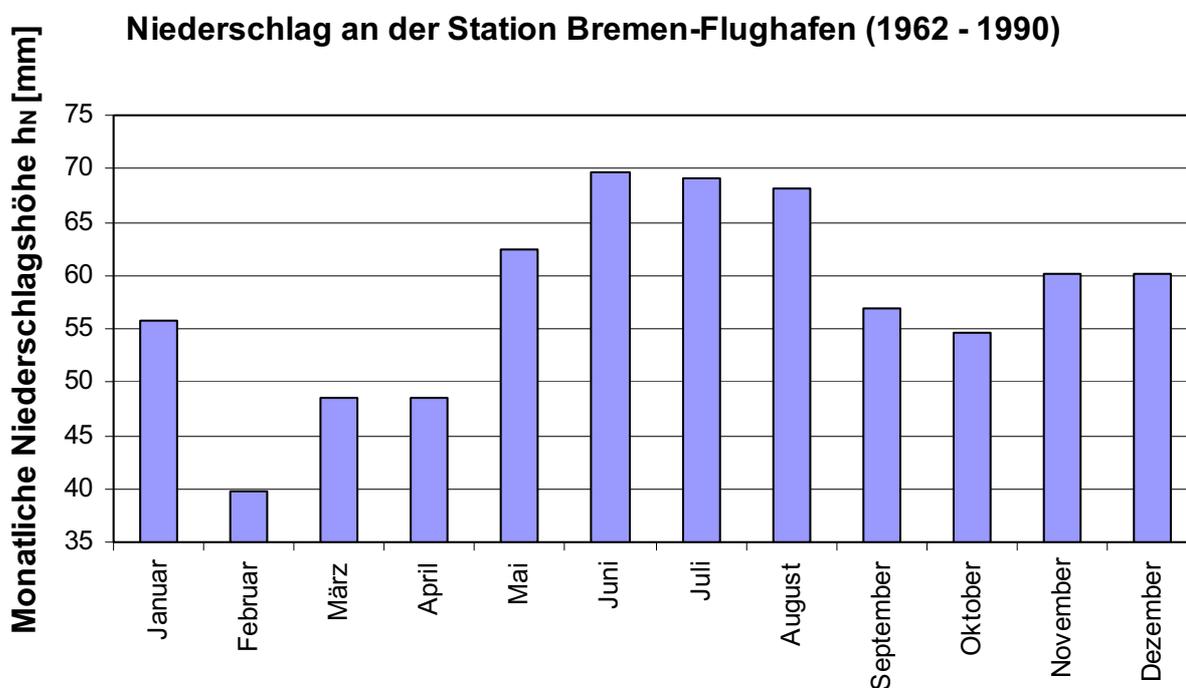


Abb. 4-2: Durchschnittliche monatliche Niederschlagshöhen an der Station Bremen-Flughafen für die Zeitreihe 1961 – 1990 [DWD, 1996]

Hydrodynamische Simulationen im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme

Seite 89

An der Station Bremen-Flughafen beträgt die mittlere jährliche Niederschlagshöhe der Zeitreihe 1962 bis 1990 $h_N = 693,8$ mm. Die durchschnittliche Temperatur dieser Zeitreihe ergibt sich zu $T = 9,0$ °C. An der automatischen Wetterstation Soltau betragen diese Werte für die gleichen Zeiträume $h_N = 811,2$ mm sowie $T = 8,4$ °C. Die Klimadaten von Deutschland werden regelmäßig vom DWD ausgewertet. Die Auswertungen bis zum Jahr 2000 sollen in Kürze veröffentlicht werden.

Die Bezeichnung, die Lage und der Messzeitraum der Niederschlagsmessstellen des DEUTSCHEN WETTERDIENSTES im Einzugsgebiet der Lesum und im angrenzenden Bereich sind in der folgenden Tabelle aufgeführt. Die Lage der Klima- und Niederschlagsstationen im Bereich des Untersuchungsgebiets ist ebenfalls der Abb. 4-1 zu entnehmen.

Tab. 4-2: Bezeichnung, Lage und Messzeitraum der Niederschlagsmessstellen des Deutschen Wetterdienstes im Bereich des Einzugsgebietes der Lesum

Bezeichnung der Messstelle	Stationsnr.	Gebiets- kennzahl	Gauß-Krüger-Koordinaten		Höhe mNN	Bundesland	Zeitreihe	
			Rechtswert km	Hochwert km			BEGINN	ENDE
BREMEN (BUERGERPARK)	56242		3488519	5885014	2	HB	01.01.41	29.02.04
BREMEN (FLUGWEWA) (AWST)	56044		3486623	5879361	5	HB	01.01.1890	25.07.04
BREMEN (RITTERH.HEERSTR)	56248		3482675	5889977	1	HB	01.01.51	31.12.99
BREMEN (WARTURM.HEERSTR)	56048		3485550	5881621	3	HB	01.01.51	31.03.01
BREMEN-FARGE	56308		3467354	5897477	4	HB	01.01.31	29.02.04
ACHIM	56019	494568	3502907	5876128	28	NI	01.01.31	29.02.04
AHAUSEN	56145		3520876	5880902	29	NI	01.01.51	29.02.04
BASDAHL-VOLKMARST	56528	49812	3497120	5922283	27	NI	01.01.31	31.12.01
BISPINGEN-HUETZEL	48469		3568808	5885523	63	NI	01.01.31	29.02.04
BISPINGEN-WILSEDE	48511	5952642	3564609	5893256	116	NI	01.01.51	30.06.02
BOTHEL-SUEDERWALSEDE	56143	494522	3524576	5874737	61	NI	01.01.41	29.02.04
BREMEROERDE (AWST)	31033	598519	3510457	5927549	3	NI	01.06.00	25.07.04
BUCHHOLZ I.D.NORDHEIDE (KL)	48505	5952440	3562439	5914282	77	NI	01.06.76	29.02.04
ELSDORF-HATZTE	31010	598149	3526385	5901796	30	NI	01.01.51	29.02.04
HANDELOH	48504		3555770	5902420	63	NI	01.01.41	30.06.00
HEMSLINGEN	56131	49444	3540177	5884549	42	NI	01.01.41	29.02.04
HEPSTEDT	56155	494861	3505672	5903335	22	NI	01.01.31	29.02.04
KOENIGSMOOR	56104	49412	3543722	5899914	40	NI	01.01.31	29.02.04
LILIENTHAL	56225		3494032	5889455	3	NI	01.01.78	29.02.04
MUNSTER	54377		3572832	5872875	83	NI	01.01.41	29.02.04
OSTERHOLZ-SCHARMBECK	56230	494859	3487294	5900319	15	NI	01.01.31	29.02.04
OTTERSBERG-OTTERSTEDT	56152	4945642	3510335	5889709	20	NI	01.01.31	31.10.03
ROTENBURG (WUEMME) (KL)	56125	49439	3528444	5885980	24	NI	01.01.01	31.12.99
SAUENSIEK	48605		3539998	5917009	39	NI	01.01.31	29.02.04
SCHNEVERDINGEN	56122	4941410	3554186	5891673	67	NI	01.01.31	29.02.04
SCHWANEWEDDE	56302	49541	3473100	5899512	22	NI	01.01.78	29.02.04
SCHWANEWEDDE-MEYENBURG	56504	49743	3473385	5903932	7	NI	01.01.41	31.01.99
SELSINGEN	31019	598352	3514754	5915627	22	NI	01.01.31	29.02.04
SOLTAU (AWST)	55116	4894150	3556023	5874320	77	NI	01.01.31	25.07.04
STEDDORF	31007	598181	3526711	5913206	28	NI	01.01.31	31.03.01
STUBBEN	56532	49849	3486072	5919861	7	NI	01.01.41	29.02.04
TOSTEDT	48601	5958200	3547387	5906318	58	NI	01.01.31	29.02.04
VERDEN-DAUELSEN	55148		3515399	5869722	21	NI	01.01.31	29.02.04
VISSELHOEVEDDE	56128	4944841	3539006	5872853	58	NI	01.01.31	29.02.04
VOLLERSODE-GIEHLERMOOR	56227	494719	3496946	5911277	5	NI	01.01.31	29.02.04
WORPSWEDE-HUETTENBUSCH (KL)	56203		3494182	5905623	6	NI	01.01.52	25.07.04
WORPSWEDE-SCHLUSSDORF	56204		3497792	5899870	8	NI	01.01.51	29.02.04
ZEVEN	31016	59829	3519082	5905843	17	NI	01.01.51	29.02.04

Der Beobachtungstermin ist an den nebenamtlichen Niederschlagsstationen um 7:30 Uhr gesetzlicher Zeit (MEZ oder MESZ). Seit dem 1. Januar 1971 wird die tägliche Niederschlagshöhe dem Vortag des Messtermins zugeordnet. An Stationen, die gleichzeitig Klimastationen (KL) sind (Buchholz in der Nordheide, Königsmoor, Rotenburg sowie Worpswede-Hüttenbusch), wird um 7:30 MEZ, 14:30 MEZ und 21:30 MEZ gemessen. An den hauptamtlichen Stationen Bremen-Flughafen, Bremervörde und Soltau wird seit dem 1. April 2001 täglich um 05:50 Uhr,

11:50 Uhr und um 17:50 Uhr UTC, also 06:50 Uhr, 12:50 Uhr und um 18:50 Uhr MEZ ein Summenwert sowie kontinuierlich mit einer Auflösung von fünf Minuten gemessen. Für die Klimahauptstationen (Automatische Wetterstationen - AWST) wurden Fünf-Minuten-Werte und für die übrigen Niederschlagsstationen Tages- bzw. Terminwerte zur Verfügung gestellt.

Für die Simulationen wurden die Hochwasserereignisse September 2001 und Juli 2002, welches in Teilbereichen ein HQ_{100} -Ereignis darstellt, ausgewählt. Insbesondere in der Nordhälfte Deutschlands war der September 2001 ein äußerst niederschlagsreicher Monat. An vielen Klimastationen wurde mehr als 300 % der mittleren monatlichen Niederschlagshöhe für den Kalendermonat September verzeichnet. In Niedersachsen und Bremen lag die mittlere Gebietsniederschlagshöhe bei $h_N = 171$ mm. Damit war dies der niederschlagsreichste September in Niedersachsen und Bremen seit 1891.

Am 17.07.2002 erstreckte sich über weite Teile des Weser- und Elbe-Einzugsgebietes ein Starkniederschlagsfeld mit Dauerregen, der verbreitet zu mehr als 100 mm/Tag und örtlich zu maximalen Niederschlagshöhen von bis zu $h_N = 155$ mm/Tag führte. Tageswerte der Niederschlagshöhe dieser Größenordnung werden in diesem Gebiet seltener als einmal in 100 Jahren erreicht. Zeitweilig wurden Niederschlagsintensitäten von mehr als $h_N = 35$ mm/h verzeichnet. Bereits innerhalb von zwei Tagen während des betrachteten Zeitraums wurde vielerorts das Doppelte der mittleren Niederschlagshöhe des Monats Juli (Zeitraum 1961 bis 1990) erreicht [DWD, 2004].

Ende Dezember 2002 und in den ersten Tagen im Januar 2003 kam es wiederholt zu ergiebigen Niederschlägen in Niedersachsen und Bremen. In dieser Zeit war die Wetterlage in Deutschland dominiert durch eine markante Luftmassengrenze zwischen kalter Festlandsluft im Norden und Osten, sowie milder Meeresluft im Süden und Südwesten. Am 23. und 24.12.2002 kam es vereinzelt zu leichten Niederschlägen, die im betrachteten Gebiet als gefrierender Regen fielen. Von Westen heranziehende Fronten eines Tiefs brachten am 26.12.2002 ausge dehnte Niederschläge. Bis in den Januar hinein kam es verbreitet zu ausgiebigen Niederschlägen.

In den nachfolgenden Abbildungen wird die Tagessumme der Niederschlagshöhe von Juni bis September 2001 sowie April bis Juli 2002 an der Station Bremen-Flughafen dargestellt. Diese Zeiträume wurden für die Kalibrierung des N-A-Modells ausgewählt. An den weiteren Niederschlagsstationen ist ein in der Tendenz vergleichbarer Niederschlagsverlauf festzustellen. Zur Ergänzung finden sich die übrigen Abbildungen im Anhang A 1 dieses Berichtes (Abb. A - 1 bis Abb. A - 122). In den betrachteten Zeiträumen beträgt das Maximum für einen Tageswert $h_N = 98,9$ mm am 17.07.2002 an der Station Königsmoor.

Zur Vervollständigung finden sich im Anhang A 2 ebenfalls die Terminwerte der Niederschlagshöhe an den Klimastationen (Abb. A - 123 bis Abb. A - 130) sowie die Tagessummen der Niederschlagshöhe an den automatischen Wetterstationen, die aus den 5-Minutenwerten des jeweiligen Kalendertages ermittelt wurden (Abb. A - 131 bis Abb. A - 139). Datenlücken an ein-

zelenen Stationen (u.a. Bremervörde und Basdahl-Volkmarst) wurden mit dem Regionalisierungsverfahren REGNIE des DWD geschlossen.

Niederschlagshöhe an der Station Bremen-Flughafen (Juni - Sept. 2001)

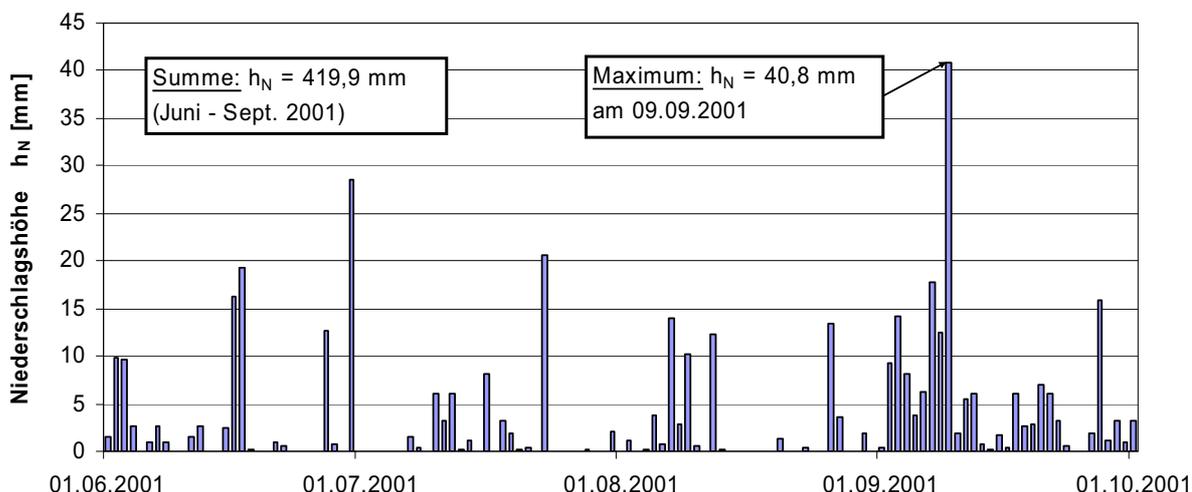


Abb. 4-3: Niederschlagshöhe an der Station Bremen-Flughafen (Juni - September 2001)

Die gemessene Niederschlagsmenge an der Station Bremen-Flughafen betrug im Jahr 2001 $h_N = 1271,1$ mm. Das Starkregenereignis im September des Jahres ist deutlich zu erkennen. Der höchste gemessene Tageswert liegt bei $h_N = 40,8$ mm am 09.09.2001.

Niederschlagshöhe an der Station Bremen-Flughafen (April - Juli 2002)

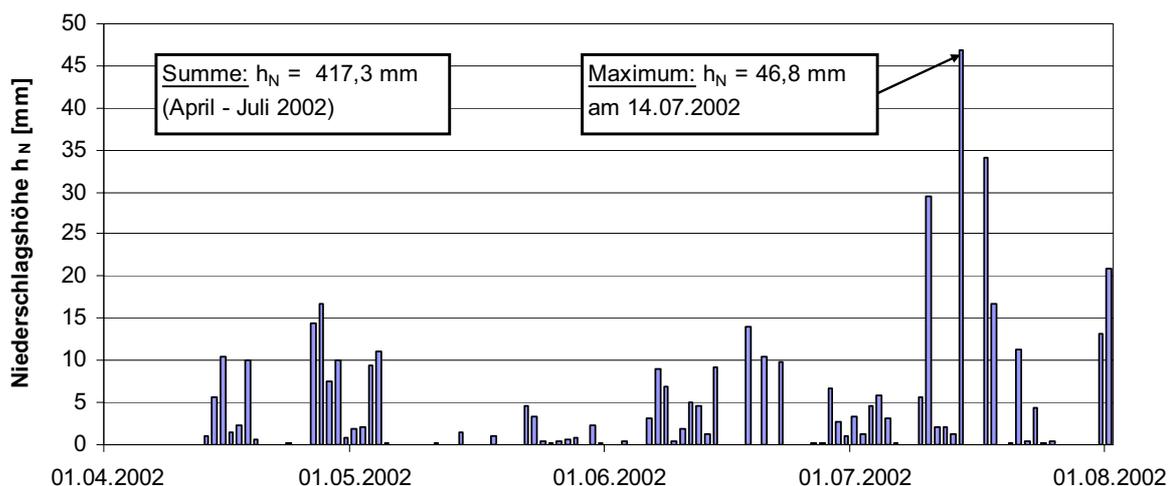


Abb. 4-4: Niederschlagshöhe an der Station Bremen-Flughafen (April - Juli 2002)

Im Jahr 2002 betrug die gemessene Niederschlagsmenge an dieser Station $h_N = 1339,6$ mm. Das am 14. Juli 2002 aufgetretene Starkregenereignis ist in Abb. 4-4 ersichtlich. An diesem Tag fiel eine Niederschlagsmenge von $h_N = 46,8$ mm. Die Schneehöhen sowie das Wasser-

äquivalent der Gesamtschneedecke an den Stationen Bremen-Flughafen, Buchholz in der Nordheide sowie Soltau gehen aus Abb. A - 160 bis Abb. A - 165 im Anhang A 7 hervor und verdeutlichen, dass das Schneeaufkommen im Bearbeitungsgebiet in den vergangenen Jahren äußerst gering und für diese Untersuchungen zu vernachlässigen ist.

Wie in Kapitel 2.3.2.3 theoretisch beschrieben, wird im Rahmen der Simulation für jedes Teileinzugsgebiet der Gebietsniederschlag ermittelt. Das Programm MIKE 11 NAM berechnet in Abhängigkeit der Wichtung für jedes Teileinzugsgebiet einen mittleren Niederschlagsverlauf. Abb. 4-5 zeigt beispielhaft die erzeugten Thiessen-Polygone zur Berechnung der räumlichen Verteilung des Niederschlags für das Ereignis im September 2001.

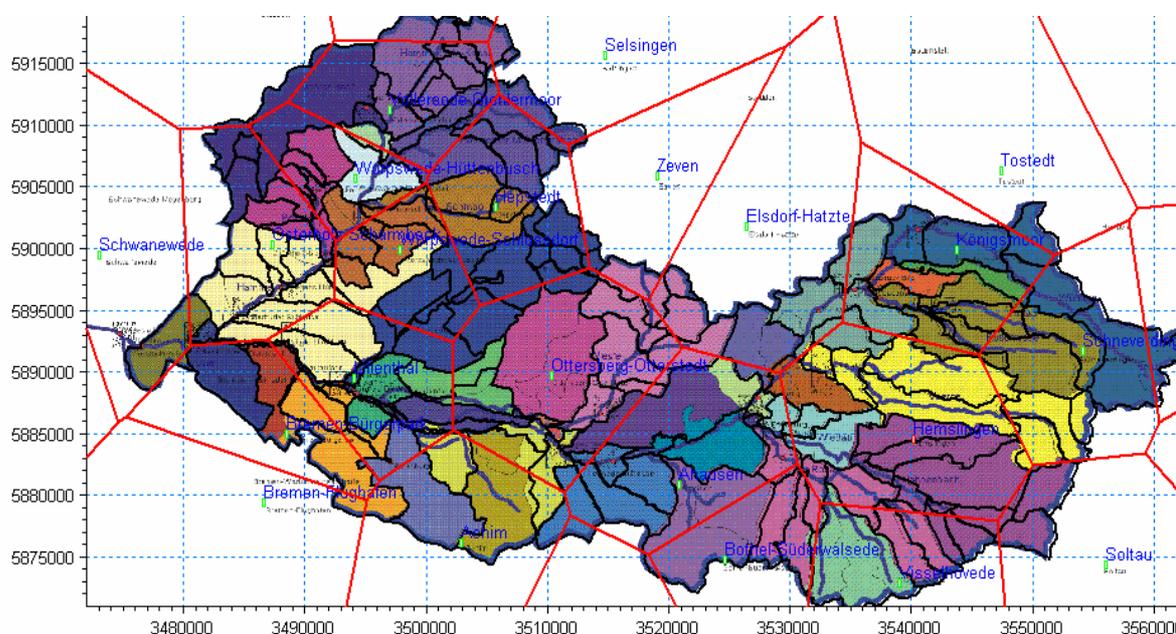


Abb. 4-5: Thiessen-Polygone zur Berechnung der räumlichen Verteilung des Niederschlags

Neben der räumlichen Gewichtung der Stationen erfolgte durch Berücksichtigung der hauptamtlichen Stationen, welche eine höhere zeitliche Auflösung aufweisen, eine zeitliche Diskretisierung.

4.3 Zeitliche und räumliche Verteilung der Verdunstung

Unter den klimatischen Bedingungen im Einzugsgebiet der Lesum ist die Verdunstung eine bedeutende Größe im Wasserkreislauf. Jeder Verdunstungsprozess wird durch den Verdunstungsanspruch der Atmosphäre und durch verdunstungswirksame Eigenschaften der Geländeoberfläche gesteuert. So geht die Gebietsverdunstungshöhe mit zunehmender Versiegelung eines Gebietes zurück, da der überschüssige Niederschlag durch die Kanalisation abgeleitet wird. Die Folgen sind eine geringere Grundwasserneubildung und eine größere Häufigkeit erhöhter Wasserstände im Vorfluter [DWD, 2004].

Für das Bearbeitungsgebiet wurden Tageswerte der potentiellen Evapotranspiration nach Haude verwendet, die an den hauptamtlichen Stationen Bremen Flughafen, Bremervörde und Soltau sowie an den Klimastationen Buchholz in der Nordheide und Worpswede-Hüttenbusch gemessen wurden. Die Verdunstungsmessungen erfolgen parallel zu den Niederschlagsmessungen zu den in Kapitel 4.2 genannten Zeiten. Die Ermittlung der Gebietsverdunstung erfolgte ebenfalls entsprechend der Ermittlung des Gebietsniederschlages (Abb. 4-6).

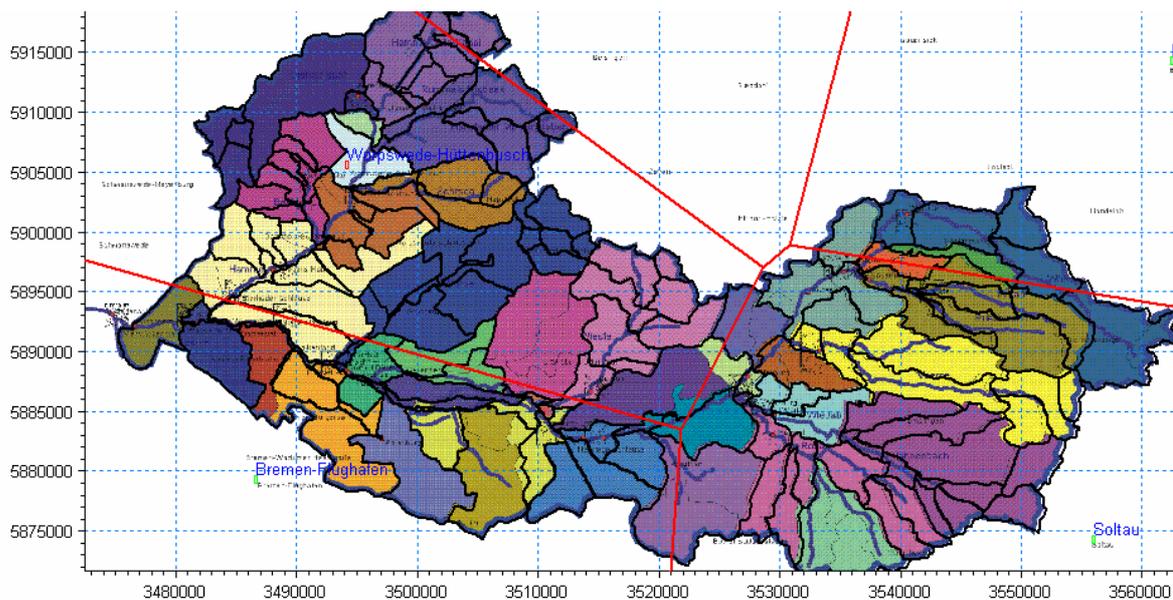


Abb. 4-6: Thiessen-Polygone zur Berechnung der räumlichen Verteilung der Verdunstung

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Tageswerte der potentiellen Evapotranspiration nach HAUDE an der automatischen Wetterstation (AWST) Soltau in den Jahren 2001 und 2002. Der Verlauf der potentiellen Evapotranspiration nach HAUDE in den Kalibrierungszeiträumen an den weiteren automatischen Wetter- und Klimastationen ist qualitativ identisch und wird ergänzend im Anhang A 6 dargestellt (Abb. A - 140 bis Abb. A - 159).

Die Spitzenwerte der Verdunstungsraten liegen in den Monaten Mai bis September bei $ET_P = 6$ bis 7 mm/Tag. In den übrigen Zeiträumen liegt die Verdunstung mit $ET_P = 0,5 - 2,5$ mm/Tag deutlich darunter. Der Jahresdurchschnitt der potentiellen Verdunstung im Bereich Soltau lag 2001 bei $ET_P = 1,47$ mm/Tag und 2002 bei $1,57$ mm/Tag.

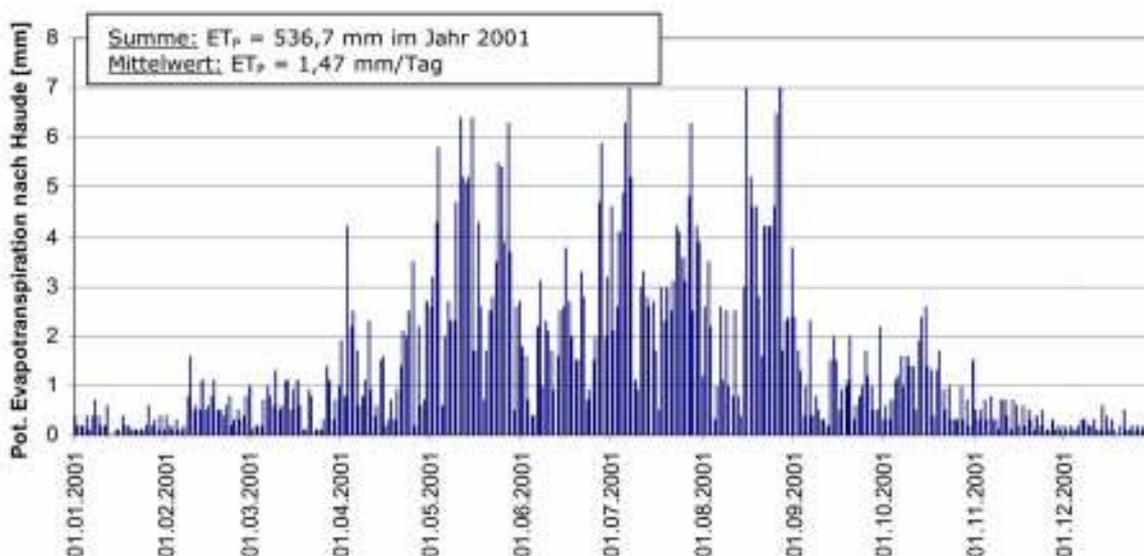


Abb. 4-7: Tageswerte der potentiellen Evapotranspiration an der Station Soltau im Jahr 2001

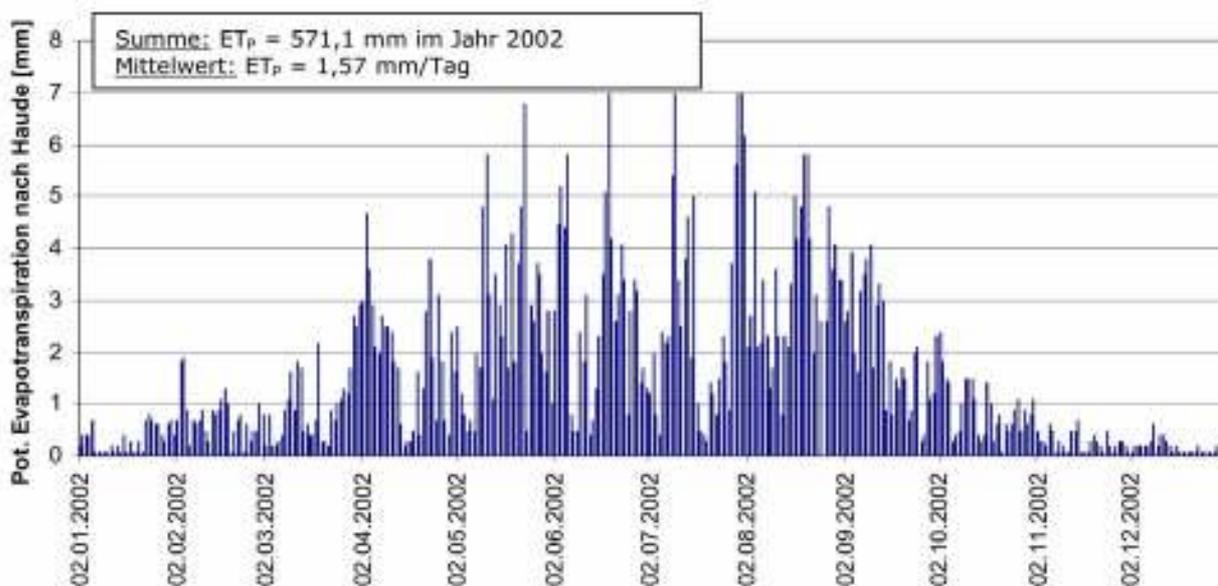


Abb. 4-8: Tageswerte der potentiellen Evapotranspiration an der Station Soltau im Jahr 2002

4.4 Temperatur

Zur Vervollständigung und zum Vergleich mit den Zeitreihen der potentiellen Evapotranspiration zeigen die nachfolgenden Abbildungen (Abb. 4-9 und Abb. 4-10) die an der automatischen Wetterstation (AWST) Soltau gemessenen Temperaturverläufe (Stundenwerte) für die Jahre 2001 und 2002. Die mittlere Temperatur in den Jahren 2001 und 2002 betrug in Soltau rund $T = 9,03\text{ °C}$ bzw. $T = 9,46\text{ °C}$.

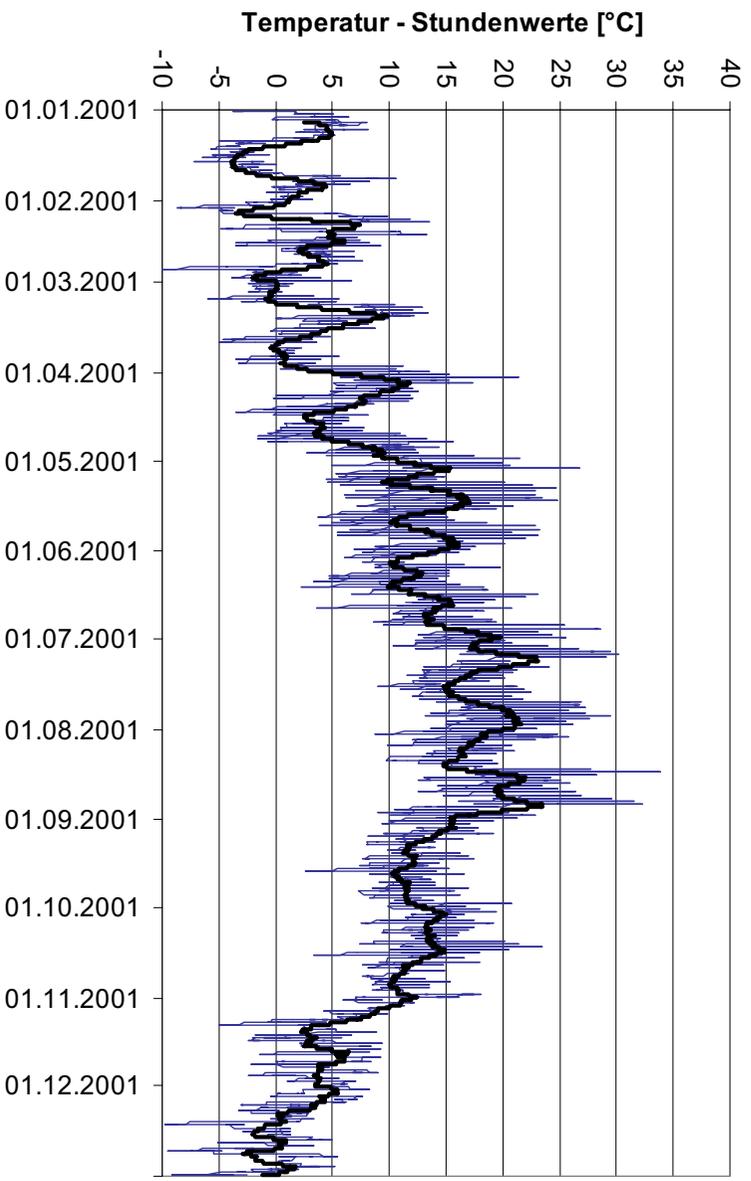


Abb. 4-9: Stundenwerte der Temperatur mit Trendlinie an der Station Soltau im Jahr 2001

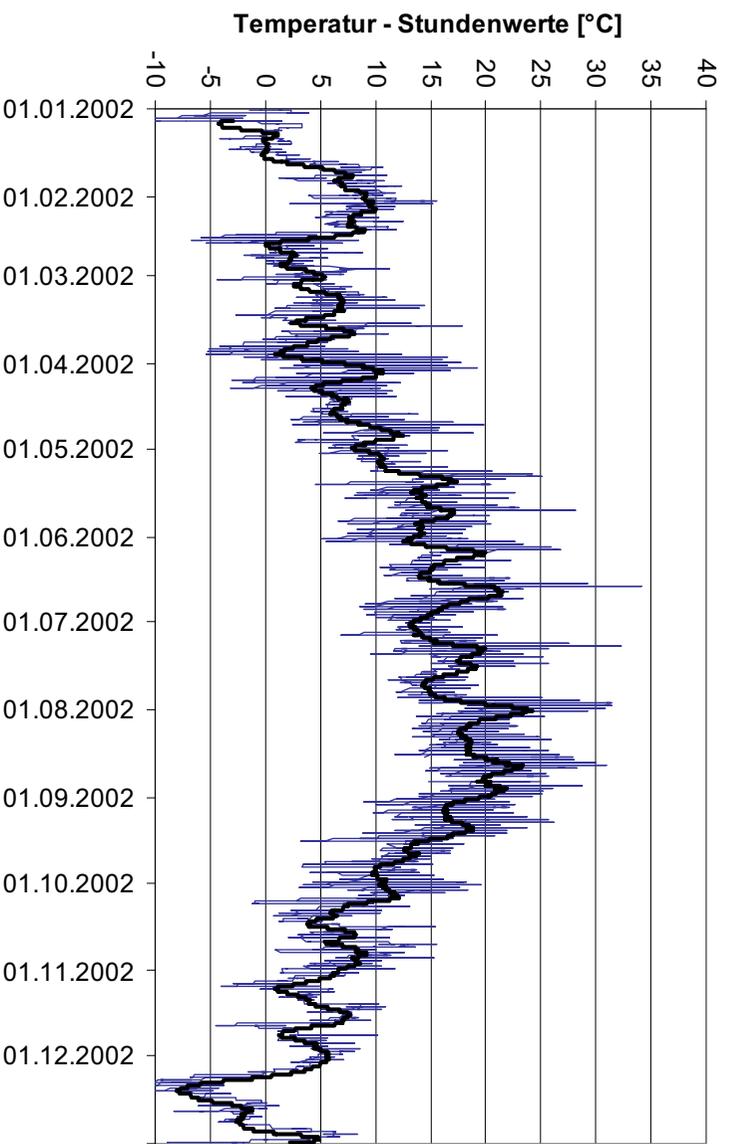


Abb. 4-10: Stundenwerte der Temperatur mit Trendlinie an der Station Soltau im Jahr 2002

Temperaturzeitreihen werden in Mike 11 NAM benötigt, sofern die Schneeschmelze von Bedeutung ist. Das Niederschlagsaufkommen durch Schneefall ist in den vergangenen Jahren im norddeutschen Flachland sehr gering und die relevanten Kalibrierungszeiträume liegen im Juli und September. Wie bereits erläutert wird daher der Schneespeicher im Rahmen dieser Untersuchungen nicht näher betrachtet.

4.5 Abfluss

4.5.1 Eta-Verfahren nach GILS

In dem zu untersuchenden Gebiet werden keine kontinuierlichen Abflussmessungen durchgeführt. Da nur Wasserstandsmessungen vorliegen, wurden Abflüsse an den Pegeln mit Hilfe einer Wasserstands-Abfluss-Beziehung unter Berücksichtigung von Eta-Werten anhand ermittelt. An den Pegeln der anderen Betreiber liegen keine Q-W-Beziehungen vor. An diesen Pegeln werden auch keine kontinuierlichen Abflussmessungen mit hoher zeitlicher Auflösung (alle 15min) durchgeführt.

Das Eta-Verfahren wird an Messstrecken mit wechselnden hydraulischen Verhältnissen eingesetzt. Grundlage des Eta-Verfahrens sind zwei Hüllkurven, die das Spektrum aller vorliegenden Eichmessungen umschließen [NLÖ, 1999].

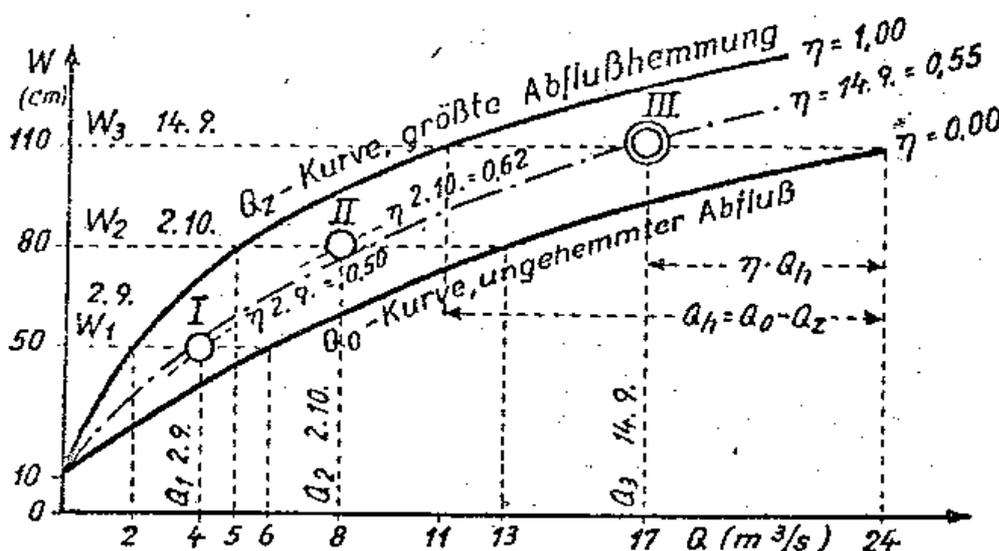


Abb. 4-11: Grundlage des Eta-Verfahrens (Verfahren nach Gils)
[Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, 1966]

Die untere Hüllkurve stellt die Kurve des ungehemmten Durchflusses Q_0 mit $\eta = 0,0$ dar. Die obere Hüllkurve ist die Kurve des Abflusses Q_z bei größter Abflusshemmung mit $\eta = 1,0$. Die Abszissendifferenz beider Kurven ist die Abflusshemmung $Q_h = Q_0 - Q_z$. Zur Umrechnung des Wasserstands in einen dazugehörigen Abfluss muss die aktuelle hydraulische Situation vorliegen, d.h. mit einer hinreichenden Anzahl von Eichmessungen ist eine Zeitreihe von Eta-Werten

zu erzeugen. Diese Eichmessungen sollen in der Regel mindestens zweimal im Monat durchgeführt werden. Die ermittelten Eta-Werte werden für die zwischen den Messungen liegenden Tage linear interpoliert. Der tatsächliche Abfluss lässt sich nach folgender Gleichung ermitteln:

$$Q = Q_0 - \eta \cdot Q_n \quad \text{Gl. 4-1}$$

Das Ziel des Eta-Verfahrens besteht darin, die systematischen Veränderungen der hydraulischen Verhältnisse im Gewässer, insbesondere die jahreszeitlichen Schwankungen der Abflusshemmung infolge der Verkrautung, zu berücksichtigen. Durch die lineare Interpolation zwischen den gemessenen Werten wird vorausgesetzt, dass sich die Durchflusshemmung zwischen den Eichmessungen gleichmäßig ändert [NLÖ, 1999].

Zusätzliche Messungen sind vor und nach Änderungen der hydraulischen Verhältnisse, zum Beispiel durch Entkrautung oder bei Hochwasserereignissen, notwendig. Insbesondere im Hochwasserfall ist die Anwendung des Eta-Verfahrens problematisch, da die Eta-Werte während des Ablaufs der Hochwasserwelle nicht konstant sind. Gründe sind unter anderem Hysteresiseffekte – eine anlaufende Hochwasserwelle erzeugt einen niedrigeren Wasserstand als eine ablaufende Welle bei gleichem Abfluss – sowie Erosions- und Sedimentationsvorgänge. Bei Pegeln mit veränderlicher Profilgeometrie, z.B. infolge Verkrautung oder Verlandung oder bei Rückstauinflüssen ist die Gültigkeit der anzuwendenden Abflusskurve zu prüfen.

4.5.2 Abflussverhalten im Bearbeitungsgebiet

Wie der Abb. 4-1 zu entnehmen ist, sind nicht in jedem Teileinzugsgebiet Pegel vorhanden. Im Niederschlag-Abfluss-Modell wird jedoch für die Kalibrierung am Auslass für jedes der zu untersuchenden 150 Teileinzugsgebiete eine Abflusszeitreihe benötigt. Daher wird in den durch Pegel erfassten Gebieten für jedes oberhalb des Pegels gelegene Gebiet ein linearisierter Ansatz verwendet. Dabei wird jeweils dieselbe Abflusspende wie am Pegel angesetzt. In diesem Zusammenhang wurde davon ausgegangen, dass in den betrachteten hydrologischen Landschaften die Teileinzugsgebiete jeweils ein ähnliches Abflussverhalten aufweisen. Um die Fließzeit vom Gebietsauslass bis zum Pegel zu berücksichtigen, wurden die ermittelten Abflussganglinien zusätzlich zeitlich verschoben. Zur Berechnung der Fließdauer wurde eine mittlere Fließgeschwindigkeit von $v = 0,35 \text{ m/s}$ angesetzt. Diese wurde anhand von Abflussmessungen des NLWKN VERDEN sowie durch Betrachtung der Abflusskurven benachbarter Pegel abgeschätzt und vom GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENST bestätigt.

Da einige Pegel lediglich bis 1999 betrieben wurden, erfolgte eine Kalibrierung, insbesondere im Bereich der Rodau, am Hochwasserereignis im Jahr 1999. Die ermittelten Kalibrierungsparameter wurden dann für die Jahre 2001 und 2002 übertragen. Für dieses Gebiet liegen jedoch nur wenige Eta – Werte vor, so dass die Genauigkeit der Simulationsergebnisse in diesem Gebiet in Frage gestellt werden kann.

An mehreren Pegeln ergaben sich unplausible Abflussganglinien. Insbesondere an den Pegeln Grasberg und Schnakenmühlen an der Wörpe, am Pegel Hellwege-Schleuse, aber auch für den Pegel Ahrensdorf muss die Q-W-Beziehung in Frage gestellt werden. In diesen Bereichen ist daher auch keine abgesicherte Kalibrierung des Niederschlag-Abfluss-Modells möglich.

Die folgenden Abbildungen zeigen die mit dem Eta-Verfahren ermittelten Abflussganglinien beispielhaft am Pegel Lauenbrück B75 für die betrachteten Hochwasserereignisse. Alle weiteren Abflussganglinien sind dem Anhang zu entnehmen.

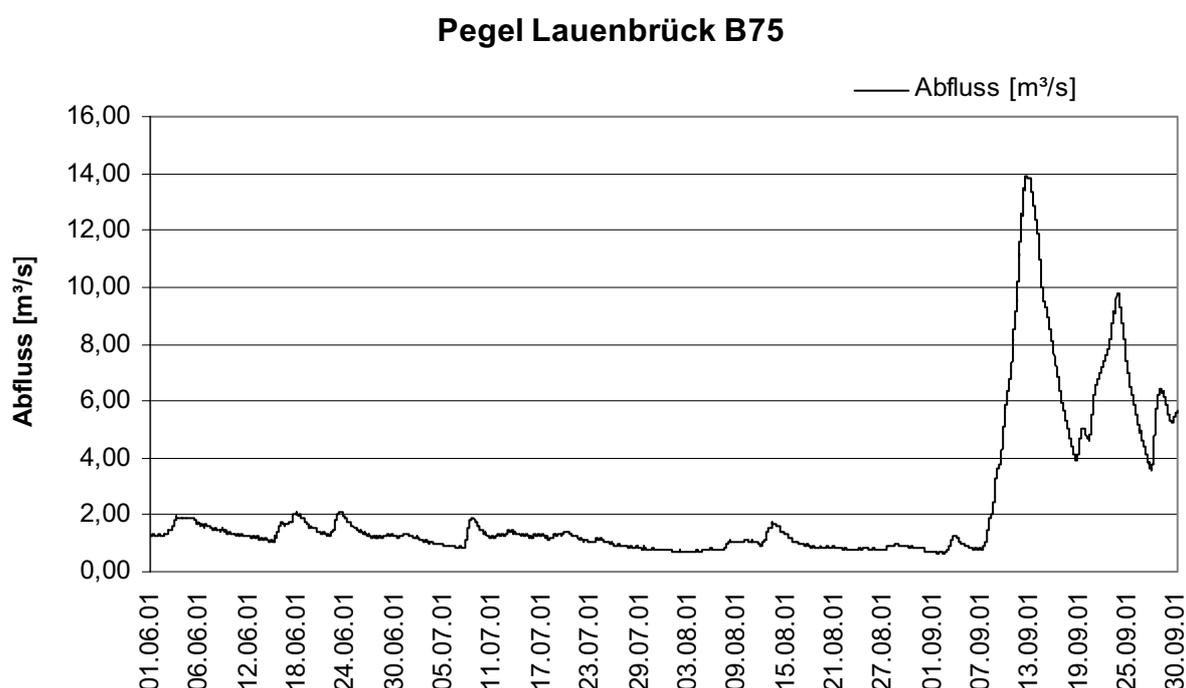


Abb. 4-12: Ermittelte Abflussganglinie am Pegel Lauenbrück B75 (Juni - Sept. 2001)

In nicht durch Pegel abgesicherten Einzugsgebieten wurden die Kalibrierungsparameter aus den benachbarten hydrologischen Landschaften übertragen.

Anhand der Abb. 4-14 soll beispielhaft der Zusammenhang zwischen einem Niederschlagsereignis und der zugehörigen Abflussganglinie erläutert werden. Die Abbildung zeigt das Niederschlagshistogramm an der Niederschlagsstation Ottersberg-Otterstedt, welche der Abflussganglinie am Pegel Sottrum im September 2001 gegenübergestellt ist. Die Niederschlagsstation liegt im unmittelbaren Bereich dieses Pegels.

Pegel Lauenbrück B75

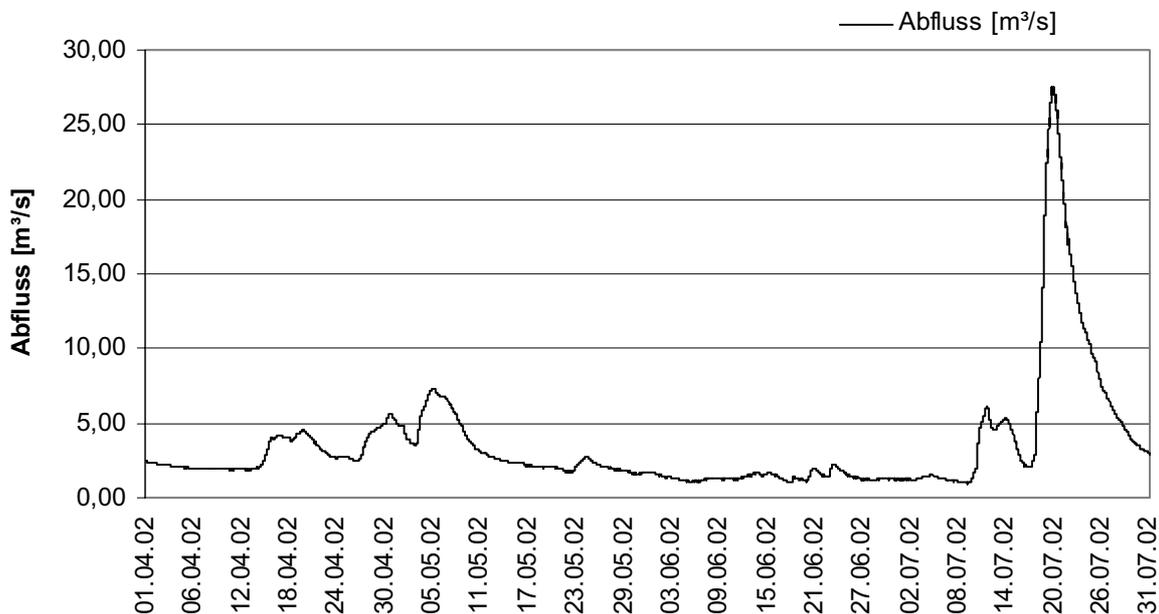


Abb. 4-13: Ermittelte Abflussganglinie am Pegel Lauenbrück B75 (April - Juli 2002)

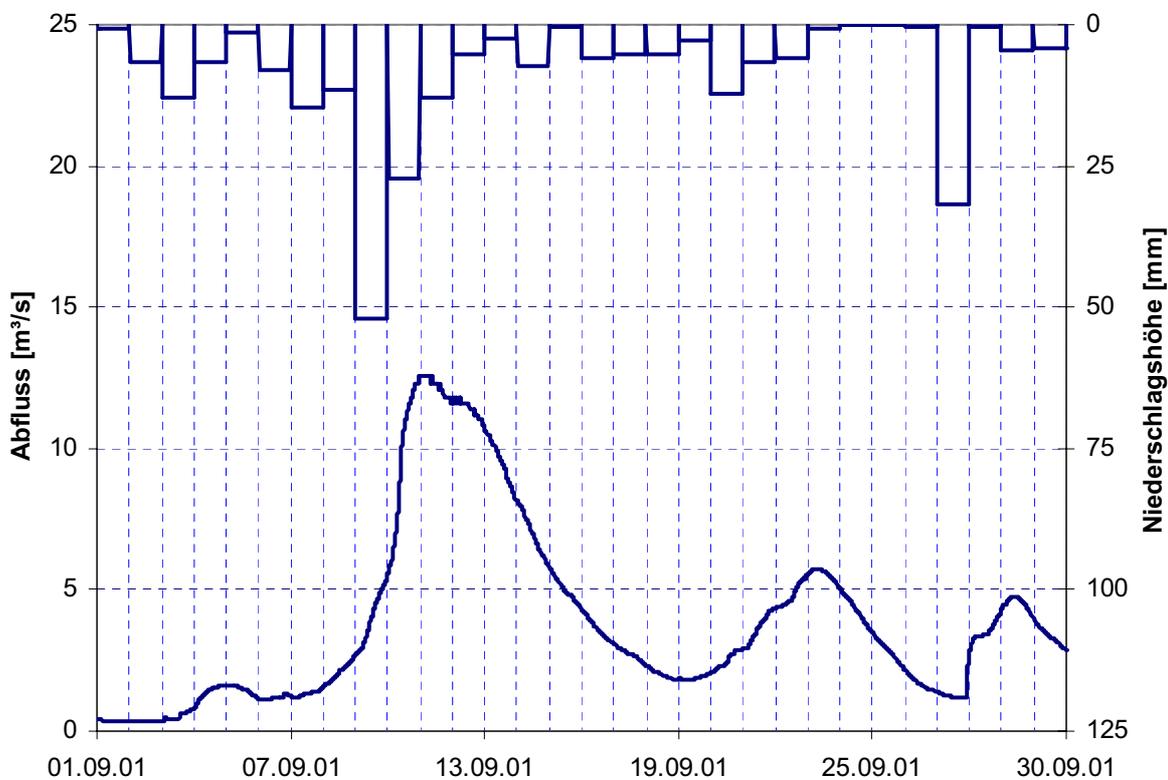


Abb. 4-14: Niederschlagshistogramm an der Station Ottersberg-Otterstedt und Abflussganglinie am Pegel Sottrum im September 2001

Die Abhängigkeit der Ereignisse ist deutlich erkennbar. So folgt auf starke Niederschlagsereignisse ein zeitlich leicht verzögerter Anstieg des Abflusses. Vor- und Nachlaufwellen können dabei ereignisbedingt, d.h. durch den Verlauf des Niederschlages verursacht, oder systembedingt als typisches Merkmal des Abflussverhaltens des Einzugsgebietes, sein.

Wie bereits beschrieben, ermöglicht das NAM-Modul zusätzlich die Berücksichtigung von anthropogenen Eingriffen wie Bewässerungen oder Grundwasserentnahmen. Bei Betrachtung des gesamten Einzugsgebietes ist allerdings davon auszugehen, dass diese eine untergeordnete Rolle spielen. Weitere Auswirkungen auf die Abflussganglinie können insbesondere in Niedrigwasserzeiten Punkteinleiter, z.B. Klärwerke, ausüben. Da im Rahmen dieser Arbeit insbesondere die Hochwasserereignisse verbunden mit Starkniederschlägen zu betrachten waren, sind diese Optionen vernachlässigbar.

4.6 Boden und Flächennutzungsstrukturen

Das Bearbeitungsgebiet gehört zur Geestlandschaft des norddeutschen Tieflandes. Dieser Raum wird durch Sedimentablagerungen der letzten Eiszeiten geprägt. Es sind zum Teil sehr mächtige Schichten durch den Vortrieb der Gletscher abgelagert worden. In der letzten Eiszeit war diese Region nicht direkt von der Vereisung betroffen. Der Gletschervortrieb endete im Bereich des heutigen Elbeverlaufes. Es fand lediglich durch Wind- und Wassererosion eine Umlagerung der Sedimente und damit eine Abflachung der Landschaft statt. Die Eiszeiten formten das Relief der Landschaft und damit der Talräume, mit den heutigen Fließgewässern als Verbindungslinie der tiefsten Geländepunkte [NLWKN, 2005]. Das Gebiet liegt innerhalb der Fließgewässerlandschaft Tiefland (Geestlandschaft mit Hochmoorbereichen) und wird durch die Regionen Lüneburger Heide, Stader Geest und Watten und Marschen bestimmt.

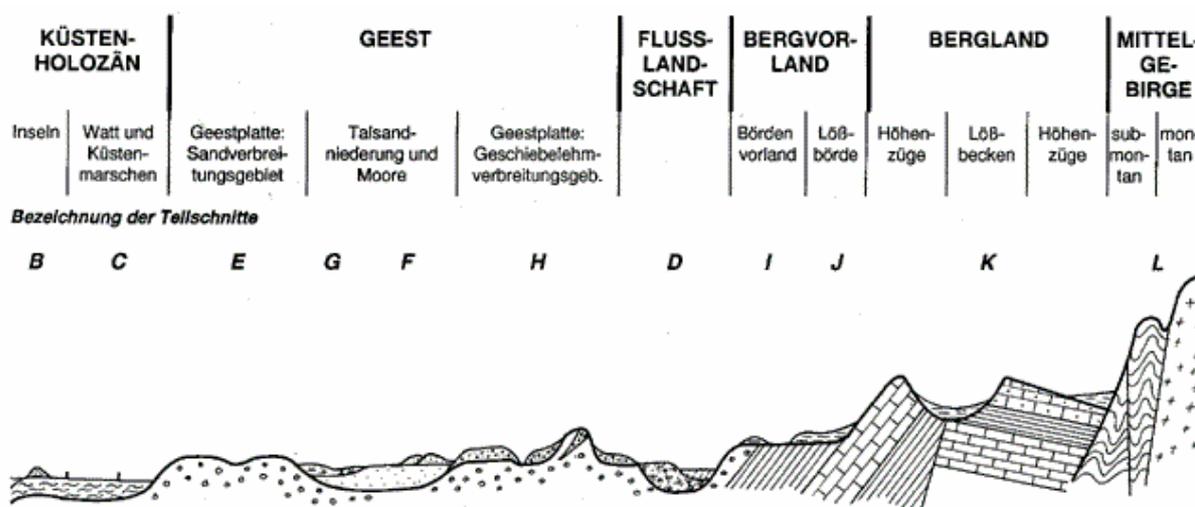


Abb. 4-15: Schematische Darstellung der Bodenregionen und –großlandschaften in Niedersachsen [NLfB, 1997]

In Abhängigkeit von den Boden bildenden Faktoren Gestein, Klima, Relief, Grundwasser, Vegetation und menschlicher Einfluss entstehen Böden mit ganz unterschiedlichem Profilaufbau und damit verbundenen wechselnden Eigenschaften. Zudem treten die Böden in kleinräumigem Wechsel und komplizierter Vernetzung auf, was wiederum einen entscheidenden Einfluss auf die jeweiligen Eigenschaften und Nutzungspotentiale eines Landschaftsausschnittes hat [NLfB, 1997]. Die folgende Abbildung stellt die Bodenregionen und –großlandschaften in Niedersachsen schematisch dar. Anschließend werden die Bodenregionen im Bereich des Untersuchungsgebietes näher erläutert.

Größere Talauen bilden mit ihren besonderen Sedimenten, Oberflächenformen, dem Wasserhaushalt und einem spezifischen Lokalklima eine eigenständige Bodenregion, wobei diese Flusslandschaften nur gering von den umgebenden Bodenlandschaften beeinflusst werden. Die Talauen in den Nebenflüssen der Weser sind mit ihren fruchtbaren Böden in die wesentlich ärmeren Landschaften der Geest eingebettet. Diese Talauen sind fast lückenlos mit warmzeitlichen Auelehmddecken, welche in mehreren Phasen abgelagert wurden, bedeckt. Die Oberflächenformen sind durch die Dynamik des Flusses geprägt, wobei als Formen der Auelehmbalagerung die terrassenförmige Lagerung aber auch vertikale Gliederungen zu unterscheiden sind.

Die Böden der Auen liegen im Schwankungsbereich des vom Fluss bestimmten Grundwassers. Typisch ist auch die Überflutung bei Hochwasser. In Gebieten, in denen der Grundwassereinfluss nur bei den kurzfristigen Überflutungen im Oberboden wirksam wird, finden sich Auenböden. Bei steigendem Grundwassereinfluss bildeten sich Gleye. In den tonigen, älteren Auelehmen ist auch ein Stauwassereinfluss erkennbar (Pseudovergleyung). Die Senken der Talauen und des Randbereiches zur Niederterrasse sind häufig sowohl durch Grundwassereinfluss und Pseudovergleyung als auch durch lang anhaltende Überflutung besonders vernässt und daher als Grünland genutzt [NLfB, 1997].

Mit der landwirtschaftlichen Nutzung der Talauen gingen intensive Eingriffe in den natürlichen Zustand einher. So sind in den meisten Flussauen die Grundwasserstände in mehreren Phasen abgesenkt. Häufig wurden das Oberflächenrelief eingeebnet und z.T. Altarme künstlich verfüllt.

Die Niederterrassen sind hochwasserfrei, wobei in tieferen Bereichen ein Grundwassereinfluss vorhanden ist. In alten Rinnen finden sich jüngere, kolluviale Sedimente oder Niedermoore. Auf den geringmächtigen Hochflutlehmddecken, die auch häufig auskeilen, entwickelten sich gut durchlüftete Braunerden und Parabraunerden. In den alten Rinnen finden sich vorwiegend Gleye [NLfB, 1997].

Die Geest ist eine Altmoränenlandschaft und wurde von den Gletschern der vorletzten Eiszeit geprägt. Sie ist als Folge ihrer Entstehungsgeschichte eine Landschaft mit vergleichsweise nährstoffarmen Böden und gliedert sich in Grundmoränen, Endmoränen, Sander und Urstromtäler. Aufgrund verschiedener Eisvorstöße und der anschließenden Überprägung ist der räum-

liche Zusammenhang zwischen diesen Gliedern im Einzelnen schwer erkennbar. Aus bodenkundlicher Sicht werden der grundwassernahe Teil (Talsandniederungen und Urstromtäler) und der grundwasserferne Teil (Geestplatten und Grundmoränen, Endmoränen und Sander) getrennt. In der letzten Warmzeit wurden durch eine intensive Bodenbildung die Nährstoffe weitgehend ausgewaschen. In der darauf folgenden Kaltzeit sind die Sedimente und Böden unter Dauerfrostbedingungen stark verändert, verspült oder verweht worden.

Die Niedermoor torfe sind aufgrund eines hohen Grundwasserstandes oder durch die Verlandung von Gewässern entstanden. Sie haben durch den Grundwassereinfluss einen Eintrag an Mineral- und Nährstoffen. Durch Entwässerung und die damit verbundene Sackung und Vererdung sowie durch Torfabbau setzt eine weitergehende Bodenentwicklung der Niedermoore ein. Pro Jahr ist mit einem Verlust von ca. 1 bis 2 cm Torf durch Mineralisation zu rechnen [NLfB, 2004]. Die im Untersuchungsgebiet vorhandenen Hochmoortorfe entstehen ausschließlich unter dem Einfluss von Regenwasser. Da die organische Substanz nicht abgebaut wird, erheben sich die Hochmoortorfe über die umgebende Landschaft. Die Böden (natürliches Hochmoor HH) sind nährstoffarm und mit pH-Werten unter 3,5 bis 2,5 sauer. Landwirtschaftlich sind Hochmoore aufgrund der geringen Nährstoffpotentiale erst mit der Möglichkeit der Mineraldüngung nutzbar. Auch bei Hochmooren verändern sich die Eigenschaften des Torfes nach der Entwässerung irreversibel. Allein durch die Entwässerung kann die Gesamtmächtigkeit der Torfdecke um ein Drittel schrumpfen und wird dichter gelagert. Es kommt zur Vererdung und zum Abbau der organischen Substanz (1 bis 2 cm/a). Dadurch verschlechtern sich z.T. die bodenphysikalischen Eigenschaften [NLfB, 2004].

Für die Bodenentwicklung und -eigenschaften ergibt sich eine in Richtung Osten abnehmende Sickerwasserbildung und Vernässung, Torfbildung, Versauerung und Stoffverlagerung. Die Grundwasserneubildung liegt im Modellgebiet zwischen 0 und mehr als 300 mm/a [NIEDERSÄCHSISCHES UMWELTMINISTERIUM, 1994]. Von besonderer Bedeutung für die Grundwasserneubildung und die Verlagerung von Stoffen ist die Sickerwasserrate. Diese hängt von der Nutzung (Acker, Grünland oder Forst), dem Klima und den Bodeneigenschaften ab. Insbesondere im Einzugsgebiet der Hamme sind geringe Neubildungsraten mit Ausnahme des Einzugsgebietes der Giehler Bachs, wo die Grundwasserneubildung zwischen 200 und 300 mm/Jahr beträgt, zu verzeichnen. Insbesondere Sande weisen hohe Infiltrationsraten auf und verfügen damit über ein sehr gutes Versickerungsvermögen.

Die Landnutzung im Einzugsgebiet wurde den Daten des amtlichen topographisch-kartographischen Informationssystems ATKIS entnommen. Das Untersuchungsgebiet wird hauptsächlich durch Ackernutzung (41 %) und Grünlandnutzung (37 %) geprägt. Neben Waldgebieten (11 %) sind versiegelte Flächen (8 %) und Feuchtflächen (< 3 %) vorhanden. Zusammenhängende versiegelte Flächen über 10 km² sind nicht vorhanden.

Für den Aufbau des Niederschlag-Abfluss-Modells waren Anfangswerte und die zulässigen Intervallgrenzen der Kalibrierungsparameter (Tab. 2-2) vorzugeben bzw. abzuschätzen. Diese

stellen jeweils Mittelwerte für eines der 150 Teileinzugsgebiete dar. In der Regel ist es nicht möglich, die Parameter aufgrund der Vielzahl von unterschiedlichen Bodentypen im Untersuchungsgebiet durch die bodenphysikalischen Eigenschaften des Gebietes eindeutig festzulegen.

Die vom NIEDERSÄCHSISCHEN LANDESAMT FÜR BODENFORSCHUNG (NLfB) zur Verfügung gestellten Daten über die Bodentypen und die nutzbare Feldkapazität im effektiven Wurzelraum wurden zur Abschätzung des maximalen Wassergehalts im Wurzelzonenspeicher L_{\max} herangezogen.

Der Versiegelungsgrad diente der Abschätzung des Oberflächenabflusskoeffizienten CQ_{OF} . Abb. 4-16 zeigt die Bodenübersichtskarte im Maßstab 1:50.000 (BÜK 50), die diesen Untersuchungen zugrunde liegt. Diese ist der Flächendatenbank des Niedersächsischen Bodeninformationssystems NIBIS entnommen. Im Weiteren finden sich Abbildungen zu den Mooregebieten, dem Versiegelungsgrad und zur Nutzbaren Feldkapazität im effektiven Wurzelraum (NFKWe).

In den Einzugsgebieten von Wümme, Hamme und Lesum sind vorwiegend folgende Bodentypen zu finden:

- Gley (Klei): Gleye zählen zu den Böden, die vom Grundwasser beeinflusst werden. Sie zählen zu den semiterrestrischen Böden. Klei weist eine geringe Wasserdurchlässigkeit auf. Dieser Bodentyp ist vorwiegend entlang der Flussschläuche zu finden.
- Pseudogley: Dieser Bodentyp ähnelt in seinen Eigenschaften dem Gley, ist jedoch gering wasserdurchlässig und zählt daher zu den Stauwasserböden.
- Hochmoor, Niedermoor: Moore sind durch Grundwasser bzw. Niederschlag ständig durchfeuchtet und bieten daher eine sehr geringe Infiltrationskapazität. Durch den hohen Torfgehalt weisen Moorböden ein hohes Wasserspeichervermögen auf.
- Podsol: Podsole entstehen in Gebieten mit hohem Niederschlag und verhältnismäßig niederen Temperaturen. Die Ausgangsgesteine sind leicht durchlässig, wie etwa Sande oder verwitterte Sandsteine.
- Braunerde: Braunerde weist ein geringes bis mittleres Wasserspeichervermögen auf [www.nlfb.de, 2005].

Böden reagieren in Abhängigkeit von der Bodenart, dem Humus- und Kalkgehalt unterschiedlich auf mechanische Beanspruchung, z. B. durch Starkregenereignisse. Durch eine Verschlammung des Oberbodens ist die Infiltration gehemmt, die Erosionsgefahr steigt und der Lufthaushalt der Böden ist gestört.

Die Einzugsgebiete weisen geringe Werte für die nutzbare Feldkapazität im effektiven Wurzelraum auf (Abb. 4-19). Sie liegen im Bereich von ca. 80 – 140 mm. Anhand dieser Daten wurden die untere Grenze, der Anfangswert und die obere Grenze für den Parameter L_{\max} festge-

legt. Der durchschnittliche Versiegelungsgrad in Niedersachsen beträgt 4,7 % [NLÖ, 2004]. Abb. 4-18 zeigt den Versiegelungsgrad in % im Modellgebiet. Es ist zu erkennen, dass der größte Teil des Gebiets nur wenig bis gar nicht versiegelt ist. Da keine direkte Umrechnung des Versiegelungsgrads in den Oberflächenabflusskoeffizient CQ_{OF} möglich ist, wurde CQ_{OF} global angesetzt und nach einer Autokalibrierung auf Plausibilität überprüft. Weitere Abbildungen zur effektiven Durchwurzelungstiefe, zur Sickerwasserrate, zur Verschlammungsneigung der Böden und zum kapillaren Aufstieg in den Teileinzugsgebieten finden sich im Anhang.

Die Feldkapazität (FK) im effektiven Wurzelraum (W_e) ist die Wassermenge in mm, die ein Boden speichern kann (Retentionsvermögen), bezogen auf den effektiven Wurzelraum (Tab. 4-3).

Tab. 4-3: Kennwertklassifizierung der Feldkapazität

0 - 100 mm	sehr gering
101 - 200 mm	gering
201 - 300 mm	mittel
301 - 400 mm	hoch
> 400 mm	sehr hoch

Die effektive Durchwurzelungstiefe (W_e in cm) ist ein Bodenkennwert, der die potentielle Ausschöpftiefe von pflanzenverfügbarem Bodenwasser beschreibt. Als gering sind Tiefen zwischen 0 – 40 cm und als hoch Tiefen über 80 cm zu bezeichnen. Gegen die Wasserbindungskräfte des Bodens "saugen" die Pflanzen über ihre Wurzeln Wasser aus dem Boden. Die Saugspannung der Pflanzen ist begrenzt und vermag nicht das gesamte Wasser aus dem Boden zu entnehmen. Der Zustand, bis zu dem die Pflanzen Wasser entnehmen können, wird als Welkepunkt bezeichnet und wird in Volumen-% angegeben. Ein Welkepunkt von 10% bedeutet, dass die Pflanzen dem Boden kein Wasser mehr entziehen können, wenn nur noch 10% des Volumens mit Wasser gefüllt sind. Der Zustand, bei dem der Boden - vergleichbar zu einem Schwamm - Wasser in seinen Poren halten kann, wird Feldkapazität genannt und in Volumen-% angegeben. Die nutzbare Feldkapazität im effektiven Wurzelraum ist u.a. abhängig von der Bodenart, der Lagerungsdichte und dem Humusgehalt. Sie wird in mm/dm bzw. in Vol.-% angegeben und kennzeichnet die pflanzenverfügbare Bodenwassermenge in mm. Im Allgemeinen haben 50 % aller Böden eine nutzbare Feldkapazität zwischen 15 und 13 %.

Tab. 4-4: Kennwertklassifizierung der Nutzbaren Feldkapazität im effektiven Wurzelraum

≤ 60 mm	sehr gering
> 60 – 140 mm	gering
> 140 – 220 mm	mittel
> 220 – 300 mm	hoch
> 300 mm	sehr hoch

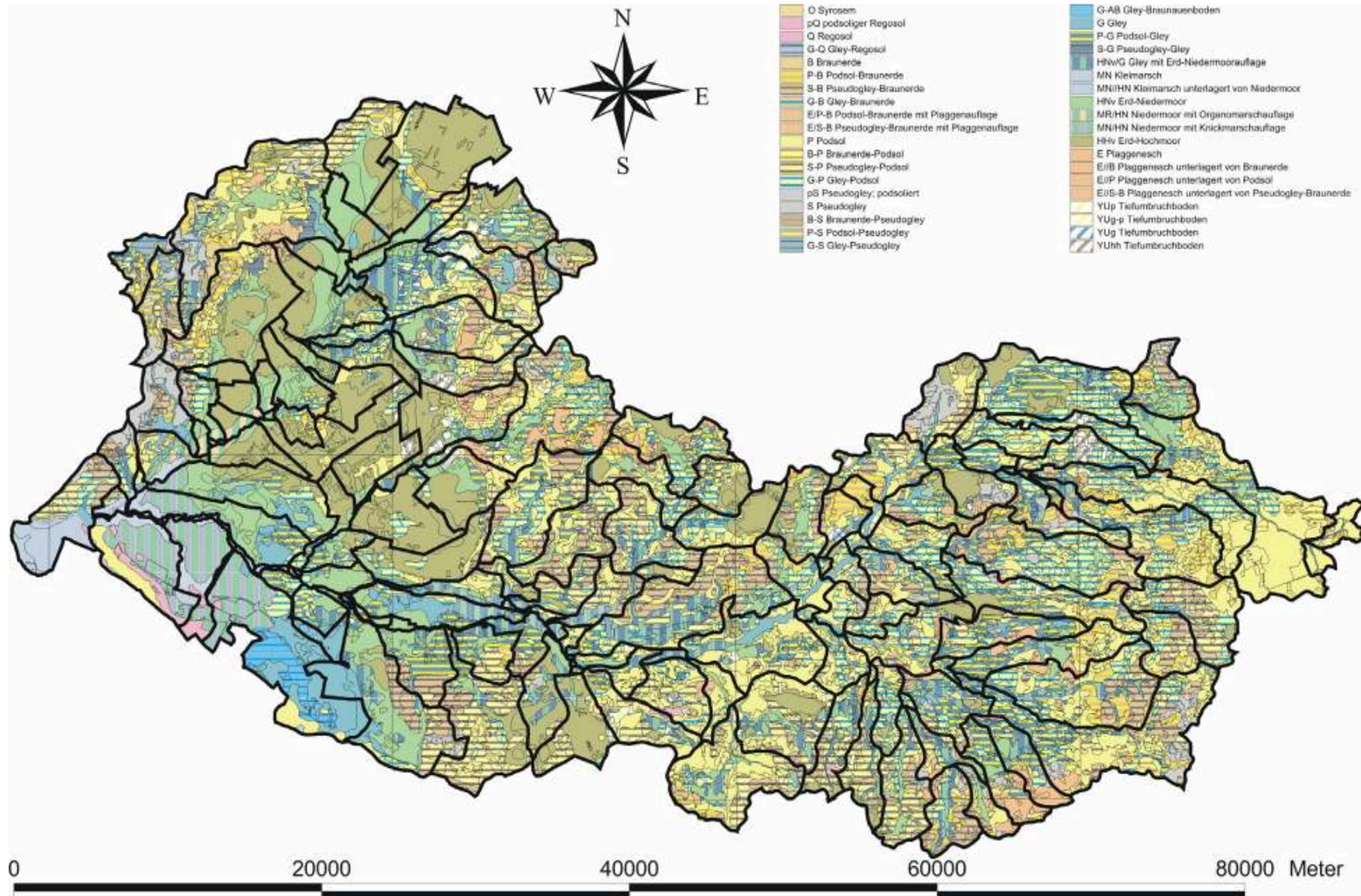


Abb. 4-16: Bodentypen der Bodenübersichtskarte BÜK 50 im Bearbeitungsgebiet [NLFb, 2004]

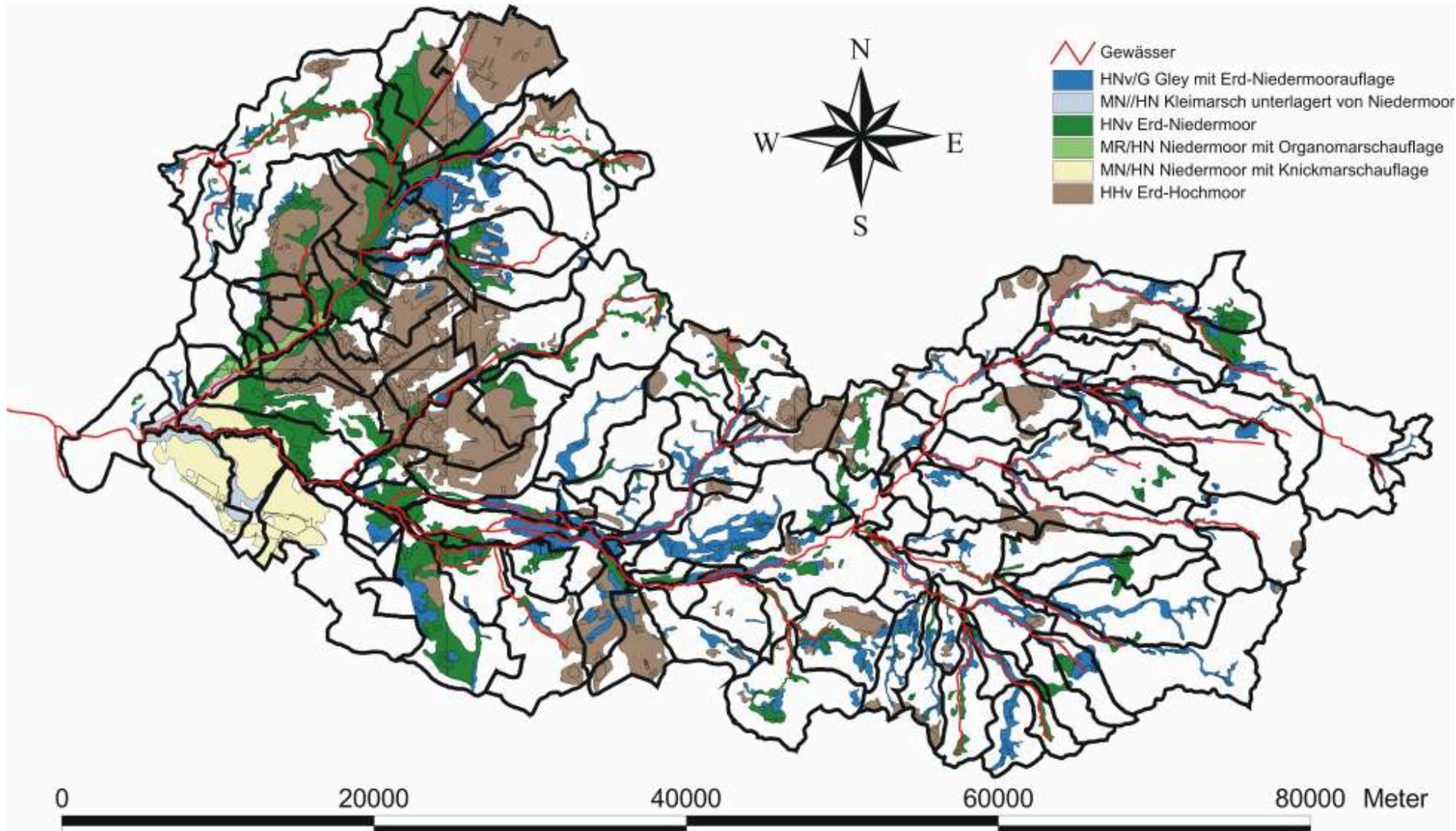


Abb. 4-17: Moorflächen im Bearbeitungsgebiet

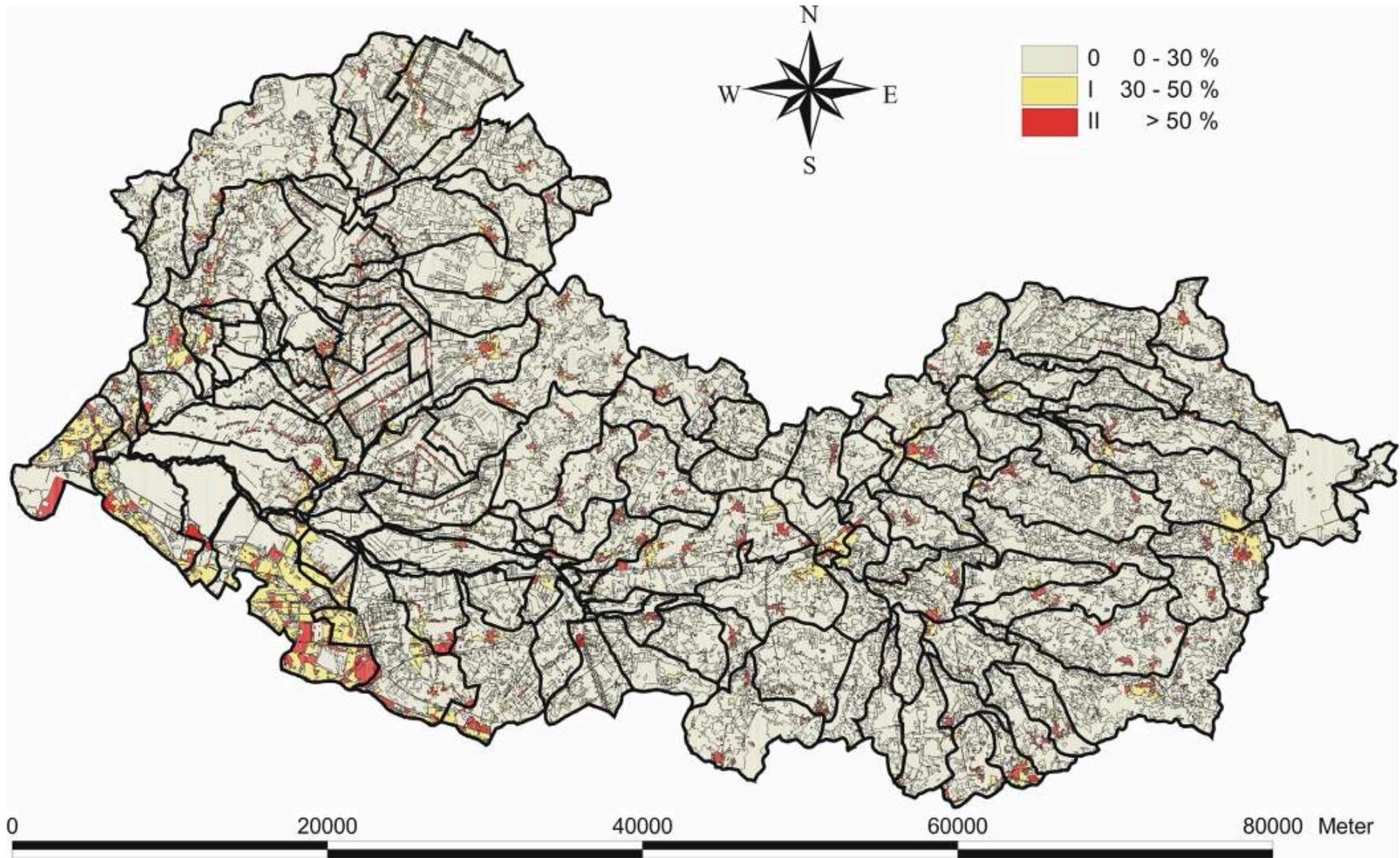


Abb. 4-18: Versiegelungsgrad im Bearbeitungsgebiet [NLfB, 2004]

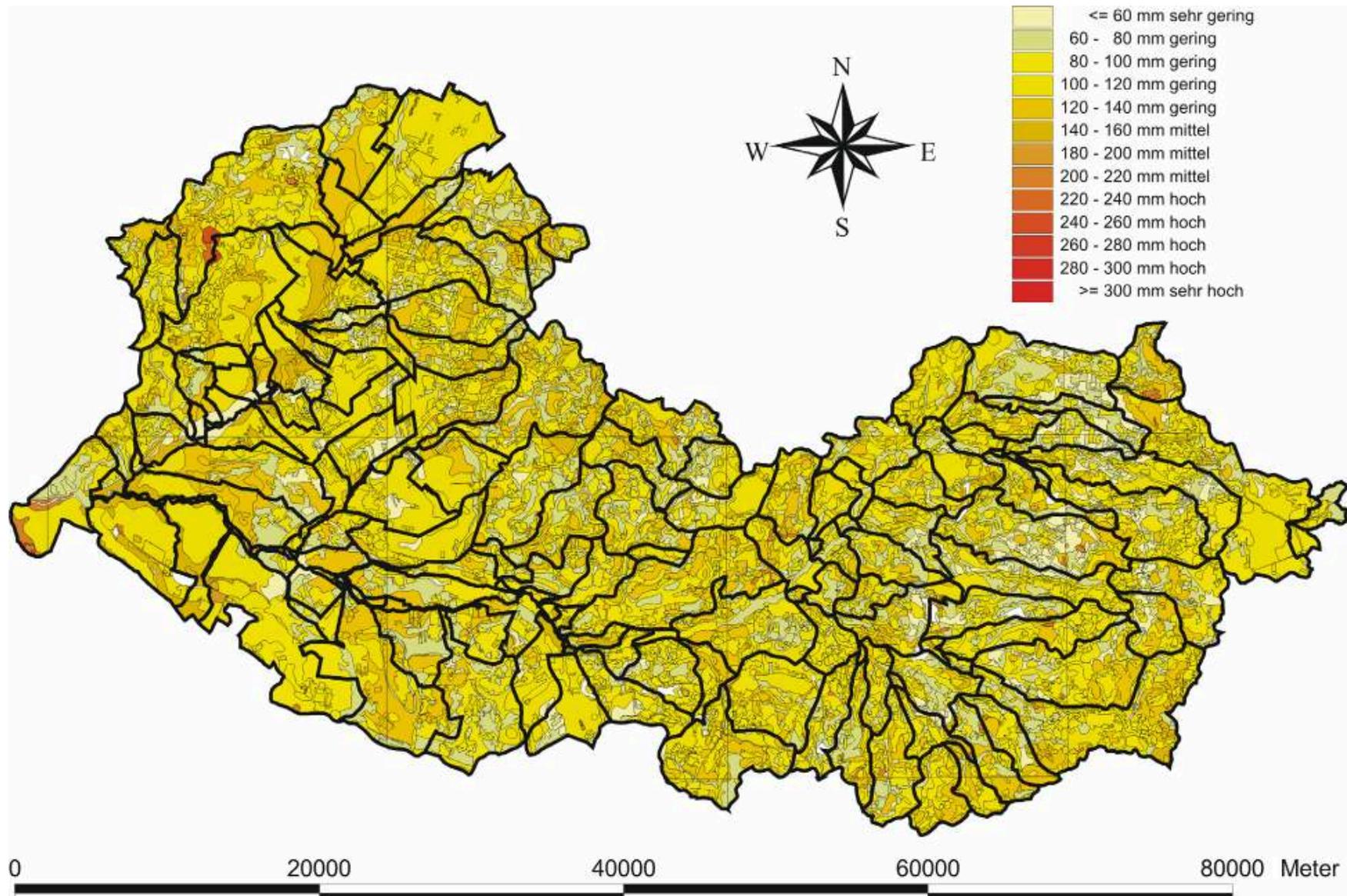


Abb. 4-19: Nutzbare Feldkapazität im effektiven Wurzelraum nFKWe [mm] im Bearbeitungsgebiet [NLfB, 2004]

5 Aufbau des hydrodynamisch numerischen Modells

5.1 Modellannahmen

Die für die eindimensionale instationäre Modellierung eines Abflussereignisses zu spezifizierenden Randbedingungen als Funktion der Zeit, sind die Wasserspiegellage am unterstromigen Modellrand, die Abflussmengen an den oberen Modellrändern (alternativ können hier auch die Wasserspiegellagen eingesteuert werden, sofern die Entfernung zur unteren Modellgrenze groß genug ist – was hier vorausgesetzt werden kann) und die Zuflüsse in/aus den/dem Flussschlauch (z.B. Siele, Schöpfwerke und kleinere Vorfluter).

Informationen über Wasserstände und/oder Abflussmengen im Modellgebiet existieren an den innerhalb des Modellgebiets gelegenen Pegeln (Tab. 3-1).

Für den Betrieb des hydrodynamisch-numerischen-Modells wurde an den oberen Modellgrenzen der aus der Niederschlags-Abflussmodellierung ermittelte Abfluss für das entsprechende Einzugsgebiet angesetzt. Über die weitere Fließstrecke wurde der Abfluss entsprechend den Ergebnissen aus dem NA-Modell erhöht.

An der unteren Modellgrenze werden jeweils die für das zu betrachtende Ereignis maßgebenden Wasserstände am Pegel Vegesack angesetzt.

5.1.1 Abflussmengen an den oberen Modellrändern

5.1.1.1 Abflusswerte für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells

Für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells wurden die im September 2001 (01.09.2001 - 22.09.2001) und im Juli 2002 (25.06.2002 - 01.08.2002) abgelaufenen Hochwasserereignisse herangezogen. Die an den oberen Modellrändern angesetzten Abflusswerte sind dem NA-Modell entnommen worden (Anhang B).

5.1.1.2 Abflusswerte für die Prognose der HQ_{100} und $HQ_{5, \text{Sommer}}$ -Ereignisse

Die Abflussmengen und seitlichen Zuflüsse für die Prognose des HQ_{100} -Ereignisses (Anhang C) wurden aus den Pegelkurven bzw. aus den aus dem NA-Modell abgeleiteten, instationären Abflussganglinien (Anhang B) des Hochwasserereignisses aus dem Juli 2002 generiert. Das angewandte Verfahren ist nachstehend erläutert:

Die zur Verfügung stehenden Abflussganglinien umfassen eine zu geringe Anzahl an Hochwasserereignissen, um die Hochwasser-Bemessungsganglinie anhand einer statistischen Analyse zu generieren. Zudem weichen die in den vorhandenen Abflussganglinien aufgetretenen Hochwasserspitzenabflüsse (im September 2001 und im Juli 2002) von den vom NLWKN, BETRIEBSTELLE VERDEN vorgegebenen Spitzenabflüssen (HQ_{100} und $HQ_{5, \text{Sommer}}$) ab, so dass diese nicht unverändert übernommen werden können. Aus diesem Grund ist es notwendig, für die

einzelnen Einzugsgebiete der Wümmе, Hamme und Lesum neue, charakteristische Abflussganglinien zu generieren.

Die geringe Informationsmenge (Kenntnis des Spitzenabflusses und des Verlaufes zweier Hochwasserereignisse) führt zu der Anwendung der Extrapolation bzw. Interpolation auf der Basis des bekannten Hochwasserereignisses aus dem Juli 2002.

Der Vorlauf der Bemessungshochwasser wird aus den Abflussganglinien des Hochwasserereignisses im Juli 2002 übernommen (beispielhaft für das Einzugsgebiet des Westerholzer Kanals in Abb. 5-1 dargestellt).

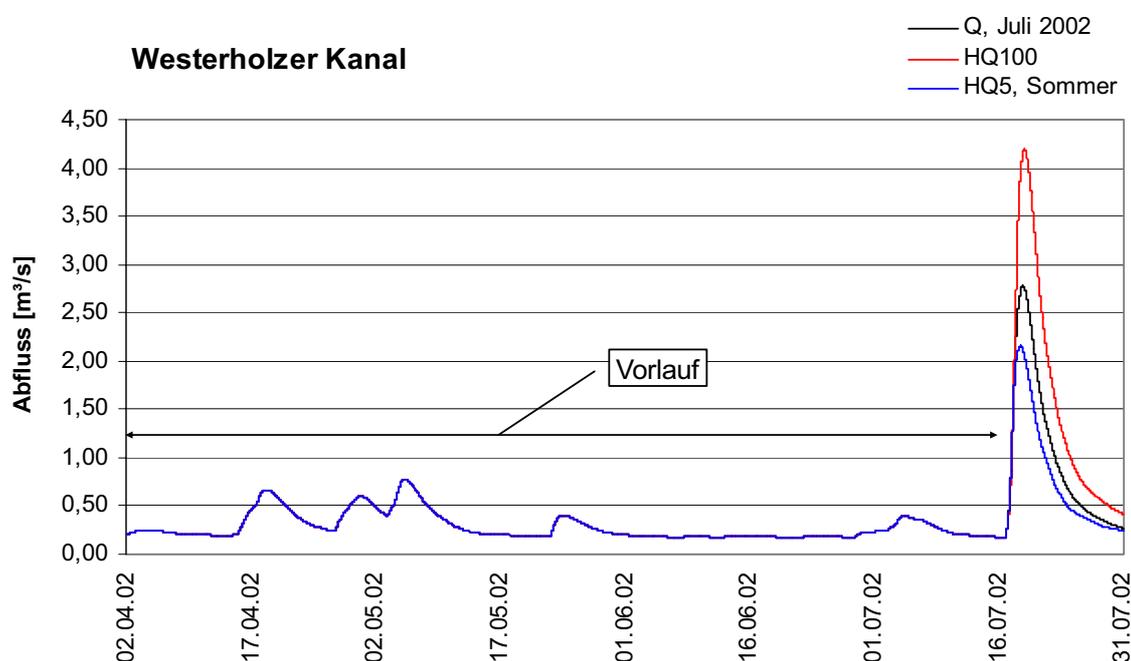


Abb. 5-1: Vergleich der Abflussganglinie des Hochwasserereignisses im Juli 2002 mit den generierten Abflussganglinien für die Bemessungshochwasser HQ_{100} und $HQ_{5, \text{Sommer}}$ am Beispiel des Westerholzer Kanals

Die Erstellung des Hochwasserscheitels erfolgt durch Extrapolation bzw. Interpolation aus den Abflussganglinien des gemessenen Hochwasserereignisses bei der Vorgabe eines Spitzenabflusses HQ_{100} bzw. $HQ_{5, \text{Sommer}}$. Mit dieser Vorgehensweise wird sichergestellt, dass die Abflusscharakteristika (wie z.B. Direktabflussvolumen oder Anstiegszeit) der betrachteten Einzugsgebiete auf die Bemessungsganglinie übertragen werden. Eventuell auftretende Inkonsistenzen wie z.B. Gerätefehler oder Fehler bei der Anwendung des Eta-Verfahrens (Abb. 5-2), werden dabei ausgeglichen.

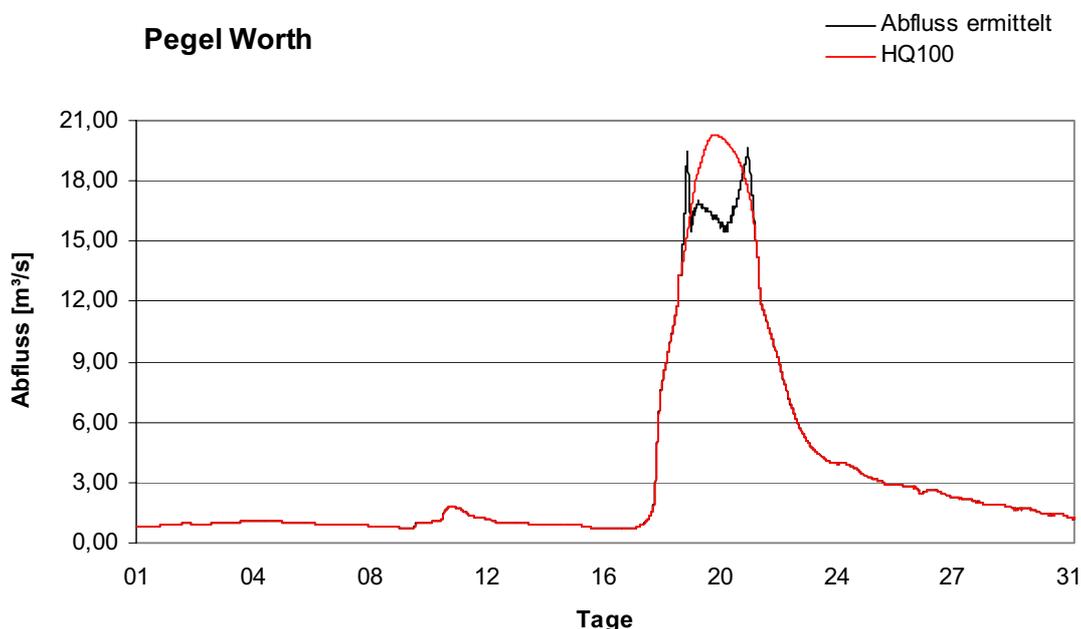


Abb. 5-2: Ausgleich von Inkonsistenzen (z.B. Fehler bei der Anwendung des Eta-Verfahrens)

Dies ist notwendig, da der Spitzenabfluss in keiner direkten Beziehung zu Direktabflussvolumen oder Anstiegszeit steht. Daher ist die alleinige Kenntnis des Spitzenabflusses für eine genaue Bestimmung der Abflussganglinie nur bedingt geeignet. Abflussganglinien mit gleichen Spitzenabflüssen können vollkommen unterschiedliche Charakteristika aufweisen (Abb. 5-3).

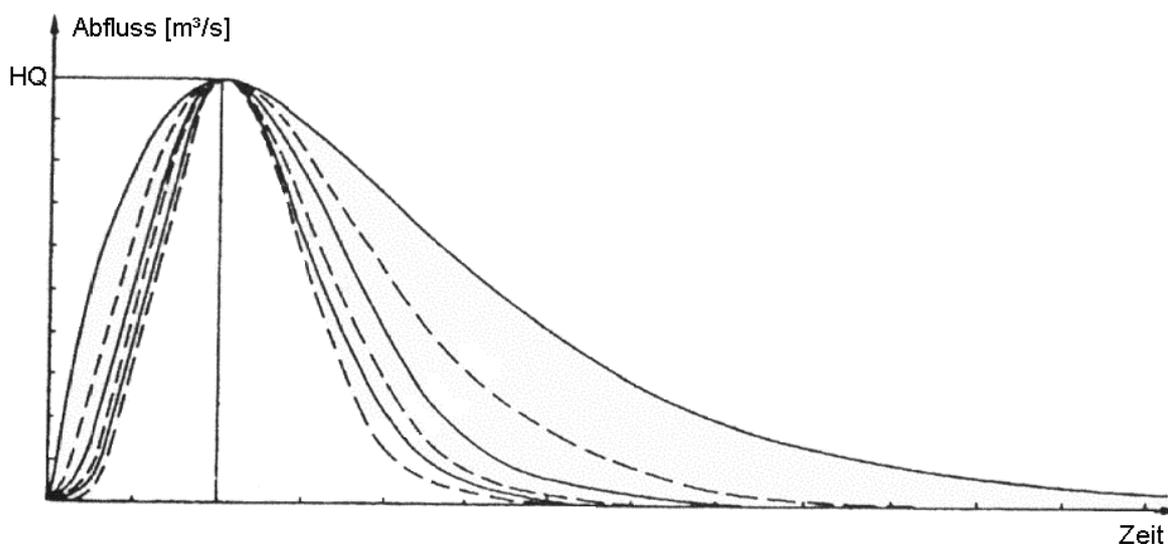


Abb. 5-3: Abflussganglinien mit konformen Spitzenabflüssen [SACKL, 1994]

Die auf diese Art generierten Abflussganglinien stimmen nicht nur in dem Parameter Spitzenabfluss mit den vorgegebenen Werten überein, sondern sie definieren näherungsweise eine für das betrachtete Gebiet typische Hochwasserwellenform.

Bei sehr kleinen Einzugsgebieten wird auf Grund ihres geringen Einflusses auf das Gesamtergebnis auf eine Anpassung verzichtet. Es werden die jeweiligen Abflussganglinien des Hochwasserereignisses im Juli 2002 verwendet.

Des Weiteren fallen einige Einzugsgebiete vollständig aus der Berechnung heraus, da sie deichgeschützt sind und über Siele und Schöpfwerke entwässert werden. Diese Gebiete befinden sich vom Lesumsperrwerk an flussaufwärts bis zur Ortslage Ritterhude (an der Hamme) bzw. Bremen-Borgfeld (an der Wümmе).

5.1.2 Wasserstände an der unteren Modellgrenze

5.1.2.1 Wasserstände für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells

Für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells wurden am Pegel „Vegesack“ die im September 2001 (01.09.2001 – 22.09.2001) und im Juli 2002 (25.06.2002 - 01.08.2002) gemessenen Wasserstände angesetzt. Die an der unteren Modellgrenze angesetzten Wasserstände sind in Abb. A - 232 (Hochwasserereignis im September 2001) und Abb. A - 233 (Hochwasserereignis im Juli 2002) dargestellt.

5.1.2.2 Wasserstände für die Prognose der HQ_{100} und $HQ_{5, \text{Sommer}}$ – Ereignisse

Für die Untersuchung des HQ_{100} -Ereignisses waren in der Weser an der unteren Modellgrenze (Pegel Vegesack) drei Lastfälle zu untersuchen:

- (a) Auflaufende Sturmflut in der Weser. Das Lesum Sperrwerk (ohne Entlastung durch die vorhandenen Pumpen) schließt bei dem durch Planfeststellung vorgesehenen Wasserständen in der Wümmе (Pegel „Borgfeld“) bzw. in der Weser (Pegel Vegesack bei zeitgleich eintreffenden Hochwasserwellen aus Hamme und Wümmе).
- (b) Windstau in der Weser. Das Lesum Sperrwerk (ohne Entlastung durch die vorhandenen Pumpen) schließt bei dem durch Planfeststellung vorgesehenen Wasserständen in der Wümmе (Pegel „Borgfeld“) bzw. in der Weser (Pegel Vegesack bei zeitgleich eintreffenden Hochwasserwellen aus Hamme und Wümmе).
- (c) Mittlere Tideverhältnisse in der Weser. Das Lesum Sperrwerk (ohne Entlastung durch die vorhandenen Pumpen) schließt bei dem durch Planfeststellung vorgesehenen Wasserständen in der Wümmе (Pegel „Borgfeld“) bzw. in der Weser (Pegel Vegesack bei zeitgleich eintreffenden Hochwasserwellen aus Hamme und Wümmе).

Die anzusetzenden Randbedingungen für die Lastfälle (a) und (b) wurden aus den Untersuchungen des FRANZIUS-INSTITUTS [1986] übernommen.

Für den Lastfall (c) wurde die aktuelle mittlere Tidekurve am Pegel „Vegesack“ durch das WSA BREMEN zur Verfügung gestellt [WSA BREMEN, 2002].

Die Wasserstandsganglinien der Lastfälle sind für eine Dauer von jeweils 34 Tiden in den Abb. 5-4 bis Abb. 5-6 dargestellt.

Die mittleren Tiden weisen ein Thw von NN + 2,24m und ein Tnw von NN – 1,65 m auf. Windstau und Sturmflut ähneln sich von der Charakteristik ihres Verlaufes, wobei die maximal erreichten Wasserstände unterschiedlich sind (Lastfall (a) „Sturmflut“: NN + 6,19 m; Lastfall (b) „Windstau“: NN + 3,98 m).

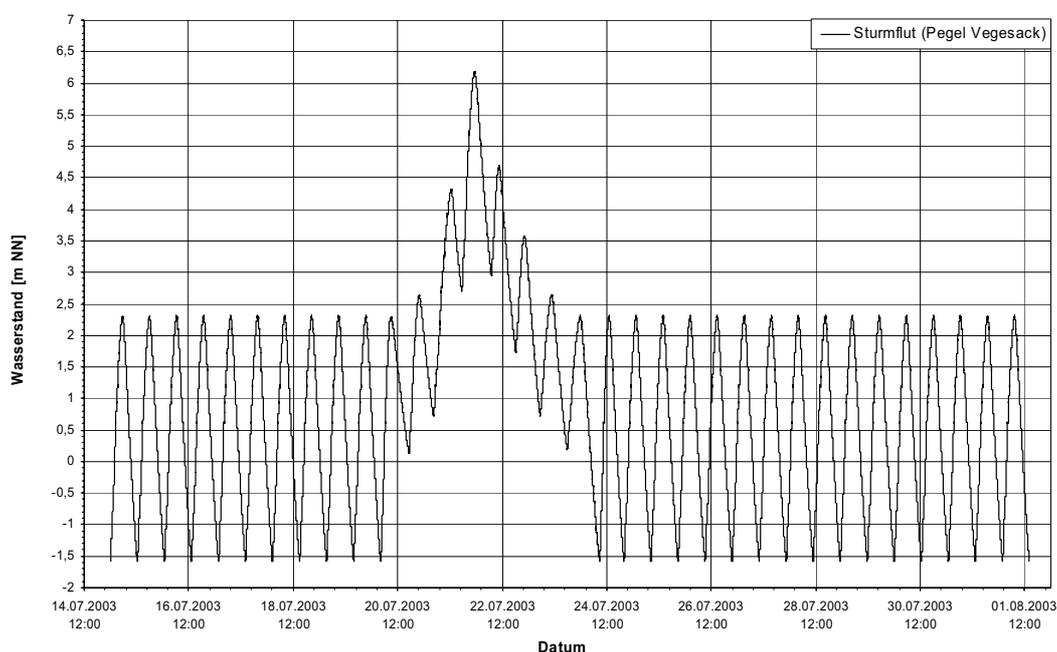


Abb. 5-4: Wasserstände als untere Randbedingung in der Weser (Pegel Vegesack) für den Lastfall (a) „Auflaufende Sturmflut in der Weser“

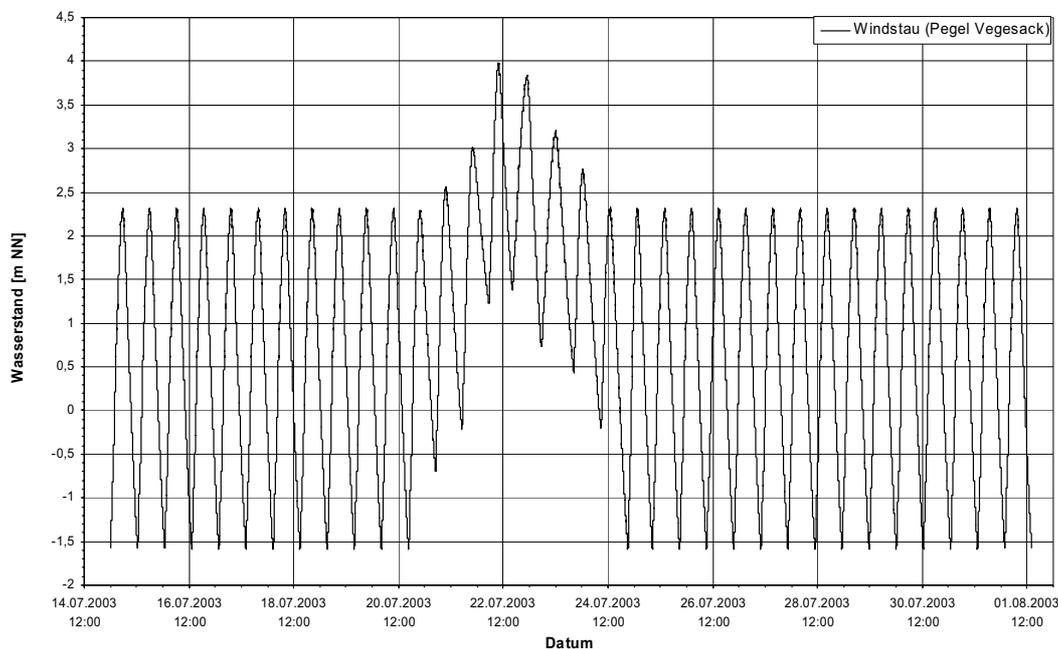


Abb. 5-5: Wasserstände als untere Randbedingung in der Weser (Pegel Vegesack) für den Lastfall (b) „Windstau in der Weser“

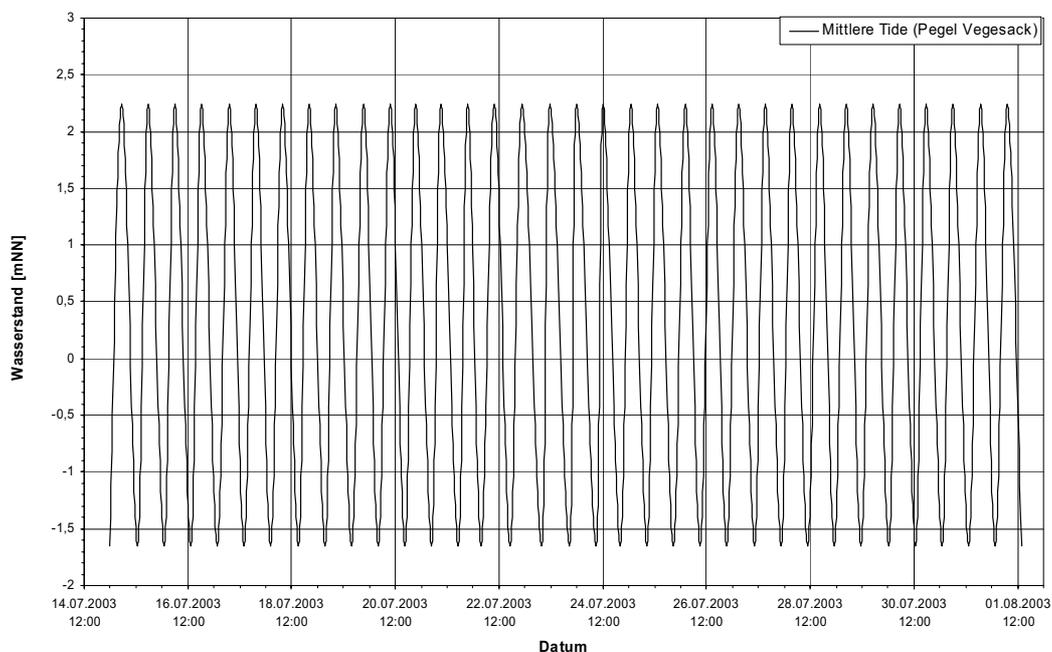


Abb. 5-6: Wasserstände als untere Randbedingung in der Weser (Pegel Vegesack) für den Lastfall (c) „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“

5.1.3 Sperrwerkssteuerung

Einen signifikanten Einfluss auf die Wasserstände im Aussagegebiet hat die Steuerung des Lesumsperrwerkes und der Ritterhuder Schleuse.

Im Zuge der Modellkalibrierung wurde das Lesumsperrwerk gemäß Betriebsbuch gesteuert. Die Steuerung weicht nur für das HW-Ereignis Juli 2002 vom Betriebsplan ab. Hier wurden vier Vollsperrungen durchgeführt, während der Betriebsplan Teilsperrungen vorsah (Abb. 5-7).

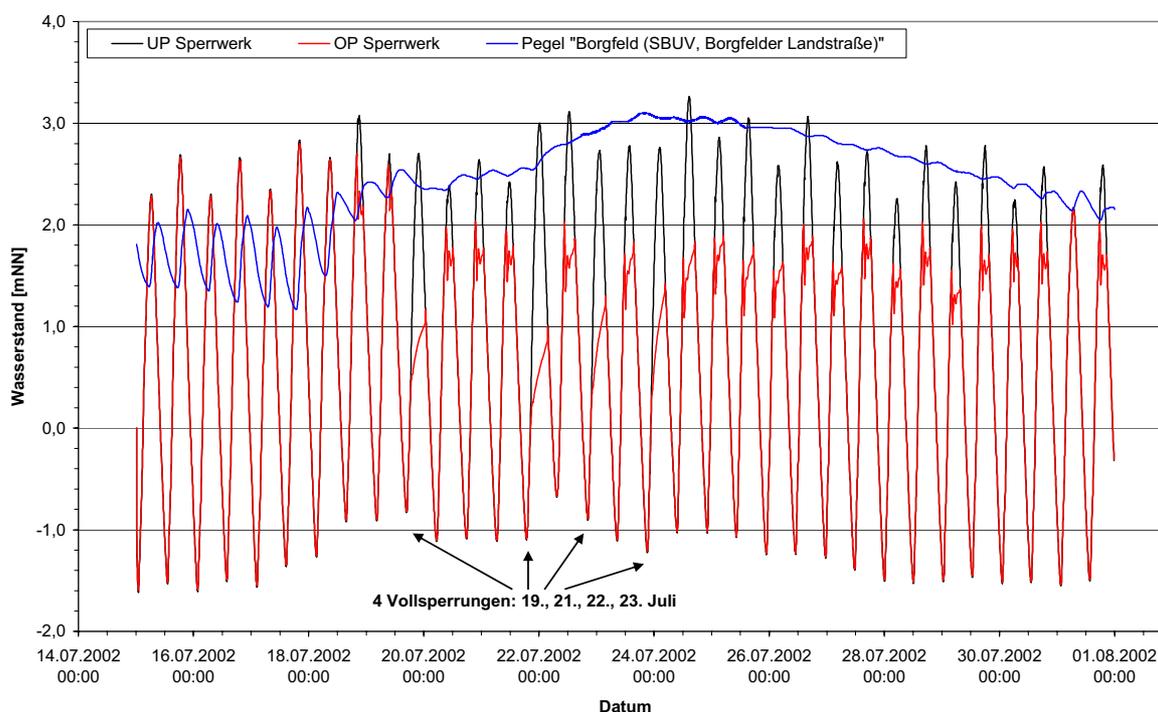


Abb. 5-7: Sperrwerkssteuerung Juli 2002

Für die Untersuchung des HQ₁₀₀-Ereignisses und die Untersuchung von Maßnahmen erfolgte die Steuerung des Lesumsperrwerkes gemäß Betriebsplan:

Das Lesumsperrwerk wird laut Betriebsplan gesteuert. Damit das Sperrwerk und die Schleuse bei NN + 2,70 m geschlossen sind, ist die Schließung in folgenden Fällen sofort zu veranlassen:

- Im Winterbetrieb: Bei errechnetem Thw am Pegel Vegesack \geq NN+ 2,70 m und erreichtem Wasserstand von NN + 1,80 m am Sperrwerkspegel,
- Im Sommerbetrieb:
 - a) Bei errechnetem Thw am Pegel Vegesack zwischen NN+ 2,70 m bis NN + 2,99 m und erreichtem Wasserstand von NN + 1,80 m am Sperrwerkspegel,
 - b) Bei errechnetem Thw am Pegel Vegesack \geq NN+ 3,00 m und erreichtem Wasser-

stand von NN + 0,10 m am Sperrwerkspegel (damit sichergestellt ist, dass die Schleuse bei einem Wasserstand von NN + 1,00 m geschlossen ist).

- Zusätzliche Sperrungen: Ist am Pegel Borgfeld SBUV ein Thw von > NN + 2,40 m im Sommer (1.4 bis 15.11) oder > NN + 2,70 m im Winter (16.11 bis 31.3) zu erwarten bzw. wurden diese Wasserstände bei der Vortide überschritten, so sind zusätzliche Entlastungssperrungen durchzuführen (Sperrwerk geschlossen bei NN + 2,00 m)

Das am Lesumsperrwerk zusätzlich installierte Hochwasserentlastungsschöpfwerk mit einer Pumpleistung von insgesamt 45 m³/s wurde nicht für eine Entlastung herangezogen. Laut Betriebsplan kommt es erst bei Erreichen des maximal zulässigen Binnenwasserstandes von NN + 3,20 m zum Einsatz. Dieser wurde jedoch seit der Sperrwerksinbetriebnahme noch nicht erreicht.

Das Sperrwerk Ritterhude wurde für die Modellkalibrierung gemäß Betriebsbuch gesteuert, wobei nur die Öffnungs- und Schließzeiten, aber nicht die Öffnungsweiten der Tore dokumentiert sind. Daher erfolgte eine iterative Steuerung anhand des Oberwasserpegels.

Für die Untersuchung des HQ₁₀₀-Ereignisses und die Untersuchung von Maßnahmen wurde das Sperrwerk geöffnet, sobald der Außenwasserstand unter den Binnenwasserstand fiel. Dieser Ansatz gewährleistet, dass aus der Hamme die maximale Wassermenge abgeführt wird.

5.1.4 Wehrsteuerung

Die Steuerung der Wehre und Stauanlagen erfolgt wie in Kapitel 3.3.2 beschrieben.

5.1.5 Seitliche Zuflüsse in das Untersuchungsgebiet

Die seitlichen Zuflüsse werden über das NA-Modell berücksichtigt und entweder als Punktquelle (Vorfluter mündet in einen Fließquerschnitt ein) oder verteilte Quelle (Direkteinzug) in das HD-Modell eingespeist. Bei den seitlichen Zuflüssen handelt es sich um die Vorfluter der Tab. A - 1, die nicht als Gewässerabschnitt im Modell enthalten sind.

5.1.6 Steuerung der Siele und Schöpfwerke

Innerhalb der Modellkalibrierung wurden die Siele und Schöpfwerke gemäß den realen Verhältnissen gesteuert bzw. die entsprechenden Abschlagsmengen angesetzt (siehe Kapitel 3.3.4 und Anhang A 9). Zur Simulation des HQ₁₀₀-Ereignisses und der Untersuchung von Maßnahmen wurden die Abschlagsmengen aus dem Juli 2002 angesetzt.

5.1.7 Anschluss der für die Retention notwendigen Vorlandbereiche

Die Erfassung des Retentionsraums in den ausgedehnten Vorlandbereichen wird über „Floodplains“ berücksichtigt. Hierbei handelt es sich um Gewässerabschnitte, die über die Vor-

länder gelegt werden. Die Querprofile dieser „Floodplains“ bilden die Topographie der Vorländer ab.

Hierdurch kann das Abflussverhalten auf den Vorländern berücksichtigt werden, indem diese Bereiche sehr rauh gestaltet werden, um so den fast nicht abflusswirksamen Bereich zu berücksichtigen und vom hoch abflusswirksamen Hauptquerschnitt abzukoppeln. Der Einströmvorgang in die Vorlandbereiche wird über Q-h-Funktionen definiert, in denen die Oberkante der Verwallung bzw. die Uferkante den Einströmquerschnitt definieren.

Diese wurden sowohl im Rahmen der Kalibrierung des hydrodynamischen Modells, als auch für die Untersuchung der o.g. Lastfälle für das HQ₁₀₀-Ereignis eingesetzt.

Eine weitere Besonderheit bei der Erfassung von Retentionsraum ist die Erfassung der wichtigsten Gräben in den Wümmewiesen. Hierfür wurde eine Grabentiefe von 0,70 – 1,00 m angenommen. Das Grabensystem ist in Abb. 5-8 dargestellt. Durch den Einbau der Gräben kann das Ausuferungsverhalten und der Rückhalt in der Fläche berücksichtigt werden. Zusätzlich können die Abflüsse auf ein weiter verzweigtes System verteilt werden, wodurch die Fließzeit in den Gräben berücksichtigt und der Abflussprozess besser nachgebildet wird.



Abb. 5-8: Grabensystem in den Wümmewiesen zwischen Hellwege und Borgfeld

6 Kalibrierung des Niederschlag-Abfluss-Modells

6.1 Kalibrierungszeiträume

Für die Kalibrierung des Niederschlag-Abfluss-Modells für das Lesum-Hamme-Wümme-Einzugsgebiet wurden die Hochwasserereignisse September 2001 und Juli 2002 herangezogen. Im Juli 2002 lief ein Hochwasser ab, das in weiten Bereichen einem Ereignis mit hundertjähriger Wiederkehrzeit (HQ_{100}) entsprach.

Die Simulationszeiträume lagen in der Zeit vom 01.04.2002 bis 01.08.2002 sowie vom 01.06.2001 bis 01.10.2001. Um den Wassergehalt innerhalb des Oberflächenspeichers und vor allem in der Wurzelzone direkt vor dem Ereignis möglichst genau zu berechnen, wurde eine Vorlaufzeit benötigt, welche für beide Zeiträume rd. dreieinhalb Monate beträgt.

Die Kalibrierung des Modells für das Einzugsgebiet der Rodau erfolgte anhand von Pegelaufzeichnungen aus dem Jahr 1999, da der dort vorhandene Pegel Hastedt nur bis Ende 1999 betrieben wurde. Als Kalibrierungszeitraum wurde der Zeitraum 01.01.1999 bis 30.09.1999 gewählt. Die Simulationen wurden mit einer Zeitschrittweite von $t = 15$ min durchgeführt. Diese Zeitschrittweite ist aufgrund der beschriebenen Datengrundlage ausreichend. Die für die Kalibrierung des Modells herangezogenen Abflussganglinien und Summenkurven des Abflusses in durch Pegel abgesicherten Teileinzugsgebieten sind in Anhang B dargestellt.

6.2 Zielfunktionen und Effizienzkriterium

Die in Kapitel 2.4.2.2 beschriebenen Parameter sind im Rahmen der Kalibrierung solange anzupassen bis die unter Zuhilfenahme des Eta-Verfahrens ermittelten und die berechneten Abflussganglinien ausreichend übereinstimmen. Um eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen den „beobachteten“ und simulierten Abflüssen zu erreichen, wurden die vier in MIKE 11 NAM zur Verfügung stehenden Zielfunktionen (Kapitel 2.4.2.2) ausgewertet.

Dabei war festzustellen, dass insbesondere die Zielfunktion 3 (Minimierung des mittleren quadratischen Fehlers bei Spitzenabflüssen) eine Verbesserung der Berechnungsergebnisse zur Folge hat, während die Zielfunktion 4 (Minimierung des mittleren quadratischen Fehlers bei Niedrigwasserabflüssen) keinen bedeutenden Einfluss auf die Ergebnisse hat. Insbesondere durch die Vorgabe eines Schwellenwertes für die Zielfunktionen „Spitzenabfluss RMSE“ kann der simulierte Spitzenabfluss dem ermittelten deutlich angenähert werden. Dazu wird ein Abflusswert vorgegeben, welcher definitiv überschritten wird und im Rahmen der Kalibrierung erreicht werden soll. Weiterhin war festzustellen, dass eine Erhöhung der Anzahl der Iterationsschritte über den Wert 3000 keine wesentlichen Auswirkungen auf die Berechnungsergebnisse hat.

Zur Beurteilung der Berechnungsergebnisse wurde das im Jahr 1970 von NASH und SUTCLIFFE vorgeschlagene und im Folgenden beschriebene Effizienzkriterium zugrunde gelegt:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n [Q_{\text{obs},i} - Q_{\text{sim},i}]^2}{\sum_{i=1}^n [Q_{\text{obs},i} - \bar{Q}_{\text{obs}}]^2} \quad \text{Gl. 6-1}$$

mit: $Q_{\text{sim},i}$ simulierter Abfluss zur Zeit i [m^3/s]
 $Q_{\text{obs},i}$ korrespondierender gemessener Abfluss [m^3/s]
 \bar{Q}_{obs} mittlerer gemessener Abfluss [m^3/s]

Der Nash-Sutcliffe Koeffizient (mittlerer quadratischer Fehler) kann bei optimaler Übereinstimmung einen Wert von $R^2 = 1$ annehmen. Es ist darauf hinzuweisen, dass nur in durch Pegel kontrollierten Einzugsgebieten die Möglichkeit besteht die Effizienzwerte zu ermitteln und damit eine Einschätzung der Kalibrierung zu ermöglichen.

Eine absolute Übereinstimmung zwischen Simulation und Messung ist selten zu erwarten, da folgende Fehlerquellen die Güte des kalibrierten Modells beeinflussen können:

- Fehler/Lücken/Ausreißer in den zur Verfügung gestellten meteorologischen Daten
- Lücken/Ausreißer in den aufgenommenen hydrologischen Größen *Wasserstand* und *Abfluss*
- Verwendung nicht optimaler Kalibrierungsparameter

Im Rahmen der Kalibrierung sind insbesondere die sich durch den letztgenannten Punkt ergebenden Fehler bzw. Ungenauigkeiten durch den Modellanwender zu minimieren. Die zuvor genannten Punkte sind vor einer Simulation zu prüfen und zu beachten.

Um die Qualität der im Folgenden beschriebenen Simulationsergebnisse für das betrachtete Lesum-Hamme-Wümme-Einzugsgebiet noch zu verbessern und eine optimale Kalibrierung zu erreichen sollten kontinuierliche Abflussmessungen für jedes Teileinzugsgebiet auch in tidebeeinflussten Bereichen über einen Zeitraum von mindestens 3 Jahren vorhanden sein.

6.3 Untersuchungsergebnisse

Die in der Kalibrierung ermittelten Parameter für die Oberflächen-, Wurzel- und Grundwasserzone der Teileinzugsgebiete sind in Tab. 6-1 aufgeführt. Die gewählten Anfangsbedingungen beider Kalibrierungszeiträume sind im Anhang A 12 dargestellt.

Tab. 6-1: Kalibrierungsparameter für die Oberflächen- und Wurzelzone des N-A-Modells

Name	Umax	Lmax	CQOF	CKIF	CK1,2	TOF	TIF	TG	CKBF
WESTERHOLZER KANAL	14,5	143,0	0,752	671,6	40,50	0,279	0,493	0,224	3288
VISSSELBACH	14,6	148,0	0,796	671,7	40,00	0,577	0,562	0,634	3566
AHAUSER MÜHLENBACH	14,6	148,0	0,800	671,7	40,50	0,577	0,562	0,634	3566
DEICHSCHLOOT	12,7	152,0	0,844	883,1	30,00	0,628	0,879	0,411	1726
MASCHINENFLEET	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
LESUM_MASCHINENFLEET_SPERRWERK	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
WÜMME_TORFKANAL_HAMME	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
WÜMME_WÖRPE_TORFKANAL	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
WALLE	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
WÜMME_WIESTE_WALLE	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
LESUM_HAMME_MASCHINENFLEET	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
HAMME_RUMMELDEISBEEK_SCHMOO	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
HAMME_KOLLBECK_RUMMELDEISBEEK	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
WÜMME_VEERSE_WESTERH_MÜHLENBACH	14,2	177,0	0,900	900,0	28,40	0,750	0,439	0,224	3288
WIEDAU_RODAU_WÜMME	17,7	105,0	0,934	866,9	36,20	0,724	0,309	0,319	2878
STELLBACH	10,3	170,0	0,500	700,0	40,00	0,181	0,741	0,272	2443
WÜMME_STELLBACH_FINTAU	10,3	170,0	0,500	700,0	40,00	0,181	0,741	0,272	2443
WÜMME_GABELUNG_WIESTE	12,7	152,0	0,844	883,1	30,00	0,628	0,879	0,411	1726
GIEHLER BACH EG1	17,3	161,0	0,708	768,0	12,80	0,732	0,772	0,081	3925
GIEHLER BACH EG3	19,0	202,6	0,358	794,2	14,57	0,769	0,947	0,534	2435
GIEHLER BACH EG4	18,5	258,0	0,339	830,8	19,20	0,763	0,986	0,685	2753
GIEHLER BACH EG2	15,0	182,4	0,636	753,8	15,81	0,740	0,766	0,218	3798
GIEHLER BACH EG5	19,7	139,3	0,527	801,0	17,93	0,721	0,990	0,215	3862
OSTE HAMME EG7	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
OSTE HAMME EG1	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
AUGUST EG2	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
AUGUST EG1	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
OSTE HAMME EG2	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
OSTE HAMME EG8	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
OSTE HAMME EG4	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
OSTE HAMME EG3	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
OSTE HAMME EG5	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
OSTE HAMME EG6	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
RUMMEL EG3	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
RUMMEL EG1	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
RUMMEL EG2	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
HANSTEDTER EG1	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
RUMMEL EG4	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
RUMMEL EG5	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
HANSTEDTER EG2	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
SCHMOO EG1	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
SCHMOO EG3	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
SCHMOO EG2	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
SCHMOO EG4	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
BEEK EG5	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
BEEK EG4	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
BEEK EG2	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
BEEK EG1	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
BEEK EG8	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
BEEK EG7	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
BEEK EG6	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
BEEK EG3	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
UMBECK	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
WÖRPEDAHLER	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
NEU_SANKT_JÜRGENS	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
HAMME_SCHMOO_BEEK	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
SEMKENFAHRT	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
WAAKHAUSER	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
KIRCHENFLEET	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
NEUGRABENFLEET	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
HAMME_FANGSTAKEN_LESUM	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
SCHARMBECKER	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
HAMME_BEEK_BIS_FANGSTAKEN	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
FANGSTAKEN	18,5	257,6	0,339	830,8	19,17	0,763	0,986	0,685	2753
WOERPE EG9	17,1	109,2	0,614	734,2	14,38	0,824	0,430	0,444	3506
WOERPE EG8	19,3	120,3	0,576	525,2	11,98	0,799	0,374	0,461	3488
WOERPE EG10	16,4	111,7	0,403	623,2	15,36	0,842	0,472	0,497	2563
WOERPE EG11	15,2	122,1	0,528	692,8	20,76	0,810	0,349	0,425	3180
WOERPE EG2	12,8	193,6	0,550	773,3	10,39	0,887	0,438	0,788	2405
WOERPE EG7	10,7	152,2	0,444	547,3	10,93	0,789	0,484	0,436	3394
WOERPE EG5	12,9	158,1	0,327	740,4	11,33	0,732	0,472	0,328	3185
WOERPE EG3B	14,1	178,0	0,243	814,0	10,00	0,718	0,242	0,461	3135
WOERPE EG3A	14,6	167,5	0,783	828,0	10,43	0,797	0,961	0,501	2536
WOERPE EG4	14,7	110,1	0,224	537,4	10,06	0,640	0,196	0,297	3251
WOERPE EG6	19,2	125,3	0,315	301,1	11,01	0,766	0,352	0,514	3635

Hydrodynamische Simulationen im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme

Seite 121

Name	Umax	Lmax	CQOF	CKIF	CK1,2	TOF	TIF	TG	CKBF
WIESTE_EG2	16,3	201,3	0,426	686,1	22,32	0,599	0,946	0,528	3554
WIESTE_EG4	12,3	162,3	0,543	589,9	26,05	0,684	0,921	0,515	3546
WIESTE_EG3	11,7	159,8	0,829	721,6	27,31	0,628	0,607	0,450	1868
WIESTE_EG5	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
WIESTE_EG7	11,7	171,3	0,659	906,1	36,29	0,731	0,336	0,755	1540
WIESTE_EG6	14,5	152,1	0,872	393,6	36,77	0,787	0,955	0,612	1548
WÜMME_WESTERHOLZ_WIEDAU	14,6	148,0	0,596	671,7	34,51	0,577	0,562	0,634	3566
WÜMME_FINTAU_VEERSE	10,3	215,4	0,466	579,0	31,90	0,181	0,741	0,272	2443
REHRBACH	11,0	232,0	0,735	620,6	27,40	0,045	0,186	0,030	2286
BEEK	11,0	232,0	0,635	620,6	27,40	0,045	0,186	0,030	2286
WÜMME_EG3	13,2	247,0	0,156	700,5	20,00	0,153	0,659	0,935	3830
RUSCHWEDE	11,0	231,9	0,435	620,6	27,39	0,045	0,186	0,030	2286
FINTAU_EG3	10,4	246,0	0,391	439,2	29,50	0,159	0,600	0,066	2318
FINTAU_EG4	10,3	215,4	0,466	579,0	31,90	0,181	0,741	0,272	2443
FINTAU_EG5	11,1	206,0	0,394	786,3	29,30	0,200	0,658	0,049	1851
VEERSE_EG5	14,3	196,0	0,419	764,3	29,50	0,339	0,474	0,258	2249
WÜMME_EG2	16,2	157,0	0,111	465,7	15,00	0,126	0,621	0,870	3152
WÜMME_EG1	15,6	248,0	0,137	365,0	16,70	0,246	0,585	0,221	2006
WÜMME_EG5	10,7	179,0	0,417	765,5	40,00	0,078	0,980	0,941	3838
WÜMME_EG4	10,2	296,0	0,121	465,2	15,20	0,278	0,450	0,989	3927
FINTAU_EG1	19,4	298,0	0,245	200,2	12,10	0,083	0,115	0,250	3956
FINTAU_EG2	14,8	233,7	0,318	572,0	22,21	0,163	0,507	0,143	2947
VEERSE_EG1	10,3	263,0	0,148	278,4	10,10	0,990	0,257	0,101	3500
VEERSE_EG2	18,4	257,0	0,170	799,9	12,30	0,318	0,355	0,066	3500
VEERSE_EG3	16,2	144,0	0,466	693,8	26,30	0,570	0,273	0,635	3764
VEERSE_EG4	11,6	287,0	0,306	232,3	12,00	0,242	0,362	0,100	3500
VEERSE_EG7	13,2	108,0	0,520	678,5	32,80	0,495	0,770	0,337	2644
VEERSE_EG6	14,5	143,0	0,452	471,6	31,50	0,279	0,493	0,224	3288
WIEDAU_EG1	14,5	175,3	0,444	610,7	28,75	0,282	0,685	0,516	3498
HAHNENBACH_EG4	11,7	151,7	0,416	412,0	24,59	0,246	0,611	0,540	3336
HAHNENBACH_EG6	11,9	143,5	0,419	432,1	26,57	0,313	0,661	0,642	3227
WIEDAU_EG3	15,4	183,7	0,443	684,9	29,84	0,266	0,765	0,595	2951
WIEDAU_EG2	14,5	161,0	0,481	724,4	30,30	0,444	0,800	0,628	2372
WIEDAU_EG4	13,9	182,6	0,497	627,6	31,39	0,348	0,579	0,561	3184
HAHNENBACH_EG2	19,7	263,3	0,215	230,1	11,98	0,204	0,113	0,060	3525
HAHNENBACH_EG1	18,8	272,9	0,190	322,8	13,06	0,073	0,138	0,082	3109
HAHNENBACH_EG3	10,4	234,9	0,412	562,8	25,66	0,195	0,700	0,239	2962
HAHNENBACH_EG5	14,9	287,7	0,471	451,9	28,64	0,089	0,529	0,062	2883
HAHNENBACH_EG7	13,2	175,3	0,438	601,7	29,04	0,338	0,741	0,641	3254
WIEDAU_EG5	13,6	154,0	0,485	631,0	33,13	0,531	0,811	0,692	2281
WIEDAU_EG7	16,7	141,4	0,702	677,5	35,03	0,631	0,805	0,361	2212
WIEDAU_EG6	14,6	148,0	0,596	671,7	34,51	0,577	0,562	0,634	3566
RODAU_EG1	12,6	113,0	0,700	201,0	40,00	0,373	0,817	0,109	3500
RODAU_EG2	12,9	123,0	0,700	328,0	40,00	0,273	0,479	0,233	3500
RODAU_EG3	10,1	127,0	0,700	428,0	40,00	0,121	0,183	0,113	3500
RODAU_EG5	17,6	125,0	0,700	695,0	40,00	0,493	0,129	0,483	3500
RODAU_EG6	12,5	127,0	0,700	682,0	40,00	0,367	0,087	0,073	3500
RODAU_EG4	10,6	149,0	0,700	326,0	40,30	0,324	0,449	0,012	3500
RODAU_EG7	15,0	114,0	0,700	251,0	40,10	0,589	0,786	0,366	3500
REITHBACH	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
WUEMME_WIEDAU_AHAUSER	14,6	148,0	0,800	571,7	40,50	0,577	0,562	0,634	3566
WUEMME_AHAUSER_MUEHLENGRABEN	14,6	148,0	0,596	800,0	40,50	0,577	0,562	0,634	3566
REHNENGRABEN	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
MOORKANAL	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
AHAUSER_MUEHLENGRABEN	14,6	148,0	0,596	871,7	34,50	0,577	0,562	0,634	3566
WUEMME_AHAUSER_MUEHLEN_REITHBACH	14,6	148,0	0,596	671,7	34,50	0,577	0,562	0,634	3566
WUEMME_REITHBACH_GIERSDORF	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
GRIESDORF_SCHANZENDORF	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
BASSENER_MUEHLENGRABEN	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
WUEMME_SUEDARM	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
ECKHOFFGRABEN	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
WUEMME_MITTELARM	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
WUEMME_NORDARM_MITTELARM	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
RAUTENDORFER_SCHIFFGRABEN	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
WUEMME_NORDARM_WALLE_RAUTENDORF	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
WUEMME_NORDARM_KATREPEL	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
KATREPELER_SIELGRABEN	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
GROßER GRABEN	12,7	152,0	0,844	883,1	30,00	0,628	0,879	0,411	1726
KLEINE WUEMME	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
HOLLER FLETH	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
KUHGRABEN	12,7	152,1	0,844	883,1	29,95	0,628	0,879	0,411	1726
WOERPE_EG1B	12,3	138,4	0,483	859,9	10,11	0,929	0,577	0,784	1603
WOERPE_EG1A	11,6	259,9	0,327	899,0	10,18	0,801	0,716	0,981	3267
WIESTE_EG1B	11,7	271,0	0,439	859,1	22,00	0,657	0,978	0,798	3448
WIESTE_EG1A	13,1	150,5	0,319	791,3	19,90	0,432	0,749	0,539	3413

Der Oberflächenabflusskoeffizient CQ_{OF} erreicht im Untersuchungsgebiet Werte zwischen 0,11 und 0,93. Der während der Autokalibrierung ermittelte maximale Wassergehalt im Oberflächenspeicher der Teileinzugsgebiete variiert zwischen $U_{max} = 10,1$ mm (Rodau EG_3) und $U_{max} = 19,7$ mm (Hahnenbach EG_2) und liegt damit im üblichen Bereich $U_{max} = 10 \div 20$ mm.

Die während der Kalibrierung bestimmten Werte für L_{max} liegen zwischen $L_{max} = 105$ mm (Wiedau_Rodau_Wümme) und $L_{max} = 298$ mm (Fintau EG_1). Insbesondere im Bereich der Oberen Wümme und der Fintau sind höhere Werte festzustellen, die an die vorgegebene und übliche obere Grenze von $L_{max} = 30$ cm heranreichen.

Die folgenden Abbildungen zeigen beispielhaft die simulierten Abflussganglinien an den Pegeln Hellwege-Schleuse sowie Worth für beide Kalibrierungszeiträume. Die simulierten Abflussganglinien an den übrigen Abflusspegeln sowie am Auslass der betrachteten Teileinzugsgebiete sind im Anhang aufgeführt (Anhang A 8 bzw. Anhang B). Auch die Summenkurven des Abflusses der Teileinzugsgebiete sind in Anhang B dargestellt.

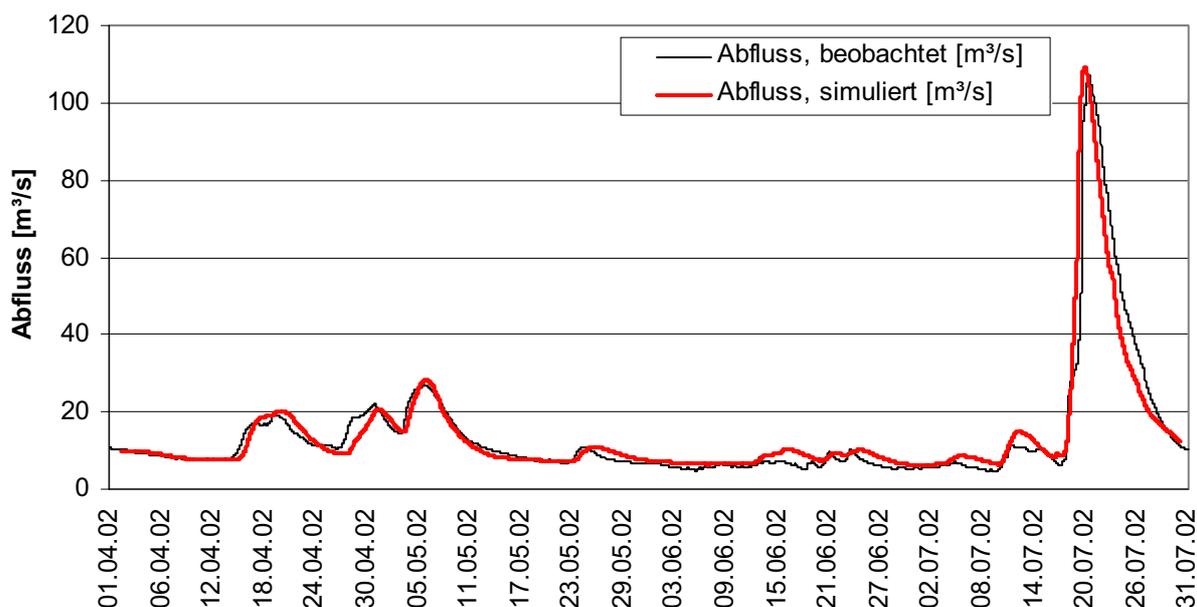


Abb. 6-1: Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse (April – Juli 2002)

Für das Juli 2002 – Ereignis zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Abflussganglinien. Die Höhe sowie der Verlauf der Ganglinien sind in Niedrigwasserphasen sowie in der Hochwasserperiode nahezu identisch. Die kleineren Vorwellen werden ebenso wie das Hauptereignis abgebildet. Ein Zeitversatz ist insbesondere im Nachlauf der Hochwasserwelle zu erkennen.

Die Kalibrierung für das Hochwasserereignis September 2001 zeigt ein ähnliches Ergebnis. Hier treten ebenfalls im Nachlauf der Hochwasserwelle Abweichungen, insbesondere ein Zeitversatz, auf.

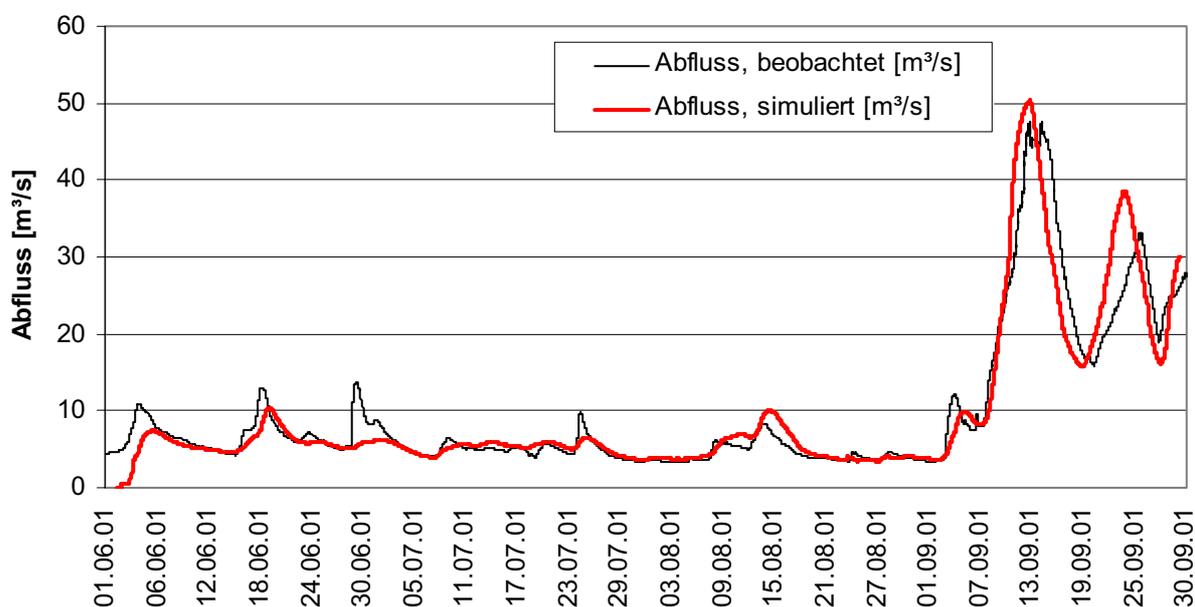


Abb. 6-2: Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse (Juni – Sept. 2001)

Die am Pegel Worth zu erkennenden Abweichungen im Juli 2002 resultieren aus der Anwendung des Eta-Verfahrens zur Ermittlung des vorhandenen Abflusses aus Wasserständen. Dies berücksichtigt, ergibt sich wie am Pegel Hellwege-Schleuse eine gute Übereinstimmung.

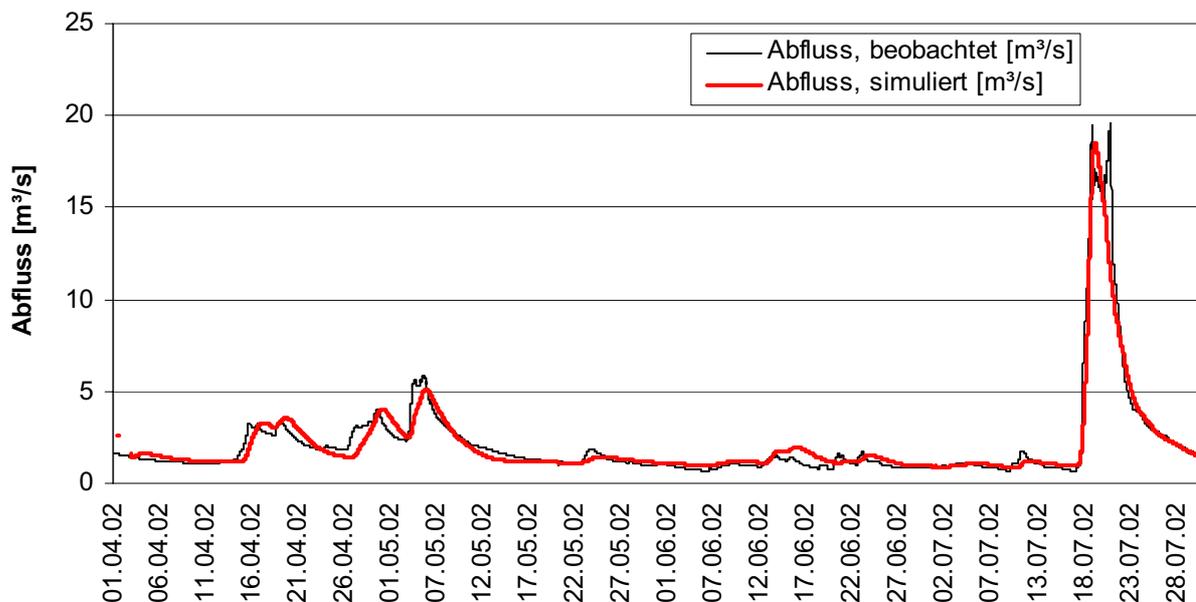


Abb. 6-3: Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Worth (April – Juli 2002)

Abb. 6-4 zeigt ergänzend die Tageswerte der Niederschlagshöhe an der Station Hemslingen von April bis Juli 2002. Diese Niederschlagsstation liegt im Einzugsgebiet des Pegels Worth, so

dass Rückschlüsse auf die Abflussmenge und den Verlauf der Ganglinie gezogen werden können. Deutlich zu erkennen sind zwei aufeinander folgende hohe Tageswerte am 17. und 18. Juli, welche für die Hochwasserwelle verantwortlich sind.

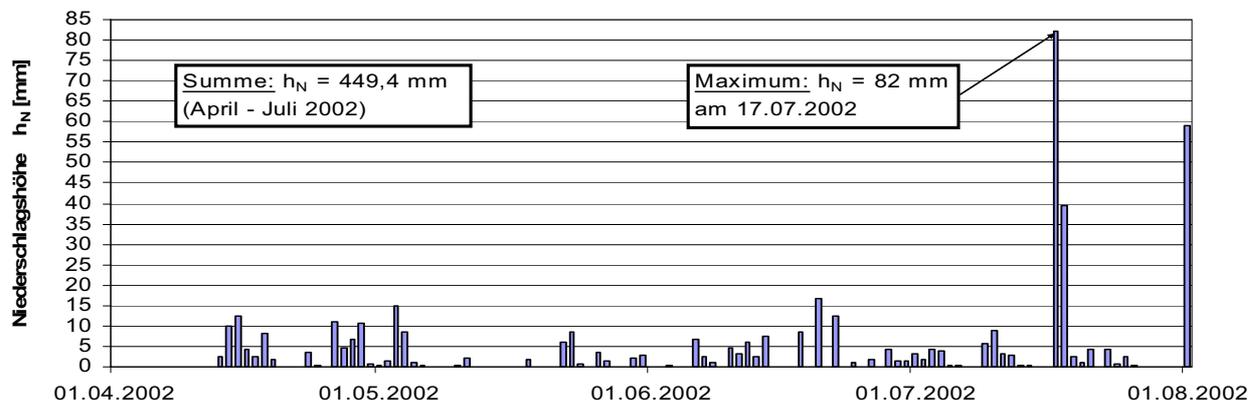


Abb. 6-4: Tageswerte der Niederschlagshöhe an der Station Hemslingen (April – Juli 2002)

Das Hochwasserereignis im September 2001 wird bis auf wenige Ausnahmen genauer abgebildet. Der Verlauf und die Spitze der Hochwasserwelle sind für beide Ganglinien identisch.

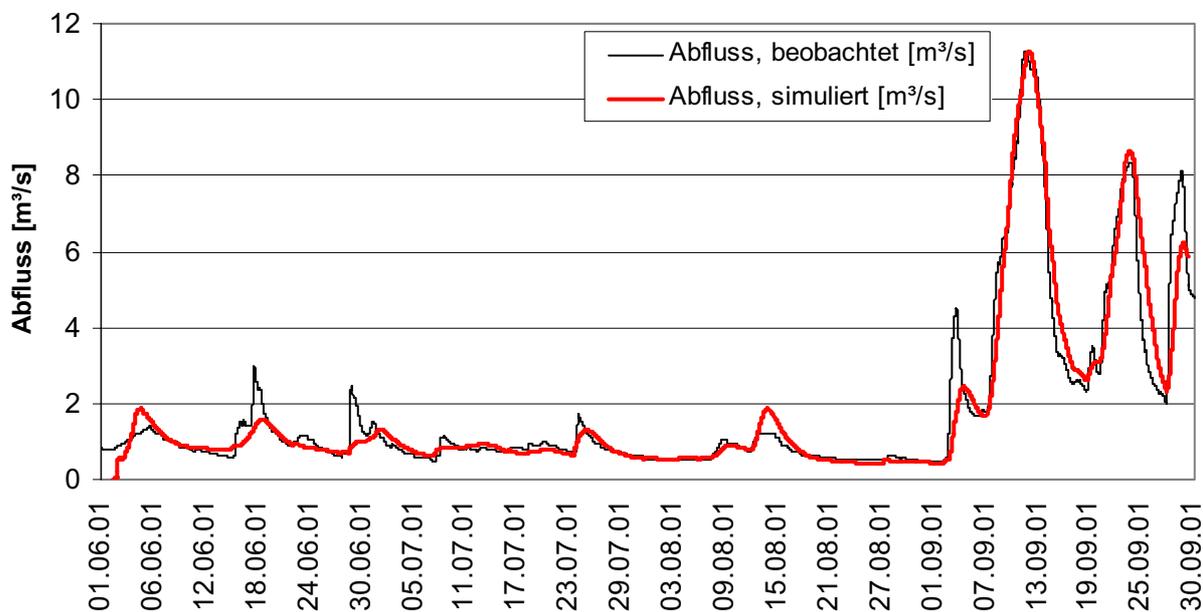


Abb. 6-5: Ermittelte und simulierte Abfluss am Pegel Worth (Juni – September 2001)

Die Kalibrierung des Modells für die Teileinzugsgebiete der Rodau war aufgrund der Quantität und Qualität der Daten am Pegel Hastedt aufwendiger. Für den Kalibrierungszeitraum vom 01.01.1999 bis 30.09.1999 lagen nur sechs Eta – Werte vor.

Zur Bestimmung der Abflussganglinien wurde für die Zwischenbereiche nach Rücksprache mit dem GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENST eine lineare Interpolation vorgenommen. Dies kann zur Folge haben, dass nicht immer die tatsächlich vorhandene hydraulische Situation abgebildet wird und damit geringe Werte für den gesamten mittleren quadratischen Fehler R^2 bzw. RMSE („overall root mean square error“) bestimmt werden.

Um auch für die Gebiete der Rodau plausible Bodenparameter zu ermitteln, wurden zwei Varianten unter Beibehaltung der Anfangsbedingungen (L/L_{\max} und U/U_{\max} sowie Basisabfluss) untersucht.

Variante 1:

- Definition einer unteren Grenze für den Oberflächenabflusskoeffizienten CQ_{OF} von 0,6. Diese Maßnahme führte bei gleichen Anfangsbedingungen zu deutlich besseren Ergebnissen:
 - Die ermittelten Bodenparameter für die Teileinzugsgebiete der Rodau entsprechen in etwa denen der Wiedau.
 - Der Wert für den gesamten mittleren quadratischen Fehlers R^2 ist deutlich verbessert. Es werden Werte um 0,85 erreicht.
 - Deutliche Verbesserung im Bereich von Mittel- und Niedrigwasserperioden.
 - Deutlich geringere Differenzen im Bereich der Hochwasserspitzen.

Variante 2:

- Aufgrund der ähnlichen Bodeneigenschaften einzelner Teileinzugsgebiete der Rodau wurden die für ausgewählte Gebiete der Wiedau ermittelten Parameter übertragen. Die Ergebnisse ähneln denen der Variante 1, wobei insgesamt Variante 1 zu besseren Ergebnissen führt.

Abb. 6-6 zeigt die ermittelte und simulierte Abflussganglinie an der Mündung des Teileinzugsgebietes Visselbach im Kalibrierungszeitraum 1999 für die zuvor beschriebene Variante 1. Anhand der Abbildung wird die Problematik nicht ausreichender Abflussmessungen deutlich. Die Hochwasserspitze Mitte Februar 1999 wird nicht abgebildet. Die simulierte Abflussganglinie zeigt stärkere Ausschläge als die beobachtete, wobei die wenigen, mit Abflussmessungen belegten Stützstellen zu beachten sind.

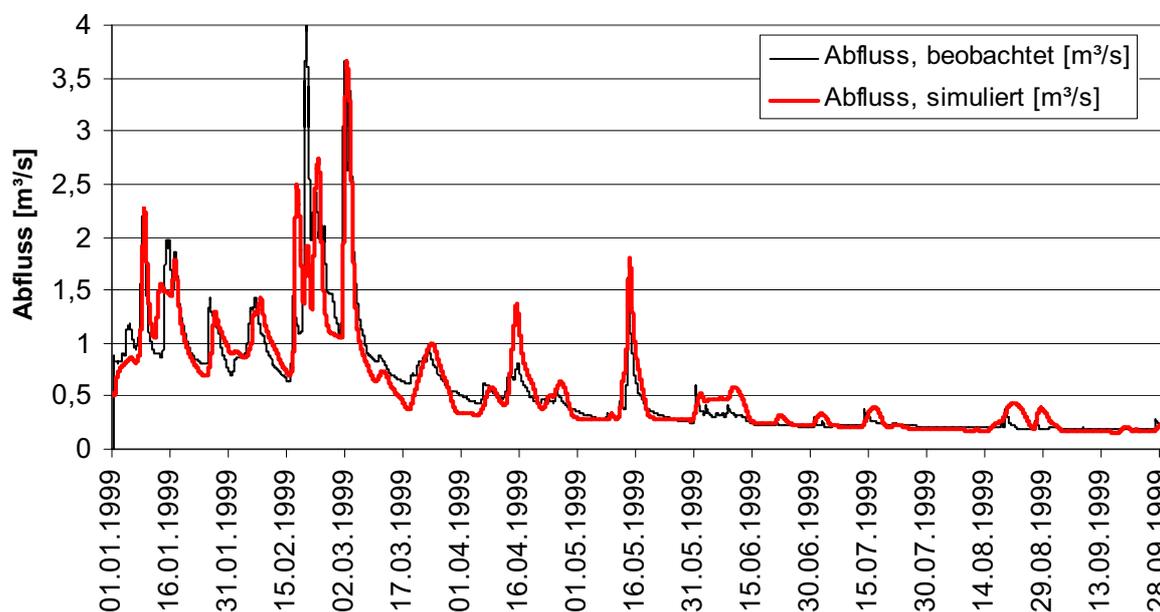


Abb. 6-6: Ermittelter und simulierter Abfluss an der Mündung des Visselbachs, Variante 1

Abb. 6-7 zeigt die für den Zeitraum vom 01.06. bis 30.09.2001 ermittelte Abflussganglinie des Teileinzugsgebiets Visselbach. Ergänzend zeigt Abb. 6-8 die Tageswerte der Niederschlagshöhe an der Station Visselhövede von Juni bis September 2001. Diese Niederschlagsstation liegt im Einzugsgebiet des Visselbachs, so dass Rückschlüsse auf die Abflussmenge und den Verlauf der Ganglinie gezogen werden können.

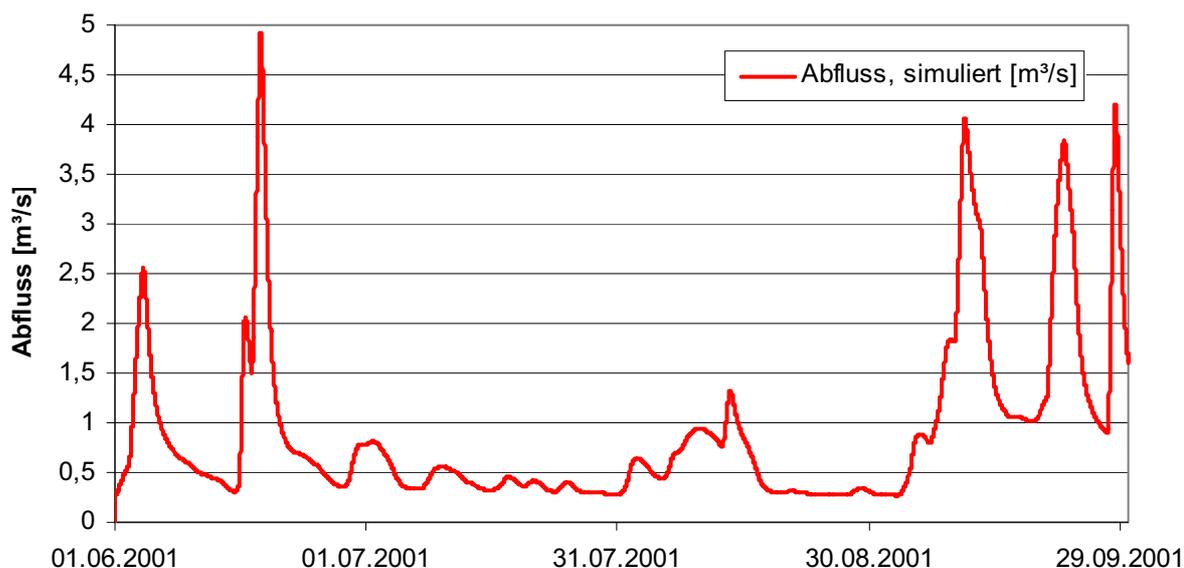


Abb. 6-7: Simulierter Abfluss an der Mündung des Visselbach im Kalibrierungszeitraum 2001

Ein Vergleich der Abflussganglinie mit den an der Station Visselhövede gemessenen Niederschlagshöhen lässt die für dieses Gebiet kalibrierten Bodenparameter plausibel erscheinen. Die Summe der an der Station Visselhövede für den Simulationszeitraum gemessenen Niederschlagshöhen betrug $h_N = 522,8$ mm. Die Simulation ergab insgesamt eine Niederschlagshöhe von $h_N = 542$ mm. Das entspricht einer Abweichung von rd. 3,5 %.

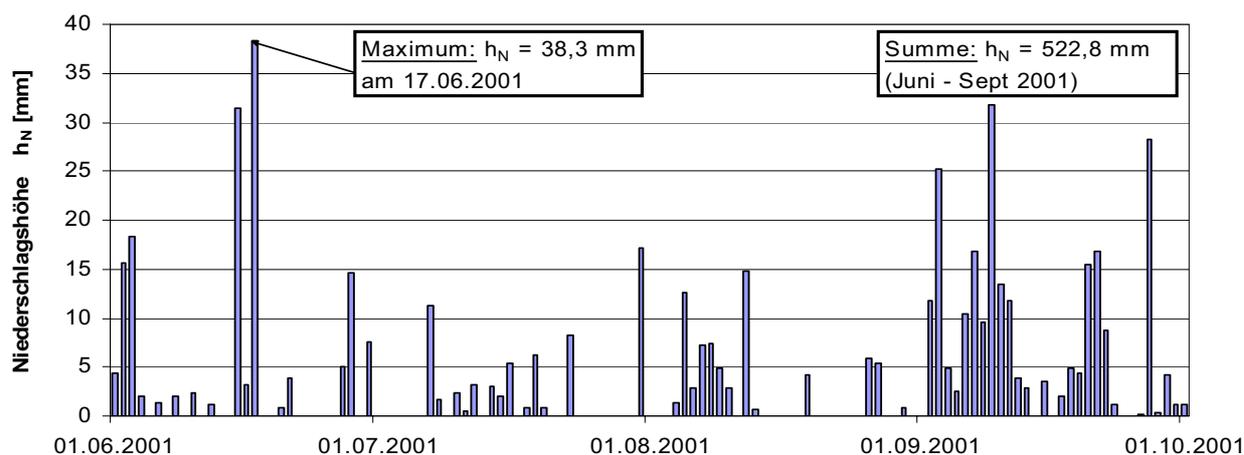


Abb. 6-8: Tageswerte der Niederschlagshöhe an der Station Visselhövede (Juni – Sept. 2001)

Die nachfolgende Tabelle zeigt die Ergebnisse für den gesamten mittleren quadratischen Fehler R^2 sowie für die Wasserbilanz WBL in % in den durch Pegel abgesicherten Einzugsgebieten. In den übrigen Einzugsgebieten kann diese Angabe nicht getroffen werden. Eine Plausibilitätskontrolle kann in diesen Gebieten über die Betrachtung der Niederschlagshöhen vorgenommen werden. Die zugehörigen Abbildungen der Tageswerte der Niederschlagshöhe an den Niederschlagsstationen im Bereich des Bearbeitungsgebietes enthält Anhang A 3 dieses Berichtes.

Nach einer Empfehlung des DANISH HYDRAULIC INSTITUTE sollten Simulationsergebnisse mit einem gesamten mittleren quadratischen Fehler von unter 0,75 nicht für weitere Untersuchungen bzw. Planungen verwendet werden. Ziel sollte es sein, durch die Kalibrierung Werte von 0,90 oder mehr zu erreichen. Die Tabelle zeigt eine Unterschreitung der geforderten Genauigkeit insbesondere in den Einzugsgebieten der Wörpe, des Giehler Bachs und des Hahnenbachs.

Es ist nochmals darauf hinzuweisen, dass im Einzugsgebiet der Hamme lediglich am Pegel Ahrensdorf Abflussmessungen vorgenommen werden und die während der Kalibrierung ermittelten Bodenparameter für die Niederschlag-Abfluss-Simulation anschließend auf die übrigen Einzugsgebiete im Bereich der Hamme übertragen werden. Auf die Problematik hinsichtlich der Abflussermittlung im Bereich der Wörpe wurde bereits eingegangen.

Tab. 6-2: Nash-Sutcliffe Koeffizient R^2 sowie Wasserbilanz (WBL)

	A_{E0} [km ²]	September 2001		Juli 2002		Farbliegende R^2
		R^2 [-]	WBL [%]	R^2 [-]	WBL [%]	
FINTAU_EG1	17,744	0,934	-0,1	0,765	0,1	> 0,9
FINTAU_EG2	13,881	0,876	0,1	0,88	0	> 0,8
FINTAU_EG3	11,498	0,858	-0,7	0,927	0	> 0,75
FINTAU_EG4	13,360	0,95	0	0,93	0	< 0,75
FINTAU_EG5	7,240	0,861	-0,5	0,933	-0,1	> 0,8
GIEHLER_BACH_EG1	10,834	0,812	-6,6	0,779	0,1	> 0,8
GIEHLER_BACH_EG2	3,909	0,787	-13,5	0,797	0,1	> 0,8
GIEHLER_BACH_EG3	8,665	0,729	-21	0,762	-0,1	> 0,8
GIEHLER_BACH_EG4	58,319	0,93	-7,8	0,844	-0,1	> 0,8
GIEHLER_BACH_EG5	3,343	0,926	-5,7	0,882	0,3	> 0,8
HAHNENBACH_EG1	11,540	0,708	10,1	0,566	0	< 0,75
HAHNENBACH_EG2	14,701	0,874	4,7	0,541	0,3	< 0,75
HAHNENBACH_EG3	7,156	0,917	-0,1	0,904	0	> 0,8
HAHNENBACH_EG4	7,660	0,892	-0,1	0,905	0	> 0,8
HAHNENBACH_EG5	1,285	0,93	0,7	0,908	0	> 0,8
HAHNENBACH_EG6	5,658	0,897	2	0,916	-0,1	> 0,8
HAHNENBACH_EG7	4,139	0,95	0	0,932	-0,1	> 0,8
RUSCHWEDE	33,718	0,959	0,2	0,929	-0,1	> 0,8
VEERSE_EG1	6,853	0,883	-0,1	0,748	0,2	< 0,75
VEERSE_EG2	16,932	0,911	8,6	0,796	0,1	> 0,8
VEERSE_EG3	12,954	0,908	0	0,964	-0,1	> 0,8
VEERSE_EG4	26,568	0,954	0	0,924	0	> 0,8
VEERSE_EG5	39,142	0,967	0,2	0,958	0,1	> 0,8
VEERSE_EG6	9,481	0,963	0	0,956	0	> 0,8
VEERSE_EG7	4,968	0,959	0,1	0,971	0,3	> 0,8
WIEDAU_EG1	38,506	0,931	-0,3	0,932	0	> 0,8
WIEDAU_EG2	2,831	0,957	-0,2	0,944	0	> 0,8
WIEDAU_EG3	20,628	0,953	-0,1	0,94	0	> 0,8
WIEDAU_EG4	17,677	0,926	-0,1	0,941	-0,1	> 0,8
WIEDAU_EG5	18,304	0,942	-0,1	0,953	0	> 0,8
WIEDAU_EG6	7,223	0,962	0,1	0,952	-0,2	> 0,8
WIEDAU_EG7	6,341	0,888	-0,4	0,945	-0,1	> 0,8
WIEDAU_RODAU_WÜMME	1,444	0,852	0,3	0,938	0	> 0,8
WIESTE_EG1A	4,567	0,959	-0,1	0,943	-0,1	> 0,8
WIESTE_EG1B	16,486	0,943	0,1	0,948	0,3	> 0,8
WIESTE_EG2	11,393	0,955	-0,4	0,962	-0,1	> 0,8
WIESTE_EG3	15,128	0,958	0,1	0,961	0,1	> 0,8
WIESTE_EG4	17,247	0,96	0,4	0,97	-0,6	> 0,8
WIESTE_EG5	21,624	0,963	-0,1	0,953	-0,1	> 0,8
WIESTE_EG6	3,286	0,97	-0,1	0,899	-6,1	> 0,8
WIESTE_EG7	10,775	0,964	0,2	0,914	0,3	> 0,8
WOERPE_EG10	20,801	0,704	0	0,783	-0,1	< 0,75
WOERPE_EG11	7,098	0,738	0,3	0,73	0,1	< 0,75
WOERPE_EG1A	2,905	0,761	2,6	0,836	-0,3	> 0,8
WOERPE_EG1B	11,436	0,834	0,3	0,853	0	> 0,8
WOERPE_EG2	3,341	0,811	0	0,851	-0,2	> 0,8
WOERPE_EG3A	5,098	0,795	0,1	0,862	-0,4	> 0,8
WOERPE_EG3B	2,479	0,718	0,4	0,832	0	> 0,8
WOERPE_EG4	8,344	0,693	1,8	0,827	0	> 0,8
WOERPE_EG5	23,492	0,752	0,6	0,862	-0,1	> 0,8
WOERPE_EG6	19,389	0,716	-0,4	0,765	0,5	> 0,8
WOERPE_EG7	13,679	0,744	4,3	0,88	0,1	> 0,8
WOERPE_EG8	2,488	0,741	0,4	0,842	0	> 0,8
WOERPE_EG9	15,320	0,719	2,9	0,847	-0,1	> 0,8
WÜMME_EG1	44,399	0,945	-0,2	0,778	0,2	> 0,8
WÜMME_EG2	19,578	0,95	2,8	0,83	0,2	> 0,8
WÜMME_EG3	14,350	0,951	1,3	0,867	0	> 0,8
WÜMME_EG4	23,457	0,97	-0,7	0,878	0,1	> 0,8
WÜMME_EG5	12,367	0,958	0,2	0,872	-0,7	> 0,8

Im Kalibrierungszeitraum September 2001 weisen die Teileinzugsgebiete im Bereich des Giehler Bachs und des Hahnenbachs die höchsten Abweichungen ($> 10\%$) auf. Im Simulationszeitraum Juli 2002 liegt die betragsmäßig größte Abweichung bei rd. 6% im Bereich der Wieste. Insgesamt sind die Abweichungen zwischen simuliertem und beobachtetem Abfluss kleiner 1% .

Zur Beurteilung ob eine Verlängerung der Vorlaufzeit zu einer Verbesserung der Simulationsergebnisse führt, erfolgte im Einzugsgebiet der Wiedau eine Simulation des Niederschlag-Abfluss-Prozesses für das gesamte Jahr 2001. Die Vorlaufzeit für das Hochwasserereignis im September 2001 verlängert sich auf acht Monate.

Es zeigte sich, dass die längere Vorlaufzeit die Hochwasserspitze nicht genauer abbildet, so dass der gewählte Simulationszeitraum als ausreichend betrachtet werden kann. Geringe Verbesserungen waren in Niedrig- und Mittelwasserperioden festzustellen.

Insbesondere in zu untersuchenden Gebieten, in denen keine Anhaltspunkte für Anfangsbedingungen (Basisabfluss, Füllgrad in den Bodenspeichern) vorliegen, ist eine ausreichend gewählte Vorlaufzeit sinnvoll.

Im Folgenden sind beispielhaft die Verläufe des relativen Wassergehalts im Oberflächenspeicher U/U_{\max} sowie im Wurzelzonenspeicher L/L_{\max} sowie des Basisabflusses für das rd. 40 km^2 große Teileinzugsgebiet Veerse EG_5 dargestellt. Es wird deutlich, dass der Oberflächenspeicher sofort auf Niederschlagsereignisse reagiert. In Trockenperioden ist der Wert $U/U_{\max} = 0$. Bei Betrachtung des relativen Wassergehaltes L/L_{\max} im Wurzelzonenspeicher zeigt sich, dass dieser in Wintermonaten ansteigt und Werte über $0,8$ annimmt, während in den Sommermonaten in diesem Einzugsgebiet Werte zwischen $0,5$ bis $0,6$ auftreten. Darüber hinaus ist der charakteristische Verlauf des Basisabflusses in Trockenzeiten in den Monaten Juni bis August 2001 zu erkennen. Im Juli 2002 zeigt sich dann ein sprunghafter Anstieg der Kurve bedingt durch den extremen Niederschlag. An den Kurven wird auch deutlich, dass bei Vorhandensein von Langzeitsimulationen eine schnelle Abschätzung der Anfangsbedingungen einer Niederschlag-Abfluss-Simulation möglich ist.

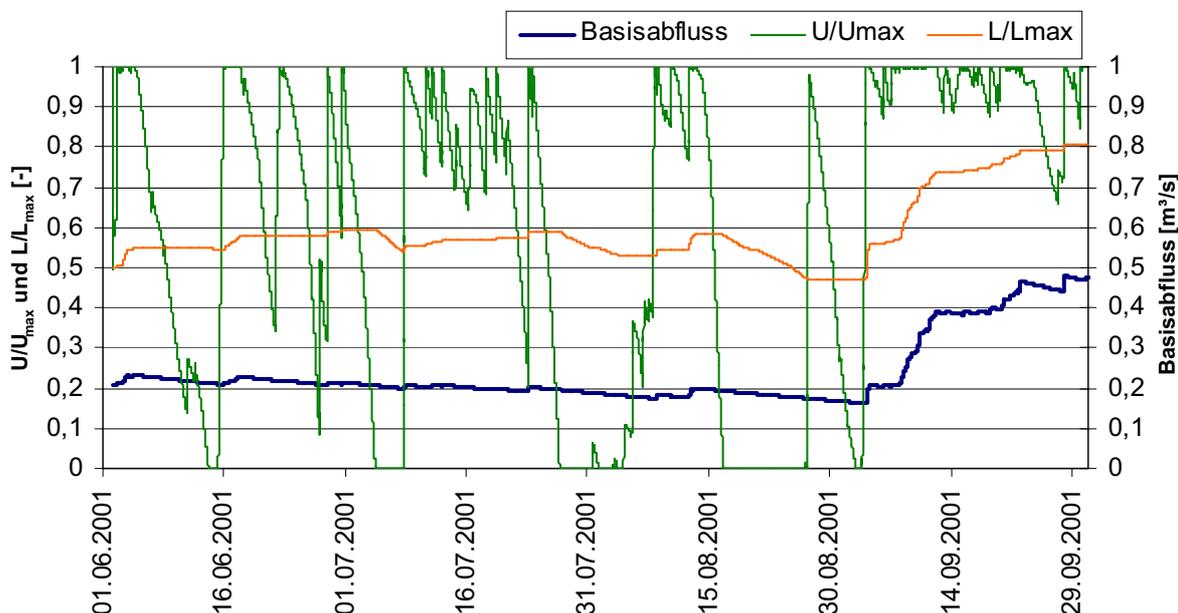


Abb. 6-9: Relativer Feuchtegehalt U/U_{\max} und L/L_{\max} in den Bodenspeichern sowie Basisabfluss des Teileinzugsgebietes Veerse EG_5 im Kalibrierungszeitraum 2001

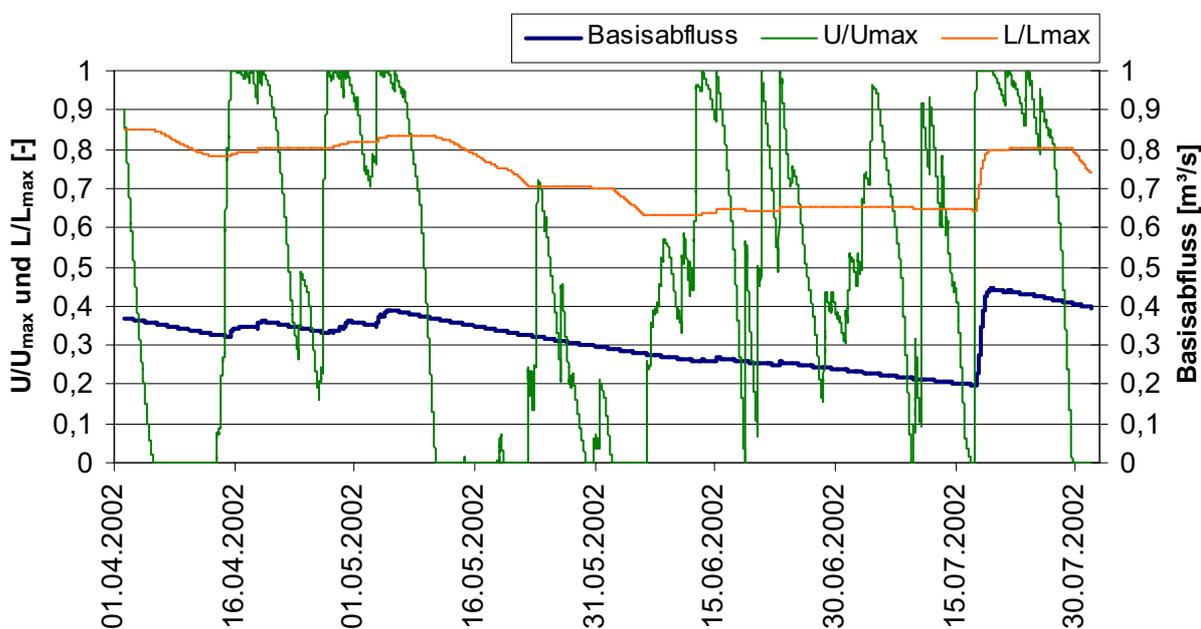


Abb. 6-10: Relativer Feuchtegehalt U/U_{\max} und L/L_{\max} in den Bodenspeichern sowie Basisabfluss des Teileinzugsgebietes Veerse EG_5 im Kalibrierungszeitraum 2002

6.4 Analyse der Simulationsergebnisse

Mögliche Gründe für die Abweichungen der simulierten zu den gemessenen bzw. ermittelten Abflussganglinien sollen im Folgenden aufgezeigt werden:

- Als Anfangsbedingung der Simulation ist der Füllgrad der einzelnen Speicher abzuschätzen. Zur Hochwassermodellierung sollten die Anfangsbedingungen (insbes. Wassergehalt der Bodenspeicher) durch Langzeitsimulationen ermittelt werden. Dadurch würden auch Niederschlagsereignisse in Wintermonaten erfasst, was hierfür eine Abschätzung der Anfangsbedingungen erleichtern würde.
- Zurzeit werden keine Abflussmessungen im tidebeeinflussten Gebiet und im Einzugsgebiet der Hamme (bis auf den Pegel Ahrensdorf) durchgeführt. Daher ist eine modellunabhängige Kontrolle der berechneten Durchflüsse nicht möglich. Wir empfehlen daher dringend derartige Messungen durchzuführen, um neben den Wasserständen an den bekannten Pegeln auch den Durchfluss – und damit auch die über den Querschnitt gemittelten Strömungsgeschwindigkeiten – kontrollieren zu können. Nur so wird die Volumenbilanz und ihre Veränderlichkeit über den Längsschnitt beurteilbar.
- In den tidefreien Bereichen wurden Abflussganglinien aus Wasserstandsmessungen an den Pegeln mit Hilfe des Eta-Verfahrens bestimmt. Dieses Verfahren basiert auf der Annahme, dass sich die Durchflusshemmung zwischen den Eichmessungen stetig und gleichmäßig ändert und daher alle Zwischenwerte über geradlinige Interpolation zu ermitteln sind. Als wesentliche Fehlerquelle ist die Ermittlung und Anwendung von Reduktionswerten im Hochwasserbereich zu nennen. Es ist problematisch Eta-Werte für die Tage der HW-Welle aus Eichmessungen abzuleiten, welche bei hydraulisch völlig anderen Situationen ermittelt wurden. Wir empfehlen daher Dauermessstellen (z.B. auf der Grundlage eines ADCP) für die Messung des Abflusses einzurichten. Diese müssen nicht dauerhaft an einem Pegel verbleiben, sondern könnten nach 2-3 Jahren an andere Pegel verlegt werden, um dann dort die Abflussganglinie – auch in ihrer jahreszeitlichen Abhängigkeit – aufzunehmen und zu verbessern.
- Die Abflüsse an den Pegeln wurden nach Rücksprache mit dem GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENST über einen linearisierten Ansatz sowie eine Flächengewichtung auf die jeweiligen Teileinzugsgebiete übertragen, um den dort einzusteuern den Abfluss zu berechnen. Da nicht alle Teileinzugsgebiete oberhalb des betreffenden Pegels die gleiche Gebiets- und Abflusscharakteristik aufweisen, können durch eine reine flächengewichtete Aufteilung Verteilungsfehler entstehen, die sich im ersten Schritt in einer falschen räumlichen Zuordnung der Teilabflüsse widerspiegeln. Wir empfehlen für eine verbesserte Verteilung der Abflüsse an den bekannten Pegeln Abflussmessungen in den Teileinzugsgebieten.

- Für den zuvor genannten Ansatz wurde eine mittlere Fließgeschwindigkeit von $v = 0,35$ m/s von den Teileinzugsgebieten zu den Kontrollpegeln angesetzt. Diese Fließgeschwindigkeit ergibt sich aus Abflussmessungen des NLWKN sowie der Betrachtung des Ablaufs von Hochwasserwellen im Bearbeitungsgebiet. Mit Hilfe dieser Fließgeschwindigkeit und dem Abstand der Teileinzugsgebiete zum jeweiligen Pegel wurden die zugehörigen Abflussganglinien phasenverschoben. Der sich ergebende zeitliche Abstand zwischen Scheitelabfluss und entsprechendem Niederschlagsereignis kann fehlerbehaftet sein. Wir empfehlen daher Geschwindigkeitsmessungen während ablaufender Hochwasserereignisse in Teileinzugsgebieten durchzuführen.
- Zudem kam es in den betrachteten Zeiträumen zu Ausfällen an Pegeln. Die Datenlücken wurden mit Hilfe von Tagesmittelwerten ergänzt bzw. linear interpoliert.

Um die Genauigkeit der Simulationsergebnisse deutlich zu verbessern, ist der Einsatz von Ultraschallmessgeräten in Gewässerabschnitten zu empfehlen.

Trotz der genannten Punkte weist das kalibrierte Niederschlag-Abfluss-Modell eine Qualität auf, die Hochwasservorhersagen auf Basis gemessener bzw. zu erwartender Niederschläge ermöglicht.

7 Kalibrierung des hydrodynamischen Modells

7.1 Vorgehen bei der Modellkalibrierung

Für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells im Bereich Lesum, Hamme und Wümme wurden die in Kapitel 5.1 beschriebenen Randbedingungen in Ansatz gebracht.

Die Kalibrierung ist für die Hochwasserereignisse September 2001 (01.09.2001 0.⁰⁰ - 30.09.2001 0.⁰⁰) und Juli 2002 (25.06.2002 0.⁰⁰ - 31.07.2002 0.⁰⁰) durchgeführt worden. Für die Kalibrierung des HD-Modells reichen kürzere Zeiträume aus, da keine Parameter verwendet werden, die eine längere Vorlaufzeit benötigen, wie die Bodenparameter bei der Kalibrierung des NA-Modells.

Zur Kalibrierung wurden die Abflusswerte aus der Kopplung mit dem in Kap 2.3 beschriebenen N-A-Modell verwendet.

Als Eichparameter dient die Sohltreibung in Form des MANNING-Beiwertes k_{st} . Dieser wird in den drei Bereichen (Abb. 7-1) der für die Simulation des Abflussvorganges eingesetzten Querprofile spezifiziert. Die Zone 1 ist der ständig durchflossene Teil des Querschnitts. Die Zone 2 stellt den Uferbereich bzw. den teilweise durchflossenen Bereich dar. Die Zone 3 bildet die Vorländer ab, die nur bei HW-Ereignissen überströmt werden.

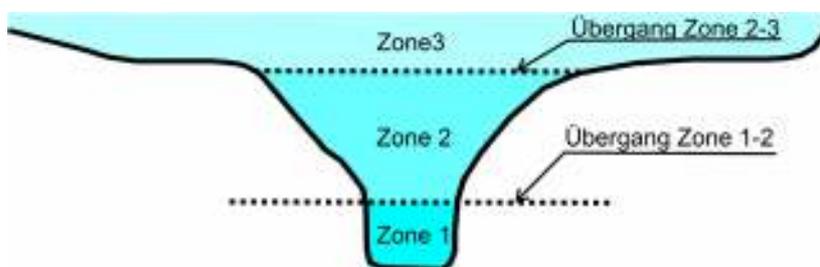


Abb. 7-1: Zoneneinteilung des Querschnitts

Bei der Kalibrierung werden zuerst die Zonen (Tab. 7-2) definiert und anschließend die Rauigkeiten anhand der Bewuchsform eingegeben. Durch Variation des k_{st} -Wertes wird die Rauigkeit des Gewässers angepasst. Im Querprofil kommt es zu einer Rauigkeitsverteilung von glatt nach rau von Zone 1 nach Zone 3. Die Rauigkeit kann dabei für einzelne HW-Ereignisse variieren, was aus einer jahreszeitlichen Änderung des Bewuchses resultiert.

Tab. 7-3 und Tab. 7-4 zeigen die verwendeten Werte für die Kalibrierungsereignisse 2001 und 2002. Auffällig ist, dass es häufig zur Verwendung von sehr großen Rauigkeiten im Bereich der Wümmewiesen und stark bewachsenen Bereiche kommt. Die Kalibrierungsereignisse sind beide Sommer- bzw. Spätsommerereignisse, für die ein dichter Bewuchs auf den Vorländern und zum Teil auch in den Gewässern angenommen werden kann. Um den Wasserrückhalt in der Fläche abzubilden, wurden für das Grabensystem in den Wümmewiesen und für stark bewachsene Bereiche relativ hohe Rauigkeiten angesetzt.

Weitere wichtige Parameter für die Modellkalibrierung sind in Tab. 7-1 aufgeführt. Delta ist dabei eine Variable, die Schwingungen im System dämpft. Für die Kalibrierung ist sie auf eine mittlere Empfindlichkeit eingestellt worden. Der Wert Delh kennzeichnet den Bereich des Niedrigwasserabflusses. Er stellt ein Stabilitätskriterium dar, durch den ein Trockenfallen von Berechnungsknoten und der damit verbundene Simulationsabbruch verhindert wird. Mit der Variablen Nolter wird die Anzahl der Iterationen pro Zeitschritt definiert. Als Voreinstellung ist 1 definiert. Für die Kalibrierung wurde der Wert auf 2 hochgesetzt. Die erste Iteration startet für diesen Fall mit dem vorherigen Zeitschritt und setzt dann zweimal auf den jeweils errechneten Wert auf.

Die Zeitschrittweite wurde so gewählt, dass das Courant-Kriterium erfüllt wurde. Dies besagt, dass die Zeitschrittweite nicht größer sein darf, als die Zeit die ein Wasserpartikel (oder eine Welle) braucht, um von einem Gitterpunkt zum nächsten zu wandern.

Tab. 7-1: Kalibrierungsparameter für das HD-Modell

	Wertebereich	Werte Modelkalibrierung
Delta	0,5 – 1,0	0,8 [-]
Delh	0,1 – 1,0	0,2 [m]
Nolter	1 oder 2	2
Zeitschrittweite	variabel	1 [min]

Ein weiterer wichtiger Aspekt bei der Modellkalibrierung ist die Steuerung der regelbaren Bauwerke. Diese wurden auf die vorgegebenen Stauziele eingestellt bzw. anhand der Betriebsbücher gesteuert. Eine iterative Bestimmung der angewandten Steuerung musste hier nur für den Fall durchgeführt werden, dass Steuerzeiten aber keine Öffnungsweiten vorhanden waren.

Tab. 7-2: Zonierung der Gerinneabschnitte für die Unterscheidung in Hauptquerschnitt und Vorländer

Flussabschnitt	Fluss-km [m]	Zone 1-2 [mNN]	Zone 2-3 [mNN]	Flussabschnitt	Fluss-km [m]	Zone 1-2 [mNN]	Zone 2-3 [mNN]	Flussabschnitt	Fluss-km [m]	Zone 1-2 [mNN]	Zone 2-3 [mNN]	Flussabschnitt	Fluss-km [m]	Zone 1-2 [mNN]	Zone 2-3 [mNN]	Flussabschnitt	Fluss-km [m]	Zone 1-2 [mNN]	Zone 2-3 [mNN]	Flussabschnitt	Fluss-km [m]	Zone 1-2 [mNN]	Zone 2-3 [mNN]
Ableiter 101	0,00	8,2	8,5	Giehler 2	15139,44	1,5	1,7	Hessen 0	3183,22	3	3,2	Nord 5	550,27	1,8	2,2	Schmoo 1	0,00	18,9	19,1	Verbindungskanal	0,00	7,1	7,4
Ableiter 101	5786,96	4,9	5,3	Große Wümme 1	0,00	2	2,5	Hexenberg	0,00	2,9	3,8	Obere Wümme 01	0,00	58,8	59	Schmoo 1	3944,04	6,1	6,5	Verbindungskanal	3254,55	5,6	5,8
Ableiter 21	0,00	5,3	6,9	Große Wümme 1	2825,93	2	2,5	Hexenberg	5628,90	1,4	2	Obere Wümme 01	1370,16	56,6	56,9	Schmoo 2	0,00	5,9	6,3	Wiedau 1	0,00	31,5	31,8
Ableiter 21	4223,36	2,9	4,1	Große Wümme 2	0,00	2	2,5	Keil	0,00	2,1	2,8	Obere Wümme 02	0,00	56,6	56,8	Schmoo 2	5978,87	1,4	1,9	Wiedau 1	0,00	31,1	31,6
August 1	0,00	6,8	6,9	Große Wümme 2	1027,00	2	2,5	Keil	624,71	2	2,5	Obere Wümme 02	10194,36	40,8	41,1	Sleepers	0,00	1,9	2,1	Wiedau 1	4161,97	27,3	28,2
August 1	4908,56	5,3	5,4	Große Wümme 2	2161,06	2	2,5	Kl Butter	0,00	2	2,4	Obere Wümme 03	0,00	40,8	41,4	Sleepers	1110,31	1,6	2,3	Wiedau 2	0,00	27,3	28,2
Baumlake	0,00	4,2	5,1	Große Wümme 3	0,00	2	2,5	Kl Butter	2041,26	1,3	1,7	Obere Wümme 03	8850,00	33,5	34	Sohlake	0,00	5,2	5,7	Wiedau 2	6562,18	20,9	21,7
Baumlake	1570,15	3,2	4,2	Große Wümme 3	144,44	2	2,5	Koesters	0,00	2,9	3,2	Obere Wümme 03	8952,58	33,5	34	Sohlake	2073,03	3,9	4,7	Wiedau 2	6693,97	20,9	21,7
Beek 1	0,00	1,2	1,6	Große Wümme 3	2245,00	1,2	2	Koesters	1598,66	2,6	3,5	Obere Wümme 03	14708,64	29,6	30	Stadt 1	0,00	19,5	20,1	Wiedau 2	7158,52	20,8	21,9
Beek 1	1231,08	1,2	1,6	Große Wümme 3	4944,48	0,6	1,6	Kohbrock	0,00	3,1	4,1	Obere Wümme 04	0,00	29,6	30	Stadt 1	915,22	17,6	18,5	Wiedau 3	0,00	20,8	21,9
Beek 2	0,00	1,2	1,55	Große Wümme 4	0,00	0,6	1,6	Kohbrock	2917,67	2	2,5	Obere Wümme 04	4215,57	27,6	28,4	Stadt 2	0,00	19,4	20	Wiedau 3	3889,17	17,5	18,5
Beek 2	2873,64	0,8	1,2	Große Wümme 4	2553,09	0,5	1,6	Kreyen	0,00	2,5	3	Obere Wümme 05	0,00	27,6	28,4	Stadt 2	310,32	19,2	20	Wieste 1	0,00	25,7	25,9
Beek 3	0,00	0,8	1,2	Große Wümme 4	9630,95	0,5	1,5	Kreyen	1862,08	2,4	2,7	Obere Wümme 05	1625,12	26,5	27	Stadt 3	0,00	19,5	20	Wieste 1	4333,85	22,9	23,1
Beek 3	3925,01	0,5	0,8	Große Wümme 4	13446,29	0,5	1,5	Kreyendiek	0,00	4,7	5,5	Obere Wümme 05	1851,69	26,5	27	Stadt 3	196,10	19,1	19,4	Wieste 2	0,00	22,9	23,1
Bewerhart	0,00	6,8	7,2	Hahn 1	0,00	65	65,5	Kreyendiek	440,50	4,4	5,3	Obere Wümme 05	13598,00	21,6	22,1	Stichkanal	0,00	7,7	8	Wieste 2	3768,86	20,5	20,8
Bewerhart	3252,45	4,7	5,5	Hahn 1	6016,84	46,4	47,6	Krummer	0,00	7,2	7,8	Obere Wümme 06	0,00	21,6	22,1	Stichkanal	288,46	7,7	8	Wieste 3	0,00	20,5	20,7
Borg Weiden	0,00	2,4	3,2	Hahn 2	0,00	46,4	47,6	Krummer	10243,73	1,6	2,5	Obere Wümme 06	5825,17	19,4	20,1	Süd 1	0,00	9,8	10,5	Wieste 3	5337,64	17	17,2
Borg Weiden	3345,14	1,6	2	Hahn 2	2215,16	37,2	38,2	Kurz Bruch	0,00	2,5	2,9	Obere Wümme 07	0,00	19,4	20,1	Süd 1	794,97	9,6	10,3	Wieste 4	0,00	17	17,2
Bruchlake	0,00	4,6	5	Hahn 3	0,00	37,2	38,2	Kurz Bruch	1215,14	2,3	2,8	Obere Wümme 07	3662,51	18	18,5	Süd 1	890,00	8,5	9,5	Wieste 4	3315,00	14	15
Bruchlake	1830,11	3,2	4,1	Hahn 3	3814,14	31,2	31,7	Lang Bruch	0,00	2,9	3,3	Obere Wümme 08	0,00	18	18,7	Süd 1	1819,64	8,5	9,4	Wieste 4	3479,56	14	15
Bulte	0,00	2,4	2,9	Hamme 01	0,00	1,2	1,4	Lang Bruch	1309,83	2,8	3,3	Obere Wümme 08	8834,95	14,1	14,5	Süd 2	0,00	8,5	9,4	Wieste 4	9566,22	9,5	9,8
Bulte	619,07	2,2	2,9	Hamme 01	1037,00	1,2	1,35	Legge Aus	0,00	7,4	7,9	Obere Wümme 09	0,00	14	14,5	Süd 2	1769,63	8,5	9	Wörpe 1	0,00	26,1	26,4
Buttels	0,00	5,9	6,6	Hamme 01	1041,00	0,75	1	Legge Aus	1055,51	6,8	7	Obere Wümme 09	3581,73	12,6	13,2	Süd 2	1954,02	6,7	7,8	Wörpe 1	5394,30	19	19,3
Buttels	5478,44	2	2,4	Hamme 01	2395,80	0,75	1	Lesum 1	0,00	0,2	1,5	Obere Wümme 10	0,00	12,4	13	Süd 2	4042,61	6,7	7,5	Wörpe 2	0,00	19	19,3
Butter	0,00	1,5	2,3	Hamme 02	0,00	0,75	1	Lesum 1	1709,92	0,2	1,5	Obere Wümme 10	3000,32	10,5	10,9	Süd 2	4083,84	5,2	6	Wörpe 2	800,00	17,5	17,9
Butter	894,04	1,4	2	Hamme 02	3767,00	0,75	0,9	Lesum 2	0,00	0,2	1,5	Obere Wümme 10	6372,04	10,5	10,9	Süd 2	7193,45	5	5,8	Wörpe 2	2798,32	14,5	14,8
Deichschlot	0,00	2,9	3,3	Hamme 02	3770,00	0,6	0,9	Lesum 2	450,00	0,2	1,5	Oeren	0,00	1,5	1,8	Süd 2	7243,45	3,3	4,3	Wörpe 3	0,00	14,5	14,8
Deichschlot	2568,88	2,2	3,3	Hamme 02	4023,52	0,6	0,9	Lesum 2	500,00	0,2	1,5	Oeren	3245,23	1,2	1,7	Süd 2	10493,20	3,2	3,8	Wörpe 3	8365,70	4,6	5
Eckhoff	0,00	2,8	4,1	Hamme 03	0,00	0,6	0,9	Lesum 2	5868,93	0,2	2	Porste	0,00	1,9	2,3	Süd 2	10560,30	2,2	2,6	Wörpe 4	0,00	4,6	5
Eckhoff	1863,51	2,4	3,2	Hamme 03	6394,65	0,6	0,9	Lesum 3	0,00	0,2	2	Porste	899,37	1,8	2,1	Süd 2	14161,20	2,5	2,9	Wörpe 4	4601,85	2,9	3,3
Eckhoff 0	0,00	4,8	5	Hamme 04	0,00	0,6	0,9	Lesum 3	2049,06	0,2	2	Reetlake	0,00	2,6	3,3	Umflut	0,00	13,2	13,8	Wörpe 4	6388,03	2,4	2,7
Eckhoff 0	3780,64	2,6	2,8	Hamme 04	3124,86	0,6	0,85	Marksraben	0,00	4,9	5,7	Reetlake	1255,58	2,1	2,5	Umflut	559,63	12,1	12,6	Wörpe 5	0,00	2,4	2,7
Eickhorst	0,00	6,3	6,7	Hamme 05	0,00	0,6	0,85	Marksraben	2658,08	2,9	3,5	Rodau 1	0,00	31,9	32,6	Umgehung	0,00	3,2	3,8	Wörpe 5	2722,71	1,7	2
Eickhorst	1066,51	6,1	6,5	Hamme 05	1768,84	0,6	0,85	Mittel	0,00	8,25	8,5	Rodau 1	5927,35	26,4	27,3	Umgehung	3008,97	2	2,3	Wörpe 5	2787,43	1,7	2
Fintau 1	0,00	45,6	46,6	Hamme 05	5930,00	0,6	0,85	Mittel	12815,80	2,1	2,4	Rodau 2	0,00	26,4	27,3	Veerse 1	0,00	78,6	79,2				
Fintau 1	9314,85	33,4	34,3	Hamme 05	5994,00	0,5	1,4	Mittel aus	0,00	7,8	8,4	Rodau 2	2946,94	23,4	24,2	Veerse 1	6090,48	52	53				
Fintau 2	0,00	33,4	34,2	Hamme 05	7742,53	0,5	1,4	Mittel aus	371,99	7,5	7,9	Rodau 3	0,00	23,4	24,2	Veerse 2	0,00	52	53				
Fintau 2	4200,00	29,2	29,6	Hamme Oste 1	0,00	5,3	5,4	Mittel ver	0,00	6,2	6,7	Rodau 3	6426,72	19,7	20,2	Veerse 2	16689,66	28	28,8				
Fintau 2	4541,70	29,2	29,6	Hamme Oste 1	3336,71	4,1	4,2	Mittel ver	123,29	6,2	6,7	Rummel 1	0,00	18,8	19,3	Veerse 3	0,00	28	28,8				
Fintau 2	5817,26	28	29,3	Hamme Oste 2	0,00	4,1	4,2	Nord 1	0,00	9,75	10,2	Rummel 1	1031,51	16,4	17	Veerse 3	2809,88	24,8	25,7				
FP Wehr 5	0,00	10,8	10,9	Hamme Oste 2	4456,28	1,25	1,35	Nord 1	1322,67	9,25	9,5	Rummel 2	0,00	16,2	16,5	Veerse 3	2996,05	24,8	25,7				
FP Wehr 5	1729,81	9,6	9,7	Hamme Oste 3	0,00	1,25	1,35	Nord 2	0,00	9,25	9,5	Rummel 2	9836,66	6,1	6,5	Veerse 3	7287,17	21,1	22				
Giehler 1	0,00	13,6	13,9	Hamme Oste 3	2937,86	1,25	1,35	Nord 2	3789,98	7,95	8,2	Rummel 3	0,00	6,1	6,6	Verb 1	0,00	2,8	3				
Giehler 1	3119,99	10,7	11,25	Hanstedter	0,00	12,4	12,6	Nord 3	0,00	7,95	8,2	Rummel 3	7479,83	1,2	1,8	Verb 1	430,84	2,6	2,7				
Giehler 2	0,00	10,7	11,25	Hanstedter	4328,02	6	6,6	Nord 3	9160,63	3,1	3,5	Scheeßel	0,00	22,7	24,1	Verb 2	0,00	2,9	3				
Giehler 2	11872,90	2,9	3,5	Hessen	0,00	3,4	4,2	Nord 4	0,00	3,1	3,5	Scheeßel	442,82	22	23,1	Verb 2	858,77	3,1	3,3				
Giehler 2	12372,90	2,1	2,5	Hessen	1382,91	2,7	3,2	Nord 4	1947,80	2,1	2,3	Schiffhorst	0,00	5,2	5,7	Verb 3	0,00	2,9	3				
Giehler 2	13372,90	2,1	2,5	Hessen 0	0,00	4,8	5	Nord 5	0,00	2,1	2,3	Schiffhorst	1346,07	4,2	5,1	Verb 3	534,21	2,5	2,9				

Tab. 7-3: Verwendet Rauigkeiten für die Zonen 1 bis 3 für das Kalibrierungsereignis September 2001

Flussabschnitt	Fluss- km [m]	k_{R1} Zone 1 [m ^{1/3} /s]	k_{R2} Zone 2 [m ^{1/3} /s]	k_{R3} Zone 3 [m ^{1/3} /s]	Flussabschnitt	Fluss- km [m]	k_{R1} Zone 1 [m ^{1/3} /s]	k_{R2} Zone 2 [m ^{1/3} /s]	k_{R3} Zone 3 [m ^{1/3} /s]	Flussabschnitt	Fluss- km [m]	k_{R1} Zone 1 [m ^{1/3} /s]	k_{R2} Zone 2 [m ^{1/3} /s]	k_{R3} Zone 3 [m ^{1/3} /s]	Flussabschnitt	Fluss- km [m]	k_{R1} Zone 1 [m ^{1/3} /s]	k_{R2} Zone 2 [m ^{1/3} /s]	k_{R3} Zone 3 [m ^{1/3} /s]	Flussabschnitt	Fluss- km [m]	k_{R1} Zone 1 [m ^{1/3} /s]	k_{R2} Zone 2 [m ^{1/3} /s]	k_{R3} Zone 3 [m ^{1/3} /s]					
Ableiter 101	0,0	5	5	5	Giehler 2	15139,4	30	25	20	Keil	624,7	30	25	20	Obere Wümme 01	0,0	25	23	15	Schmoo 2	0,0	30	25	20	Wieste 1	0,0	30	25	20
Ableiter 101	5787,0	5	5	5	Große Wümme 1	0,0	35	35	35	KI Butter	0,0	30	25	20	Obere Wümme 01	1370,2	25	23	15	Schmoo 2	5978,9	30	25	20	Wieste 1	4333,9	30	25	20
Ableiter 21	0,0	5	5	5	Große Wümme 1	2825,9	35	35	35	KI Butter	2041,3	30	25	20	Obere Wümme 02	0,0	25	23	15	Sleepers	0,0	5	5	5	Wieste 2	0,0	30	25	20
Ableiter 21	4223,4	5	5	5	Große Wümme 2	0,0	45	35	35	Koesters	0,0	5	5	5	Obere Wümme 02	10194,4	25	23	15	Sleepers	1110,3	5	5	5	Wieste 2	3768,9	30	25	20
August 1	0,0	30	25	20	Große Wümme 2	1027,0	45	10	10	Koesters	1598,7	5	5	5	Obere Wümme 03	0,0	25	23	15	Sohlake	0,0	5	5	5	Wieste 3	0,0	30	25	20
August 1	4908,6	30	25	20	Große Wümme 2	2161,1	45	20	20	Kohbrock	0,0	5	5	5	Obere Wümme 03	8850,0	25	23	15	Sohlake	2073,0	5	5	5	Wieste 3	5337,6	30	25	20
Baumlake	0,0	5	5	5	Große Wümme 3	0,0	45	20	20	Kohbrock	2917,7	5	5	5	Obere Wümme 03	8952,6	25	23	15	Stichkanal	0,0	20	10	5	Wieste 4	0,0	35	25	20
Baumlake	1570,2	5	5	5	Große Wümme 3	144,4	50	20	30	Kreyen	0,0	5	5	5	Obere Wümme 03	14708,6	30	23	15	Stichkanal	288,5	20	10	5	Wieste 4	3318,0	30	25	10
Beek 1	0,0	30	25	20	Große Wümme 3	2245,0	36	25	25	Kreyen	1862,1	5	5	5	Obere Wümme 04	0,0	30	20	10	Süd 1	0,0	40	35	30	Wieste 4	3500,0	30	25	10
Beek 1	1231,1	30	25	20	Große Wümme 3	4944,5	30	25	15	Kreyendiek	0,0	5	5	5	Obere Wümme 04	4215,6	30	20	10	Süd 1	795,0	40	35	30	Wieste 4	9566,2	35	33	20
Beek 2	0,0	30	25	20	Große Wümme 4	0,0	32	25	15	Kreyendiek	440,5	5	5	5	Obere Wümme 05	0,0	30	15	10	Süd 1	890,0	35	30	25	Wörpe 1	0,0	30	25	20
Beek 2	2873,6	30	25	20	Große Wümme 4	2842,4	32	30	35	Krummer	0,0	5	5	5	Obere Wümme 05	1625,1	30	15	10	Süd 1	1819,6	35	30	25	Wörpe 1	5394,3	30	25	20
Beek 3	0,0	30	25	20	Große Wümme 4	9597,8	40	40	35	Krummer	10243,7	5	5	5	Obere Wümme 05	1851,7	30	15	10	Süd 2	0,0	35	30	25	Wörpe 2	0,0	30	25	15
Beek 3	3925,0	30	25	20	Große Wümme 4	13446,3	35	35	35	Kurz Bruch	0,0	5	5	5	Obere Wümme 05	13598,0	25	15	10	Süd 2	1769,6	35	30	25	Wörpe 2	2798,3	30	25	15
Bewerhart	0,0	5	5	5	Hahn 1	0,0	25	25	20	Kurz Bruch	1215,1	5	5	5	Obere Wümme 06	0,0	25	15	10	Süd 2	1954,0	35	30	25	Wörpe 3	0,0	30	25	20
Bewerhart	3252,4	5	5	5	Hahn 1	6016,8	25	25	20	Lang Bruch	0,0	5	5	5	Obere Wümme 06	5825,2	25	15	10	Süd 2	4042,6	35	30	25	Wörpe 3	8365,7	30	25	20
Borg Weiden	0,0	30	25	20	Hahn 2	0,0	25	25	20	Lang Bruch	1309,8	5	5	5	Obere Wümme 07	0,0	20	15	10	Süd 2	4083,8	35	30	25	Wörpe 4	0,0	20	15	10
Borg Weiden	3345,1	30	25	20	Hahn 2	2215,2	25	25	20	Legge Aus	0,0	5	5	5	Obere Wümme 07	3662,5	20	15	10	Süd 2	7193,5	35	30	25	Wörpe 4	4883,8	20	15	10
Bruchlake	0,0	5	5	5	Hahn 3	0,0	25	25	20	Legge Aus	1055,5	5	5	5	Obere Wümme 08	0,0	30	25	25	Süd 2	7243,5	35	30	25	Wörpe 4	6388,0	20	20	20
Bruchlake	1830,1	5	5	5	Hahn 3	3814,1	25	25	20	Lesum 1	0,0	40	38	45	Obere Wümme 08	8835,0	30	25	25	Süd 2	10493,2	35	30	25	Wörpe 5	0,0	25	20	15
Bulte	0,0	30	25	20	Hamme 01	0,0	30	30	30	Lesum 1	1709,9	40	43	50	Obere Wümme 09	0,0	30	35	25	Süd 2	10560,3	35	30	25	Wörpe 5	2722,7	25	20	15
Bulte	619,1	30	25	20	Hamme 01	2395,8	30	30	30	Lesum 2	0,0	38	43	50	Obere Wümme 09	3581,7	30	35	25	Süd 2	14161,2	35	30	25	Wörpe 5	2787,4	25	20	15
Buttels	0,0	5	5	5	Hamme 02	0,0	30	30	30	Lesum 2	450,0	38	43	50	Obere Wümme 10	0,0	40	35	25	Umgehung	0,0	30	10	5	Wörpe 5	6222,1	25	20	15
Buttels	5478,4	5	5	5	Hamme 02	4023,5	30	30	30	Lesum 2	500,0	38	43	50	Obere Wümme 10	3000,3	40	36	25	Umgehung	3009,0	30	10	5					
Butter	0,0	30	25	20	Hamme 03	0,0	30	30	30	Lesum 2	5868,9	38	38	48	Obere Wümme 10	3149,3	40	36	25	Veerse 1	0,0	30	25	20					
Butter	894,0	30	25	20	Hamme 03	6394,7	30	30	30	Lesum 3	0,0	50	40	25	Obere Wümme 10	6372,0	40	36	25	Veerse 1	6090,5	30	25	20					
Deichschlot	0,0	5	5	5	Hamme 04	0,0	30	30	30	Lesum 3	135,0	50	40	20	Oeren	0,0	30	25	20	Veerse 2	0,0	30	25	20					
Deichschlot	2568,9	5	5	5	Hamme 04	3124,9	30	30	25	Lesum 3	2049,1	50	40	25	Oeren	3245,2	30	25	20	Veerse 2	16689,7	30	25	20					
Eckhoff	0,0	5	5	5	Hamme 05	0,0	30	30	25	Marksgraben	0,0	5	5	5	Porste	0,0	30	25	20	Veerse 3	0,0	30	25	20					
Eckhoff	1863,5	5	5	5	Hamme 05	1768,8	30	30	25	Marksgraben	2658,1	5	5	5	Porste	899,4	30	25	20	Veerse 3	2814,0	25	15	8					
Eckhoff 0	0,0	5	5	5	Hamme 05	5850,0	35	30	25	Mittel	0,0	30	10	5	Reetlake	0,0	5	5	5	Veerse 3	2996,1	25	20	15					
Eckhoff 0	3780,6	5	5	5	Hamme 05	5994,0	30	30	25	Mittel	12815,8	30	10	5	Reetlake	1255,6	5	5	5	Veerse 3	7287,2	25	20	20					
Eickhorst	0,0	5	5	5	Hamme 05	7742,5	35	30	25	Mittel aus	0,0	5	5	5	Rodau 1	0,0	30	25	20	Verb 1	0,0	5	5	5					
Eickhorst	1066,5	5	5	5	Hamme Oste 1	0,0	30	25	20	Mittel aus	372,0	5	5	5	Rodau 1	5927,4	30	25	20	Verb 1	430,8	5	5	5					
Fintau 1	0,0	30	25	20	Hamme Oste 1	3336,7	30	25	20	Mittel ver	0,0	5	5	5	Rodau 2	0,0	30	25	20	Verb 2	0,0	5	5	5					
Fintau 1	9314,9	30	25	20	Hamme Oste 2	0,0	30	25	20	Mittel ver	123,3	5	5	5	Rodau 2	2946,9	30	25	20	Verb 2	858,8	5	5	5					
Fintau 2	0,0	30	25	20	Hamme Oste 2	4456,3	30	25	20	Nord 1	0,0	30	10	5	Rodau 3	0,0	30	25	20	Verb 3	0,0	5	5	5					
Fintau 2	4246,7	30	25	20	Hamme Oste 3	0,0	35	30	25	Nord 1	1322,7	30	10	5	Rodau 3	6426,7	30	25	20	Verb 3	534,2	5	5	5					
Fintau 2	4541,7	30	25	20	Hamme Oste 3	2937,9	35	30	25	Nord 2	0,0	30	10	5	Rummel 1	0,0	30	25	20	Verbindungskanal	0,0	30	10	5					
Fintau 2	5817,3	30	25	20	Hanstedter	0,0	30	25	20	Nord 2	3790,0	30	10	5	Rummel 1	1031,5	30	25	20	Verbindungskanal	3254,6	30	10	5					
FP Wehr 5	0,0	5	5	5	Hanstedter	4328,0	30	25	20	Nord 3	0,0	30	10	5	Rummel 2	0,0	30	25	20	Wiedau 1	0,0	30	25	20					
FP Wehr 5	1729,8	5	5	5	Hessen	0,0	5	5	5	Nord 3	9160,6	30	10	10	Rummel 2	9836,7	30	25	20	Wiedau 1	4162,0	30	25	20					
Giehler 1	0,0	30	25	20	Hessen	1382,9	5	5	5	Nord 4	0,0	30	20	10	Rummel 3	0,0	30	25	20	Wiedau 2	0,0	28	23	15					
Giehler 1	3120,0	30	25	20	Hessen 0	0,0	5	5	5	Nord 4	168,0	30	20	10	Rummel 3	7479,8	30	25	20	Wiedau 2	6562,2	28	23	15					
Giehler 2	0,0	30	25	20	Hessen 0	3183,2	5	5	5	Nord 4	300,0	30	20	15	Schiffhorst	0,0	5	5	5	Wiedau 2	6694,0	28	23	15					
Giehler 2	11872,9	30	25	20	Hexenberg	0,0	30	25	20	Nord 4	1947,8	30	20	15	Schiffhorst	1346,1	5	5	5	Wiedau 2	7158,5	30	25	20					
Giehler 2	12029,3	30	25	20	Hexenberg	5628,9	30	25	20	Nord 5	0,0	30	20	15	Schmoo 1	0,0	30	25	20	Wiedau 3	0,0	30	25	20					
Giehler 2	13372,9	30	25	20	Keil	0,0	30	25	20	Nord 5	550,3	40	20	15	Schmoo 1	3944,0	30	25	20	Wiedau 3	3889,2	30	25	20					

Hydrodynamische Simulationen im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme

Tab. 7-4: Verwendete Rauigkeiten für die Zonen 1 bis 3 für das Kalibrierungsereignis Juli 2002

Flussabschnitt	Fluss-km [m]	k _{st} Zone 1 [m ^{1/3} /s]	k _{st} Zone 2 [m ^{1/3} /s]	k _{st} Zone 3 [m ^{1/3} /s]	Flussabschnitt	Fluss-km [m]	k _{st} Zone 1 [m ^{1/3} /s]	k _{st} Zone 2 [m ^{1/3} /s]	k _{st} Zone 3 [m ^{1/3} /s]	Flussabschnitt	Fluss-km [m]	k _{st} Zone 1 [m ^{1/3} /s]	k _{st} Zone 2 [m ^{1/3} /s]	k _{st} Zone 3 [m ^{1/3} /s]	Flussabschnitt	Fluss-km [m]	k _{st} Zone 1 [m ^{1/3} /s]	k _{st} Zone 2 [m ^{1/3} /s]	k _{st} Zone 3 [m ^{1/3} /s]	Flussabschnitt	Fluss-km [m]	k _{st} Zone 1 [m ^{1/3} /s]	k _{st} Zone 2 [m ^{1/3} /s]	k _{st} Zone 3 [m ^{1/3} /s]					
Ableiter 101	0,0	5	5	5	Giehler 2	15139,4	30	25	20	Keil	624,71	30	25	20	Obere Wümme 01	0,0	30	20	9	Schmoo 2	0,0	30	25	20	Wieste 1	0,0	30	25	20
Ableiter 101	5787,0	5	5	5	Große Wümme 1	0,0	35	20	18	KI Butter	0,00	30	25	20	Obere Wümme 01	1370,2	30	20	9	Schmoo 2	5978,9	30	25	20	Wieste 1	4333,9	30	25	20
Ableiter 21	0,0	5	5	5	Große Wümme 1	2825,9	35	20	18	KI Butter	2041,26	30	25	20	Obere Wümme 02	0,0	30	20	9	Sleepers	0,0	5	5	5	Wieste 2	0,0	30	25	20
Ableiter 21	4223,4	5	5	5	Große Wümme 2	0,0	45	20	18	Koesters	0,00	5	5	5	Obere Wümme 02	10194,4	30	20	9	Sleepers	1110,3	5	5	5	Wieste 2	3768,9	30	25	20
August 1	0,0	30	25	20	Große Wümme 2	1027,0	45	12	12	Koesters	1598,66	5	5	5	Obere Wümme 03	0,0	30	20	9	Sohllake	0,0	5	5	5	Wieste 3	0,0	30	25	20
August 1	4908,6	30	25	20	Große Wümme 2	2161,1	45	20	15	Kohbrock	0,00	5	5	5	Obere Wümme 03	8850,0	30	20	9	Sohllake	2073,0	5	5	5	Wieste 3	5337,6	30	25	20
Baumlake	0,0	5	5	5	Große Wümme 3	0,0	45	30	15	Kohbrock	2917,67	5	5	5	Obere Wümme 03	8952,6	30	20	9	Stichkanal	0,0	20	10	5	Wieste 4	0,0	35	25	20
Baumlake	1570,2	5	5	5	Große Wümme 3	144,4	50	28	15	Kreyen	0,00	5	5	5	Obere Wümme 03	14708,6	30	20	9	Stichkanal	288,5	20	10	5	Wieste 4	3318,0	40	35	10
Beek 1	0,0	30	25	20	Große Wümme 3	2245,0	36	25	20	Kreyen	1862,08	5	5	5	Obere Wümme 04	0,0	30	25	20	Süd 1	0,0	40	35	30	Wieste 4	3500,0	40	35	10
Beek 1	1231,1	30	25	20	Große Wümme 3	4944,5	30	25	20	Kreyendiek	0,00	5	5	5	Obere Wümme 04	4215,6	30	25	20	Süd 1	795,0	40	35	30	Wieste 4	9566,2	35	33	20
Beek 2	0,0	30	25	20	Große Wümme 4	0,0	32	25	20	Kreyendiek	440,50	5	5	5	Obere Wümme 05	0,0	30	25	20	Süd 1	890,0	35	30	25	Wörpe 1	0,0	30	25	20
Beek 2	2873,6	30	25	20	Große Wümme 4	2842,4	32	35	40	Krummer	0,00	5	5	5	Obere Wümme 05	1625,1	30	25	8	Süd 1	1819,6	35	30	25	Wörpe 1	5394,3	30	25	20
Beek 3	0,0	30	25	20	Große Wümme 4	9597,8	40	40	35	Krummer	10243,73	5	5	5	Obere Wümme 05	1851,7	30	25	10	Süd 2	0,0	35	30	25	Wörpe 2	0,0	30	28	15
Beek 3	3925,0	30	25	20	Große Wümme 4	13446,3	35	35	35	Kurz Bruch	0,00	5	5	5	Obere Wümme 05	13598,0	30	20	20	Süd 2	1789,6	35	30	25	Wörpe 2	2798,3	30	28	15
Bewerthart	0,0	5	5	5	Hahn 1	0,0	25	25	20	Kurz Bruch	1215,14	5	5	5	Obere Wümme 06	0,0	30	25	25	Süd 2	1954,0	35	30	25	Wörpe 3	0,0	30	25	20
Bewerthart	3252,4	5	5	5	Hahn 1	6016,8	25	25	20	Lang Bruch	0,00	5	5	5	Obere Wümme 06	5825,2	30	25	25	Süd 2	4042,6	35	30	25	Wörpe 3	8365,7	30	25	20
Borg Weiden	0,0	30	25	20	Hahn 2	0,0	25	25	20	Lang Bruch	1309,83	5	5	5	Obere Wümme 07	0,0	30	25	25	Süd 2	4083,8	35	30	25	Wörpe 4	0,0	17	15	13
Borg Weiden	3345,1	30	25	20	Hahn 2	2215,2	25	25	20	Legge Aus	0,00	5	5	5	Obere Wümme 07	3662,5	30	25	25	Süd 2	7193,5	35	30	25	Wörpe 4	4883,8	17	15	13
Bruchlake	0,0	5	5	5	Hahn 3	0,0	25	25	20	Legge Aus	1055,51	5	5	5	Obere Wümme 08	0,0	30	25	25	Süd 2	7243,5	35	30	25	Wörpe 4	6388,0	17	15	13
Bruchlake	1830,1	5	5	5	Hahn 3	3814,1	25	25	20	Lesum 1	0,00	40	38	45	Obere Wümme 08	8835,0	30	25	25	Süd 2	10493,2	35	30	25	Wörpe 5	0,0	25	20	15
Bulte	0,0	30	25	20	Hamme 01	0,0	30	30	30	Lesum 1	1709,92	40	43	50	Obere Wümme 09	0,0	30	35	25	Süd 2	10560,3	35	30	25	Wörpe 5	2722,7	25	20	15
Bulte	619,1	30	25	20	Hamme 01	2395,8	30	30	30	Lesum 2	0,00	38	43	50	Obere Wümme 09	3581,7	30	35	25	Süd 2	14161,2	35	30	25	Wörpe 5	2787,4	25	20	15
Buttels	0,0	5	5	5	Hamme 02	0,0	30	30	30	Lesum 2	450,00	38	43	50	Obere Wümme 10	0,0	40	35	25	Umgehung	0,0	30	10	5					
Buttels	5478,4	5	5	5	Hamme 02	4023,5	30	30	30	Lesum 2	500,00	38	43	50	Obere Wümme 10	3000,3	40	36	25	Umgehung	3009,0	30	10	5					
Butter	0,0	30	25	20	Hamme 03	0,0	30	30	30	Lesum 2	5868,93	38	38	48	Obere Wümme 10	3149,3	40	36	25	Veerse 1	0,0	30	25	20					
Butter	894,0	30	25	20	Hamme 03	6394,7	30	30	30	Lesum 3	0,00	45	35	30	Obere Wümme 10	6372,0	40	36	25	Veerse 1	6090,5	30	25	20					
Deichschlot	0,0	5	5	5	Hamme 04	0,0	30	30	30	Lesum 3	135,00	45	30	20	Oeren	0,0	30	25	20	Veerse 2	0,0	30	25	20					
Deichschlot	2568,9	5	5	5	Hamme 04	3124,9	30	30	25	Lesum 3	2049,06	45	35	30	Oeren	3245,2	30	25	20	Veerse 2	16689,7	30	25	20					
Eckhoff	0,0	5	5	5	Hamme 05	0,0	30	30	25	Marksgraben	0,00	5	5	5	Porste	0,0	30	25	20	Veerse 3	0,0	30	25	20					
Eckhoff	1863,5	5	5	5	Hamme 05	1768,8	30	30	25	Marksgraben	2658,08	5	5	5	Porste	899,4	30	25	20	Veerse 3	2814,0	25	15	8					
Eckhoff 0	0,0	5	5	5	Hamme 05	5850,0	35	30	25	Mittel	0,00	30	10	5	Reetlake	0,0	5	5	5	Veerse 3	2996,1	25	20	15					
Eckhoff 0	3780,6	5	5	5	Hamme 05	5994,0	30	30	25	Mittel	12815,80	30	10	5	Reetlake	1255,6	5	5	5	Veerse 3	7287,2	25	20	20					
Eickhorst	0,0	5	5	5	Hamme 05	7742,5	35	30	25	Mittel aus	0,00	5	5	5	Rodau 1	0,0	30	25	20	Verb 1	0,0	5	5	5					
Eickhorst	1066,5	5	5	5	Hamme Oste 1	0,0	30	25	20	Mittel aus	371,99	5	5	5	Rodau 1	5927,4	30	25	20	Verb 1	430,8	5	5	5					
Fintau 1	0,0	30	25	20	Hamme Oste 1	3336,7	30	25	20	Mittel ver	0,00	5	5	5	Rodau 2	0,0	30	25	20	Verb 2	0,0	5	5	5					
Fintau 1	9314,9	30	25	20	Hamme Oste 2	0,0	30	25	20	Mittel ver	123,29	5	5	5	Rodau 2	2946,9	30	25	20	Verb 2	858,8	5	5	5					
Fintau 2	0,0	30	25	20	Hamme Oste 2	4456,3	30	25	20	Nord 1	0,00	30	10	5	Rodau 3	0,0	30	25	20	Verb 3	0,0	5	5	5					
Fintau 2	4246,7	30	20	10	Hamme Oste 3	0,0	35	30	25	Nord 1	1322,67	30	10	5	Rodau 3	6426,7	30	25	20	Verb 3	534,2	5	5	5					
Fintau 2	4541,7	30	20	8	Hamme Oste 3	2937,9	35	30	25	Nord 2	0,00	30	10	5	Rummel 1	0,0	30	25	20	Verbindungskanal	0,0	30	10	5					
Fintau 2	5817,3	30	25	20	Hanstedter	0,0	30	25	20	Nord 2	3789,98	30	10	5	Rummel 1	1031,5	30	25	20	Verbindungskanal	3254,6	30	10	5					
FP Wehr 5	0,0	5	5	5	Hanstedter	4328,0	30	25	20	Nord 3	0,00	30	10	5	Rummel 2	0,0	30	25	20	Wiedau 1	0,0	30	25	20					
FP Wehr 5	1729,8	5	5	5	Hessen	0,0	5	5	5	Nord 3	9160,63	30	10	10	Rummel 2	9836,7	30	25	20	Wiedau 1	4162,0	30	25	20					
Giehler 1	0,0	30	25	20	Hessen	1382,9	5	5	5	Nord 4	0,00	30	20	10	Rummel 3	0,0	30	25	20	Wiedau 2	0,0	28	23	15					
Giehler 1	3120,0	30	25	20	Hessen 0	0,0	5	5	5	Nord 4	168,00	30	20	10	Rummel 3	7479,8	30	25	20	Wiedau 2	6562,2	28	23	15					
Giehler 2	0,0	30	25	15	Hessen 0	3183,2	5	5	5	Nord 4	300,00	30	20	15	Schiffhorst	0,0	5	5	5	Wiedau 2	6694,0	28	23	15					
Giehler 2	11872,9	30	25	15	Hexenberg	0,0	30	25	20	Nord 4	1947,80	30	20	15	Schiffhorst	1346,1	5	5	5	Wiedau 2	7158,5	30	25	20					
Giehler 2	12029,3	30	25	15	Hexenberg	5628,9	30	25	20	Nord 5	0,00	30	20	15	Schmoo 1	0,0	30	25	20	Wiedau 3	0,0	30	25	20					
Giehler 2	13372,9	30	25	15	Keil	0,0	30	25	20	Nord 5	550,27	40	20	15	Schmoo 1	3944,0	30	25	20	Wiedau 3	3889,2	30	25	20					

7.2 Ergebnisse der Modellkalibrierung

Die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells in Hinblick auf einen naturähnlichen Tideablauf erfolgte nach den Tidewasserständen bzw. Binnenwasserständen und den Eintrittszeiten der Scheitelwerte der Tiden. Die Ergebnisse der Modellkalibrierung sind in Abb. A - 166 bis Abb. A - 240 dargestellt. Die Erläuterung der Ergebnisse wird in diesem Kapitel beispielhaft für das Kalibrierungsereignis Juli 2002 ausgeführt, ist aber auch für das Ereignis September 2001 gültig.

Beispielhaft für das obere Einzugsgebiet der Wümme sind die Wasserstände und der Abfluss am Pegel Lauenbrück B75 in Abb. 7-2 und Abb. 7-3 dargestellt.

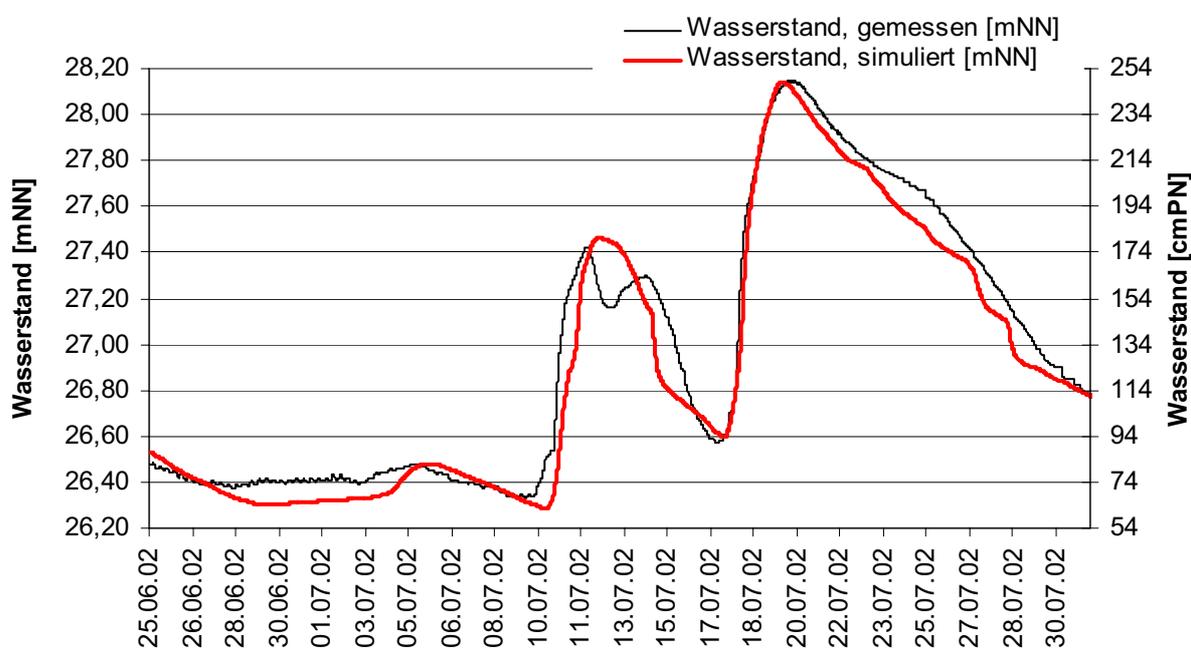


Abb. 7-2: Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Lauenbrück B75
(25.06.2002 0.⁰⁰ -31.07.2002 0.⁰⁰)

Es ist zu erkennen, dass sowohl der Abfluss als auch der Wasserstand gut abgebildet werden. Es kommt zu einer leichten zeitlichen Verschiebung die im Hochwasserscheitel 15 Minuten beträgt. Der Maximalwasserstand wird mit einer Abweichung von rund 1 cm abgebildet. Abweichungen im Vorlauf der Hochwasserwelle resultieren aus den eingesteuerten Abflusswerten des NA-Modells. Dies ist am 12.07.2002 gut zu erkennen. Das NA-Modell liefert eine Abflusskurve mit einem Peak, währenddessen der mittels eta-Verfahren ermittelte Abfluss zwei Peaks aufweist. Abweichungen im Abstromast, die sich als Knickstellen bemerkbar machen, werden durch die Rauigkeitsübergänge induziert. Die Rauigkeiten variieren hier stark (Zone 1: 30, Zone 2: 15, Zone 3: 10), um den vorherrschenden Bewuchs im Fluss-schlauch und auf den Vorländern abzubilden.

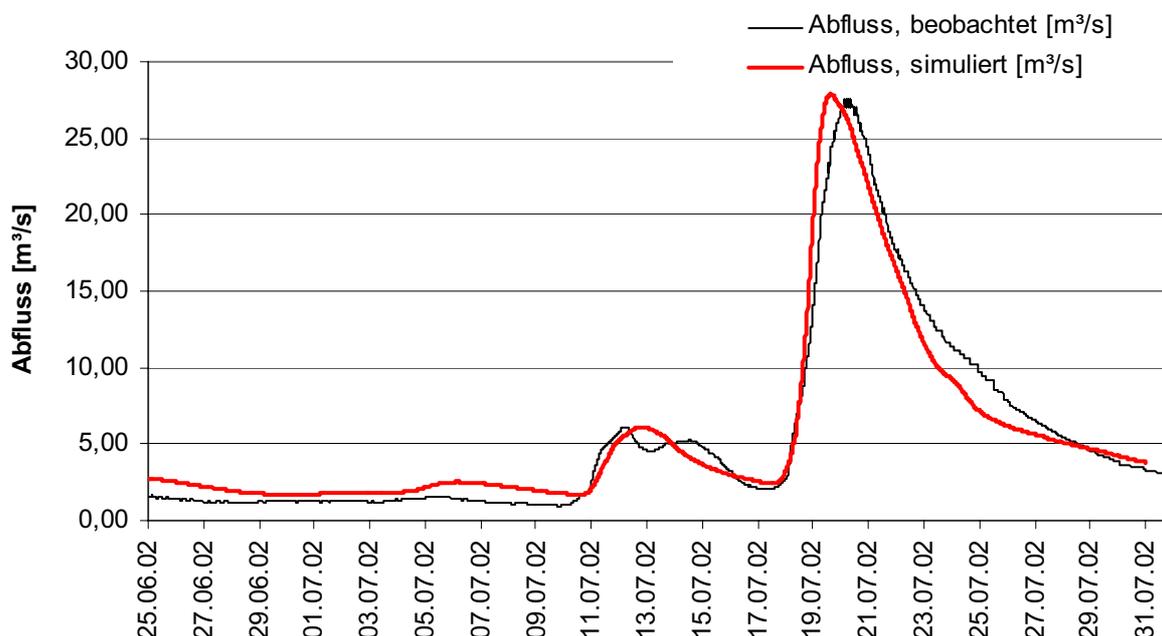


Abb. 7-3: Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Lauenbrück B75
(25.06.2002 0.⁰⁰ -31.07.2002 0.⁰⁰)

Ähnlich verhalten sich die anderen Pegel im oberen Einzugsgebiet. In Abb. 7-4 sind die Wasserstände am Pegel Hellwege Schleuse dargestellt, der alle Pegel einflüsse des oberen Einzugsgebietes widerspiegelt. Er ist der letzte Kontrollpegel vor der Aufspaltung der Wümmе in Nord- und Südarm und der anschließenden Auffächerung in das stark verzweigte Binnendelta der Wümmе.

Am Pegel Hellwege Schleuse wird deutlich, dass die Wasserstände im Vorlauf der Welle zu hoch ausfallen, was sich aus den Abflüssen des NA-Modells (Abb. 7-5) ableitet, die im Vorlauf oberhalb der ermittelten Werte liegen. So ergibt sich am 12.07.02 die maximale Abweichung von ca. 45 cm, da der simulierte Abfluss ca. 4 m³/s höher ist als der ermittelte Abfluss. Der Scheitelwasserstand wird mit einer Genauigkeit von ca. 3 cm getroffen. Es kommt jedoch zu einer Verschiebung des Eintrittszeitpunktes des Hochwasserscheitels in der Abflusskurve von etwa 6 Stunden, der in der Wasserstandskurve mit ca. 2 Stunden deutlich geringer ausfällt. Dies hängt mit dem Ausuferungsprozess und den in diesem Bereich verwendeten Rauigkeiten zusammen. Weiterhin ist Abb. 7-4 und Abb. 7-5 zu entnehmen, dass die Standzeit der Hochwasserwelle in der Simulation kürzer ausfällt. Dies wird durch einen gezielten Rückhalt in der Fläche ausgeglichen, so dass es keine Auswirkung auf die unterstrom gelegenen Pegel hat. Die Knickstellen, die die simulierte Wasserstandskurve im Abstromast aufweist, hängen mit der Wahl der Rauigkeiten zusammen. An den jeweiligen Knickstellen befinden sich die Übergänge zwischen den Rauigkeitsbereichen.

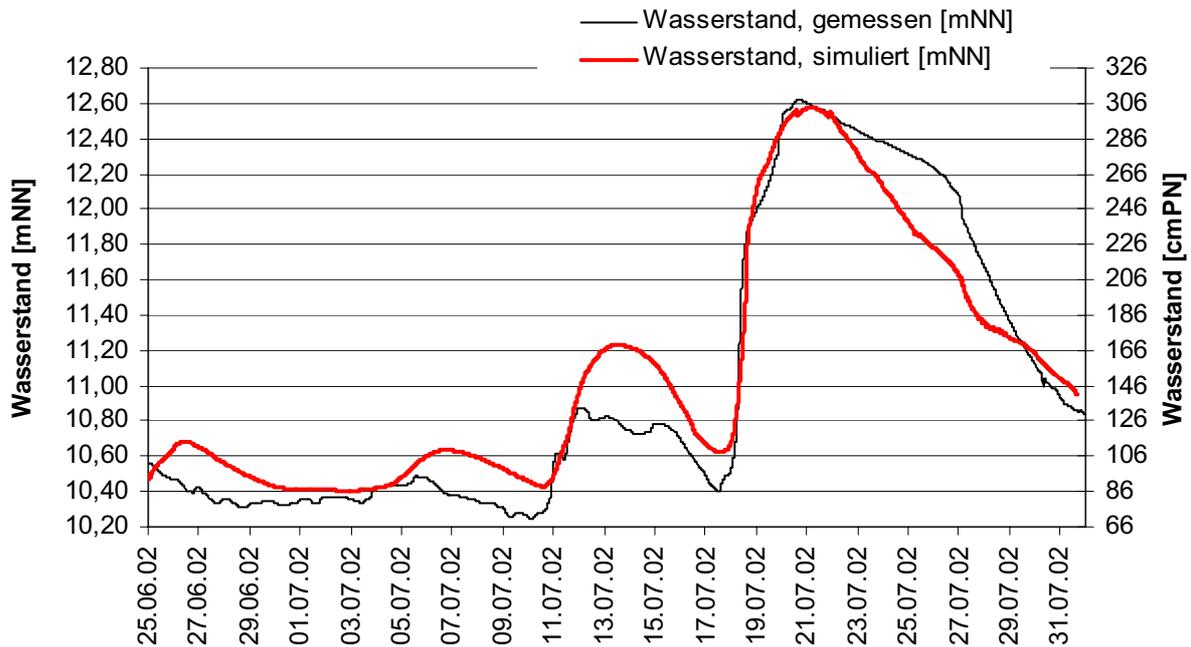


Abb. 7-4: Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Hellwege Schleuse (25.06.2002 0.⁰⁰ -31.07.2002 0.⁰⁰)

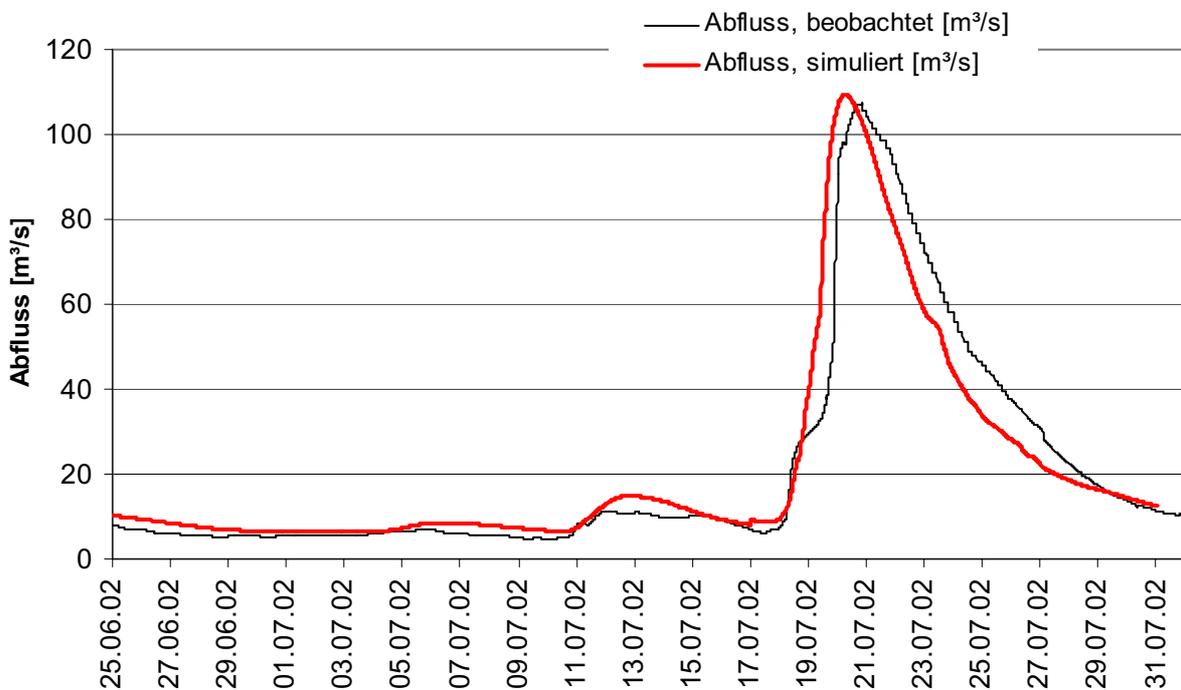


Abb. 7-5: Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse (25.06.2002 0.⁰⁰ -31.07.2002 0.⁰⁰)

Die für den Pegel Hellwege Schleuse beschriebenen Charakteristika spiegeln sich auch am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) wieder (Abb. 7-6). Hier ist zu erkennen,

dass im Vorlauf der Hochwasserwelle (12.07-16.07.2002) die Tideniedrigwasserstände nicht bis auf den ermittelten Wert absinken, was mit dem vermehrten Oberwasserzufluss zu begründen ist. Bei der Betrachtung der Hochwasserwelle am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) ist zu erkennen, dass sich die Scheitelwasserstände mit einer Abweichung von ca. 2 cm decken. Des Weiteren ist der Wasserstandskurve zu entnehmen, dass die simulierte Standzeit der Hochwasserwelle mit der gemessenen übereinstimmt. Diese wurde durch einen gezielten Rückhalt in der Fläche erreicht. Zu Abweichungen bzgl. des Eintrittszeitpunktes der Hochwasserwelle kommt es am 22.07.02 um 6.00 Uhr. Hier steigt die Wasserstandskurve in der Simulation etwa 6 Stunden früher stark an, der Scheitelwert verschiebt sich nur um etwa 15 Minuten. Um die Standzeit und den Eintrittszeitpunkt der Hochwasserwelle und damit den Rückhalt in der Fläche genauer modellieren zu können, wäre es notwendig, die in den letzten Jahrzehnten eingetretenen Geländesackungen und das Grabensystem zwischen Südarm und Nordarm im Modell vollständig abzubilden. Eine Kontrolle der Abflussganglinien am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) ist nicht möglich, da es für den Pegel keine Q-h-Beziehung gibt (Tidebereich).

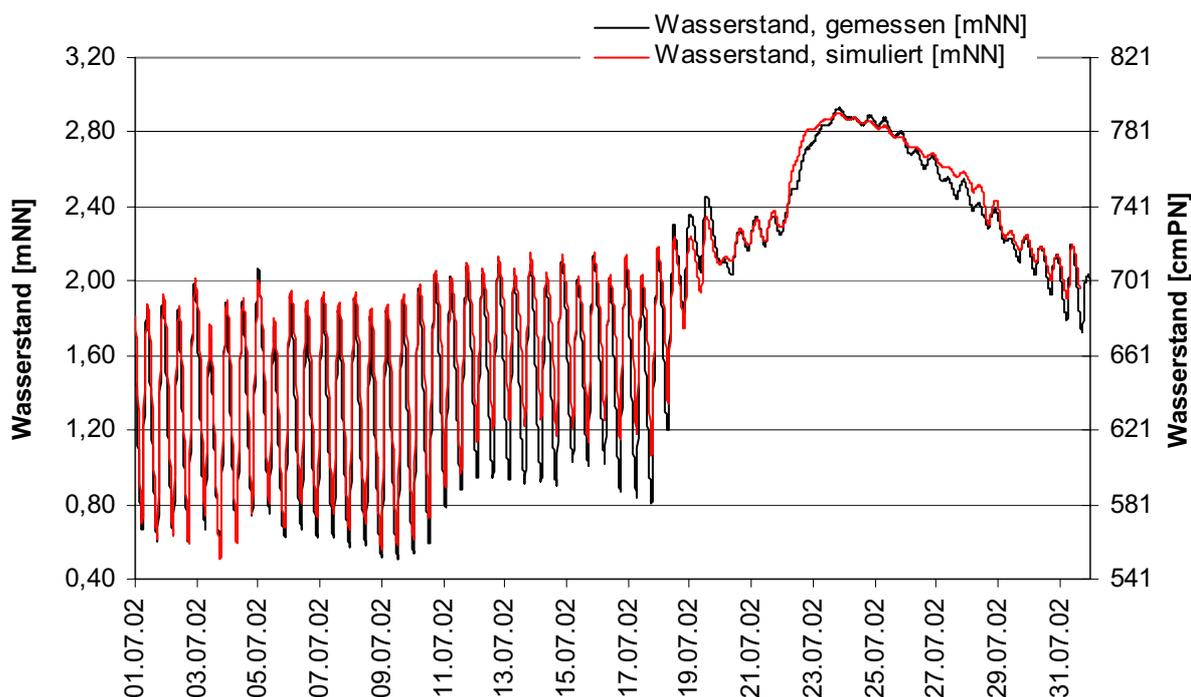


Abb. 7-6: Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) (25.06.2002 0.⁰⁰ -31.07.2002 0.⁰⁰)

Bei der Steuerung der Wehre ist besonders das Ritterhuder Sperrwerk hervorzuheben. Für dieses lagen keine genauen Sperrpläne vor. Zwar waren die Öffnungszeiten der Sperrwerkstore bekannt, jedoch wurden keine Öffnungsweiten festgehalten. Auch war unbekannt, wie viele Sperrwerkstore geöffnet wurden. Für die Kalibrierung wurden die Sperrwerkstore so

gesteuert, dass der Oberwasserpegel eingehalten wurde. Das Ergebnis der Kalibrierung ist in Abb. 7-7 dargestellt. Mit der verwendeten Steuerungsmethode werden so mittlere Abweichungen von ca. 2 cm und eine Abweichung im Hochwasserscheitel von ca. 4 cm erreicht.

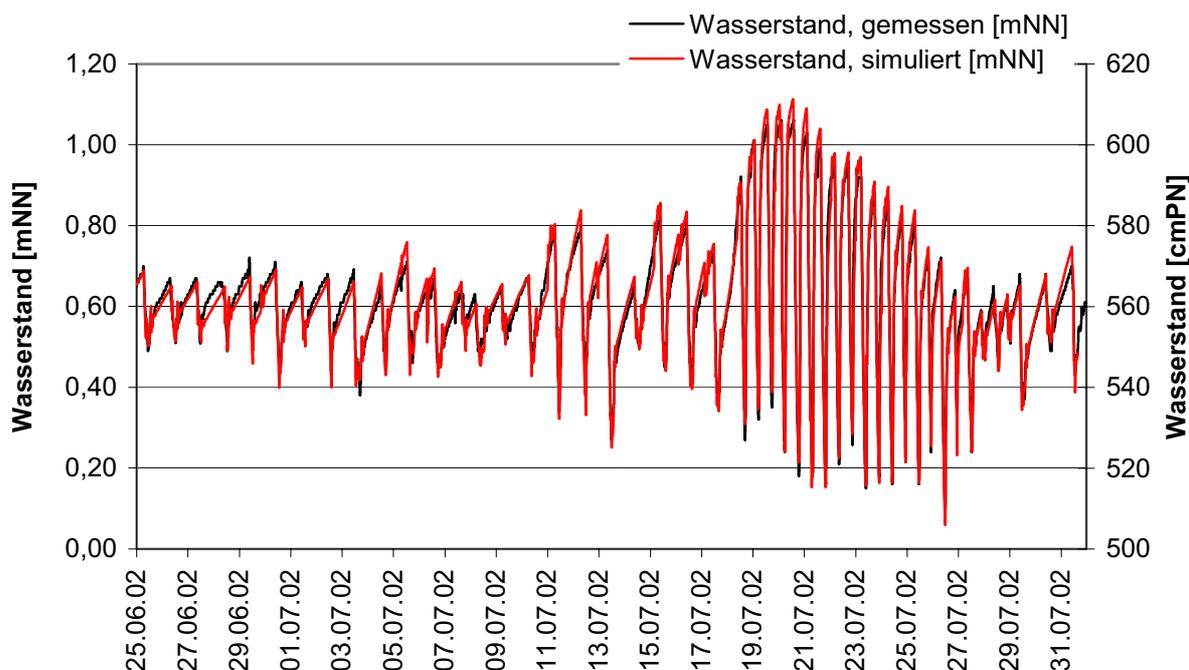


Abb. 7-7: Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Ritterhuder Schleuse OP (25.06.2002 0.⁰⁰ -31.07.2002 0.⁰⁰)

Die Abweichungen für die Kalibrierungsereignisse 2001 und 2002 sind zusammenfassend in Tab. 7-5 aufgeführt. Die relativ hohen mittleren Abweichungen resultieren aus einer ca. 15-minütigen Phasenverschiebung. Diese wird durch die mit Hilfe des N-A-Modells induzierten Abflüsse hervorgerufen, die im Modell etwa 15 Minuten zu früh auftreten.

Im Bereich des Hochwasserscheitels 2001 kommt es für die Pegel Wasserhorst, Niederblockland und Kuhsiel zu Abweichungen, die in Zusammenhang mit der Steuerung des Lesumsperrwerkes stehen. Die Öffnungs- und Schließzeiten sind mit einer Genauigkeit von 5 min. dokumentiert, so dass sich Abweichungen aus der zeitlichen Differenz ergeben können.

Die starken mittleren Abweichungen von ca. 18 cm am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) ergeben sich aus dem erhöhten Oberwassereinfluss der Hochwasserwelle (12.07-16.07.2002) der die Tideniedrigwasserstände nicht bis auf den ermittelten Wert absinken lässt. Dies wird wie oben beschrieben durch das NA-Modell hervorgerufen. Am Pegel Hellwege Schleuse treten Abweichungen von ca. 15 bzw. 13 cm auf. Hierbei handelt es sich wiederum um einen Zeitversatz der im gesamten oberen Einzugsgebiet zu verzeichnen ist. Der charakteristische Verlauf der Wasserstandskurve wird jedoch gut abgebildet.

Tab. 7-5: Genauigkeiten der reproduzierten Pegelwerte im Zuge der Kalibrierung

Hydrodynamische Simulationen im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme

Seite 143

	Mittlere Abweichung* 2001 [cm]	Abweichung* im Hochwasserscheitel [cm]	Mittlere Abweichung* 2002 [cm]	Abweichung* im Hochwasserscheitel [cm]
Lesumsperrwerk Unterwasser	4,6	3,0	6,2	3,4
Lesumsperrwerk Oberwasser	9,6	4,7	6,9	4,0
Wasserhorst	12,4	9,8	4,9	3,6
Dammsiel	13,9	1,2	6,4	4,9
Niederblockland	11,8	5,2	8,9	1,0
Kuhsiel	10,9	8,1	9,3	1,8
Borgfeld WSA	8,8	7,1	18,2	1,6
Grasberg	³		12,8	0,4
Schnackenmühlen	14,3	2,3	9,7	6,6
Borgfeld SBUV	8,8	7,2	9,8	Pegelausfall
Hellwege Schleuse	15,0	3,4	12,8	3,2
Sottrum	7,8	0,6	6,3	2,1
Rotenburg	18,2	0,6	-	-
Worth	12,0	2,0	6,3	9,7
Veerse	10,9	1,9	11,0	4,5
Lauenbrück B75	10,7	1,7	10,0	1,1
Lauenbrück Fintau	5,6	6,7	2,7	5,1
Wümme	7,9	5,5	9,3	3,3
Ritterhuder Sperrwerk Oberwasser	3,3	15	2,3	3,9
Ritterhuder Sperrwerk Unterwasser	8,5	0,8	9,4	2,3
Tietjenshütte	4,8	15	2,4	5,4
Teufelsmoor	11,0	20,0	3,8	9,2
Beek	6,8	20,0	-	-
Ahrendorf	17,5	9,8	5,0	2,7
* Abweichung = gemessener Wert – simulierter Wert				

Am Pegel Rotenburg kommt es zu mittleren Abweichungen von ca. 18 cm. In Abb. A - 182 wird deutlich, dass dies mit dem Abstromast der Hochwasserwelle in Verbindung steht. Um

³ keine Kalibrierung für das Ereignis 2001, da eta-Werte zwischen 1,3 und 23

am Pegel den Hochwasserpeak zu erreichen, musste eine Rauigkeit von $10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für die Zone 3 und $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für die Zone 2 eingesetzt werden. Während der Hochwasserwelle legt sich üblicherweise der Bewuchs, so dass das Wasser besser abfließen kann. Dies kann nur durch glattere Zonen berücksichtigt werden, was während der Simulation nicht durchgeführt werden kann. Zusätzlich kommt hinzu, dass der Pegel direkt hinter einer Brücke angeordnet ist, so dass es auch hier zu einer Beeinträchtigung des Abflussgeschehens kommen kann.

Der Bereich Wörpe weist für beide Kalibrierungsereignisse starke Abweichungen im Mittelwasser auf. Die für die Ermittlung des Abflusses vorgegebenen Eta-Werte liegen hier zwischen 1,3 und 23, was den normalen Wertebereich (0–1) deutlich überschreitet. Die Abminderung der Abflüsse ist also so stark, dass von einer kompletten Verkrautung des Gewässers ausgegangen werden kann. Diese kann nicht durch extrem hohe Rauigkeit nachgebildet werden.

Bei der weiteren Betrachtung der Tab. 7-5 fällt für den Pegel Ahrensdorf auf, dass es im Kalibrierungsereignis 2001 zu einer mittleren Abweichung von ca. 18 cm und einer Abweichung im Hochwasserscheitel von ca. 10 cm kommt. Dies resultiert wie in Abb. A - 206 und Abb. A - 207 deutlich wird, aus dem Abstromast der Welle. Das NA-Modell liefert hier eine von den ermittelten Werten stark differierende Abflusskurve, was sich auch in der simulierten Wasserstandsganglinie widerspiegelt. Zu der Abweichung im Hochwasserscheitel kann es kommen, da sich kurz unterhalb des Pegels ein regelbares Sohlbauwerk befindet, für das es keine Steuerpläne gibt.

Die Abweichungen an den Pegeln Tietjenshütte, Teufelsmoor, Beek und Ritterhude stehen in direktem Bezug zur Steuerung der Sperrwerke und Schleusen, die wie oben beschrieben auf den Oberpegel bzw. auf Stauwasserstände erfolgte. Die im Bedarfsfall durchgeführte Nachsteuerung an der Ritterhuder Schleuse ist nicht dokumentiert. Wir empfehlen daher die Steuerung der Ritterhuder Schleuse zukünftig im operativen Betrieb zu erfassen und auch nachträglich durchgeführte Teilöffnungen zu protokollieren.

Abschließend kann festgestellt werden, dass die Abweichungen der Scheitelwerte mit einer Genauigkeit von 1 bis 10 cm erfasst wurden. Die Wasserstände an den zur Verfügung stehenden Pegeln konnten damit mit einer für die Aufgabenstellung ausreichenden Genauigkeit reproduziert werden. Diese Genauigkeit konnte nur erreicht werden, indem die ausgedehnten Vorlandbereiche mit ihrer Retentionswirkung durch das eingangs beschriebene Verfahren erfasst wurden. Für die Verbesserung der Modellqualität wäre eine synoptische Aufnahme im gesamten Einzugsgebiet - insbesondere jedoch im Einzugsgebiet der Hamme und im Binnendelta der Wümme - sinnvoll. Im Falle eines größeren Hochwasserereignisses empfehlen wir diese Aufnahme für das gesamte Lesum-Hamme-Wümme-System. Aufbauend auf den Ergebnissen des NA-Modells und des hydrodynamischen Modells kann diese Aufnahme detailliert vorbereitet werden.

8 Prognoserechnungen

8.1 Wiederkehrzeiten bei der Bemessung wasserbaulicher Anlagen

Für das Lesum-Hamme-Wümme-Einzugsgebiet wurden unter Verwendung der kalibrierten Modelle Prognoserechnungen durchgeführt. Es wurde eine Wiederkehrzeit von einhundert Jahren sowohl für den Niederschlag als auch für den Abfluss angesetzt. Wasserbauliche Anlagen oder Ausbaumaßnahmen werden in der Regel für Ereignisse mit einer Wiederkehrzeit von $T = 100$ Jahren bemessen.

Zu beachten ist, dass die Häufigkeit des Niederschlages größer als einmal in einhundert Jahren sein muss, da oftmals die Randbedingungen (trotz ausreichender Niederschlagshöhe) für die Erzeugung eines HQ_{100} nicht gegeben sind. So kann es zum Beispiel vorkommen, dass trotz ausreichenden Niederschlages die Vorsättigung zu gering ist. Auch ein einhundertjähriges Niederschlagsereignis löst daher nicht zwangsläufig ein HQ_{100} aus.

Für die Wiederkehrzeit eines Abflusses sind neben der Niederschlagshöhe noch weitere Größen, u.a. die Bodenverhältnisse und die Zugrichtung der Niederschlagsgebiete, von Bedeutung. Sofern der Boden mit Wasser gesättigt oder gefroren ist, kann dieser kein zusätzliches Wasser aufnehmen und der gesamte Niederschlag kommt zum Abfluss. Im Jahresverlauf kann es daher aufgrund der veränderlichen Speicherfüllung bei gleich bleibenden Niederschlagsereignissen zu unterschiedlichen Abflüssen kommen. Die Zugrichtung der Niederschlagsfelder kann ebenfalls eine Auswirkung auf die Höhe des Abflusses ausüben. Zieht ein Niederschlagsgebiet über das Einzugsgebiet, wird der Abfluss bei einer Zugrichtung gegen die Fließrichtung im Regelfall geringer ausfallen als bei entgegen gesetzter Zugrichtung.

In wenigen Fällen sind diese Bemessungswerte aus langjährigen Messungen bekannt, so dass diese zunächst synthetisch aus Daten vorhandener, kürzerer Zeiträume erzeugt werden müssen. Dies ist möglich, wenn Zeitreihen für mehr als 30 Jahre vorliegen. Ein Ereignis mit einer Wiederkehrzeit von einhundert Jahren wird dann durch statistische Extrapolation der vorhandenen Daten ermittelt.

8.2 Simulation von Niederschlagsereignissen in Teileinzugsgebieten mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren (N_{100})

8.2.1 Niederschlagsdauer und -höhe

Bisherige Forschungen und Untersuchungen haben ergeben, dass im nächsten Jahrhundert auf Grund der anthropogenen Zunahme strahlungsaktiver Spurenstoffe in der Atmosphäre, insbesondere CO_2 und Methan, mit einer Zunahme der globalen Temperatur um 1,5 bis 5 °C zu rechnen ist. Dies könnte längerfristig auch eine Zunahme und Verstärkung der Starkniederschlagsereignisse ergeben, wobei die regionale Verteilung der Klimatrends derzeit sehr unsicher ist. Starkniederschläge können sowohl Niederschläge kurzer Dauer und hoher Intensität

als auch lang anhaltende hohe Niederschläge mit einer Dauer von mehreren Stunden oder Tagen sein. Ein Bemessungsniederschlag wird im Allgemeinen durch folgende Parameter definiert:

- Wiederkehrzeit T [a]
- Niederschlagsdauer D [min, h]
- Niederschlagshöhe h_N [mm]
- Zeitlicher Verlauf des Niederschlags
- Räumliche Verteilung des Niederschlags

Laut Aussage des DEUTSCHEN WETTERDIENSTES kann für ein Niederschlagsereignis mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren (N_{100}) von einem flächendeckend gleichen Niederschlagsdarangebot ausgegangen werden, d.h. im gesamten Einzugsgebiet der Lesum, Hamme und Wümme kann es durch so genannte Vb-Wetterlagen zu einer gleichmäßigen und flächendeckenden Überregnung kommen [DWD, 2004].

Um einen maximalen Scheitelabfluss zu erzeugen, sollte der Niederschlag länger andauern als die maximale Fließzeit t_{max} eines Wasserteilchens im untersuchten Gebiet. Die ungünstigste Niederschlagsdauer D , welche mit verschiedenen Niederschlagsintensitäten verbunden sein kann, ist durch Proberechnungen zu ermitteln.

Eine Möglichkeit zur Bestimmung der maßgeblichen Niederschlagshöhe (h_N) bietet der KOSTRA – Atlas⁴ des DWD. Aufgrund der Datengrundlage von 30 Jahren können mit dem KOSTRA-Atlas derzeit keine Aussagen zu Wiederkehrzeiten größer als 100 Jahren gemacht werden [DWD, 2004].

Der Starkregenatlas wird in digitaler Form vom Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie (ITWH) in Hannover in Kooperation mit dem DWD vertrieben. In diesem sind Karteninformationen der Starkniederschlagshöhen für Deutschland in Abhängigkeit der Wiederkehrzeit ($T = 0,5 \div 100,0$ a) und der Niederschlagsdauer ($D = 5,0$ min \div 72,0 h) in insgesamt 52 Farbkarten dargestellt. Auf Punktauswertungen aufbauend wurde eine flächendeckende Regionalisierung des extremen Niederschlagsgeschehens vorgenommen. Die Ergebnisse sind in Rasterdarstellungen mit einer Auflösung von ca. 8,5 x 8,5 km pro Rasterfeld erfasst. Das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland setzt sich somit aus ca. 5350 Rasterfeldern zusammen (Abb. 8-1).

Für jedes Raster kann eine Tabelle aufgerufen werden, anhand derer z.B. einem Tageswert der Niederschlagshöhe (Dauerstufe 24 Stunden) eine Wiederkehrzeit zugeordnet werden kann. Für das KOSTRA-Verfahren wurden 5-Minutenwerte und Tageswerte als Basis verwendet. Diese wurden prozentual angehoben, da ein zusammenhängendes Niederschlagsereignis auf zwei Messwerte aufgeteilt sein kann.

⁴ KOSTRA steht für Koordinierte Starkniederschlags-Regionalisierungs-Auswertungen

In Abb. 8-1 ist zu erkennen, dass im Bearbeitungsgebiet bei einer Dauer $D = 72$ h und einer Wiederkehrzeit $T = 100$ Jahre mit maximalen Niederschlagshöhen zwischen $h_N = 80 - 120$ mm zu rechnen ist. Zum Vergleich betragen die größten sommerlichen Starkniederschläge in Deutschland bei gleichen Zeitspannen $h_N = 377,7$ mm [ATV-DVWK, 2003].

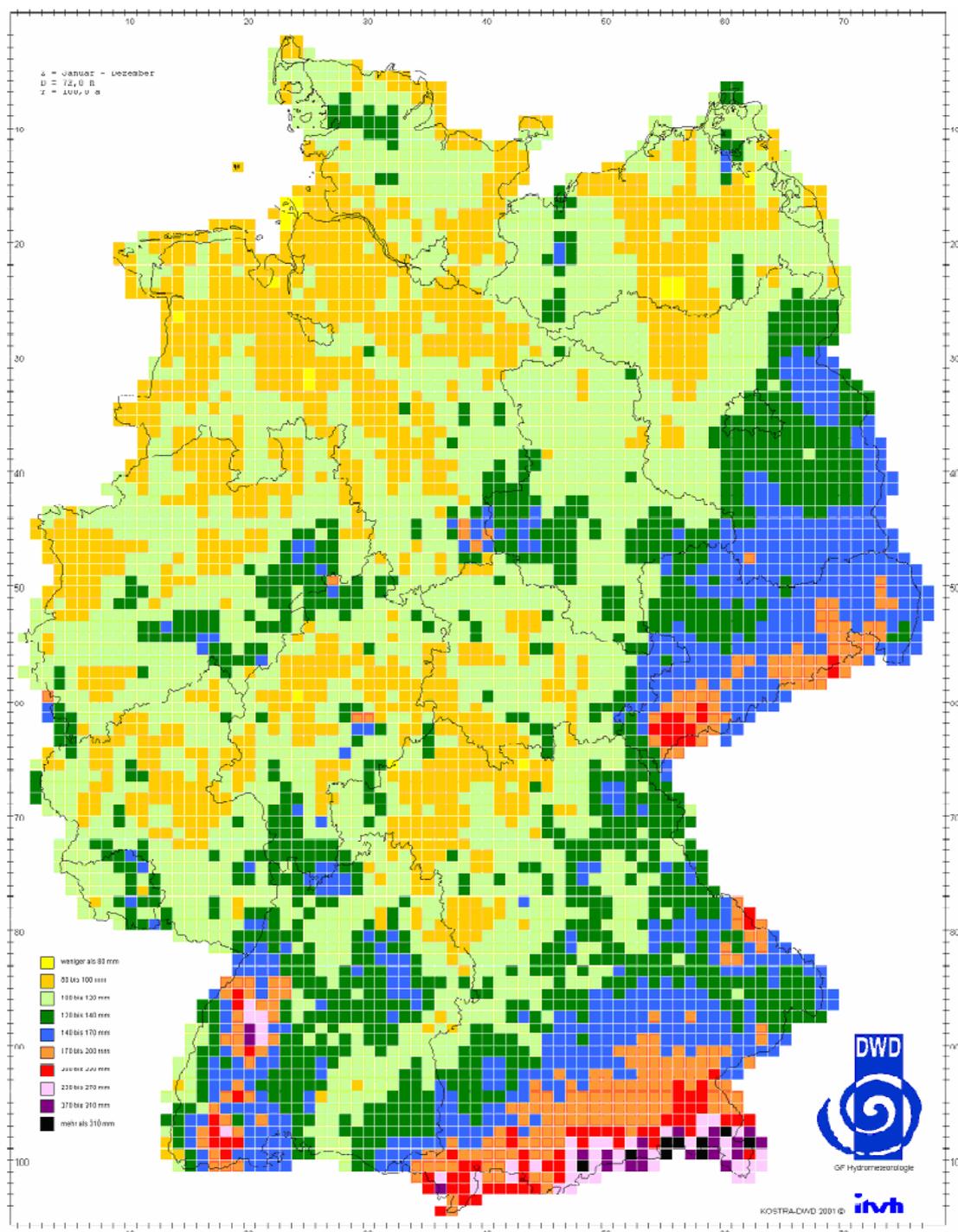


Abb. 8-1: Auszug aus dem KOSTRA - Atlas für eine Dauerstufe von $D = 72$ h und einer Wiederkehrzeit von $T = 100$ Jahren

Zurzeit wird die KOSTRA-Auswertung fortgeschrieben. Bisher basierte die Auswertung auf Niederschlagszeitreihen aus dem Zeitraum 1951-1980. Da sich bei länger anhaltenden Niederschlägen ab 24 Stunden, die überwiegend im Winter auftreten, ein Trend hin zu höheren Niederschlägen ergeben hat, ist es notwendig, den Auswertez Zeitraum zu verlängern, um auch aktuellere Messdaten mit einzubeziehen. Der Zeitraum, der der Fortschreibung zugrunde liegt, wird somit die Jahre 1951-2000 überdecken. Die Ergebnisse dieser Überarbeitung (KOSTRA-DWD 2000) sollen Ende Jahr 2005 vorliegen.

Für den Bereich der extremen Niederschläge mit einer Wiederkehrzeit deutlich über 100 Jahren wurde vom DWD das Projekt „Maximierte Gebietsniederschlagshöhen in Deutschland“ durchgeführt. Die Ergebnisse liegen in der DVWK-Mitteilung 29 vor.

Die für das Bearbeitungsgebiet ermittelten maximalen Niederschlagsereignisse mit einer Wiederkehrzeit von $T = 0,5 - 100$ a und Dauern von $D = 5$ min bis $D = 72$ h sind in Tab. 8-1 beispielhaft für den östlichen Bereich des Bearbeitungsgebietes aufgeführt.

Tab. 8-1: Niederschlagshöhen h_N und –spenden r_N für den Bereich Soltau (Spalte 34 und Zeile 29 des KOSTRA-Atlas in der Zeitspanne von Jan. bis Dez.)

T	0,5		1,0		2,0		5,0		10,0		20,0		50,0		100,0	
D	h_N	r_N														
5 min	5,7	190,1	7,7	255,2	9,6	320,3	12,2	406,4	14,1	471,5	16,1	536,6	18,7	622,7	20,6	687,8
10 min	6,9	115,0	9,5	158,1	12,1	201,2	15,5	258,2	18,1	301,3	20,7	344,4	24,1	401,4	26,7	444,5
15 min	7,7	85,6	10,8	119,4	13,8	153,3	17,8	198,1	20,9	231,9	23,9	265,8	28,0	310,6	31,0	344,5
20 min	8,3	69,4	11,7	97,9	15,2	126,5	19,7	164,2	23,1	192,7	26,6	221,3	31,1	259,0	34,5	287,5
30 min	9,3	51,6	13,3	74,0	17,4	96,4	22,7	126,1	26,7	148,5	30,8	170,9	36,1	200,5	40,1	222,9
45 min	10,3	38,3	15,1	55,9	19,9	73,5	26,1	96,8	30,9	114,4	35,7	132,0	41,9	155,3	46,7	172,9
60 min	11,2	31,0	16,5	45,8	21,8	60,7	28,9	80,3	34,3	95,1	39,6	110,0	46,7	129,6	52,0	144,4
90 min	12,3	22,7	17,9	33,1	23,5	43,5	30,9	57,2	36,5	67,6	42,1	78,0	49,6	91,8	55,2	102,2
2 h	13,1	18,2	18,9	26,3	24,7	34,4	32,4	45,0	38,2	53,1	44,1	61,2	51,7	71,9	57,5	79,9
3 h	14,4	13,3	20,5	19,0	26,6	24,6	34,7	32,1	40,8	37,8	46,9	43,4	55,0	50,9	61,1	56,6
4 h	15,4	10,7	21,7	15,1	28,0	19,5	36,4	25,3	42,7	29,7	49,0	34,1	57,4	39,9	63,7	44,3
6 h	16,9	7,8	23,5	10,9	30,2	14,0	39,0	18,0	45,6	21,1	52,2	24,2	61,0	28,3	67,7	31,3
9 h	18,5	5,7	25,5	7,9	32,5	10,0	41,7	12,9	48,7	15,0	55,7	17,2	64,9	20,0	71,9	22,2
12 h	19,8	4,6	27,0	6,3	34,2	7,9	43,8	10,1	51,0	11,8	58,2	13,5	67,8	15,7	75,0	17,4
18 h	21,8	3,4	29,8	4,6	37,7	5,8	48,2	7,4	56,1	8,7	64,1	9,9	74,6	11,5	82,5	12,7
24 h	23,8	2,8	32,5	3,8	41,2	4,8	52,6	6,1	61,3	7,1	69,9	8,1	81,3	9,4	90,0	10,4
48 h	36,7	2,1	45,0	2,6	53,3	3,1	64,2	3,7	72,5	4,2	80,8	4,7	91,7	5,3	100,0	5,8
72 h	35,2	1,4	45,0	1,7	54,8	2,1	67,7	2,6	77,5	3,0	87,3	3,4	100,2	3,9	110,0	4,2

Neben diesen Angaben für den Zeitraum Januar bis Dezember sind auch Angaben speziell für den Winter- oder Sommerzeitraum verfügbar.

Zum Vergleich sind in Tab. 8-2 die Niederschlagshöhen und –spenden für den Bereich Wörpe, Walle, Wieste (Rasterfeld Spalte 29, Zeile 27) dargestellt. Es ist zu erkennen, dass im Bearbeitungsgebiet zumeist die gleichen Werte anzusetzen sind. Insbesondere bei einer Niederschlagsdauer von 72 Stunden bei einer Wiederkehrzeit von einhundert Jahren ist im gesamten Gebiet eine Niederschlagshöhe von $h_N = 110$ mm maßgebend.

Tab. 8-2: Niederschlagshöhen h_N und –spenden r_N für den Bereich Wörpe, Walle, Wieste (Spalte 29 und Zeile 27 des KOSTRA-Atlas in der Zeitspanne Januar – Dezember)

T	0,5		1,0		2,0		5,0		10,0		20,0		50,0		100,0	
D	h_N	r_N														
5,0 min	5,4	178,5	6,8	225,1	8,2	271,7	10,0	333,3	11,4	379,9	12,8	426,5	14,6	488,2	16,0	534,8
10,0 min	6,6	110,0	8,5	141,9	10,4	173,8	13,0	215,9	14,9	247,7	16,8	279,6	19,3	321,7	21,2	353,6
15,0 min	7,5	82,8	9,8	108,3	12,0	133,8	15,1	167,6	17,4	193,1	19,7	218,6	22,7	252,3	25,0	277,8
20,0 min	8,1	67,7	10,7	89,5	13,3	111,2	16,8	140,0	19,4	161,8	22,0	183,6	25,5	212,4	28,1	234,2
30,0 min	9,2	50,9	12,3	68,3	15,4	85,7	19,6	108,8	22,7	126,2	25,9	143,6	30,0	166,7	33,1	184,1
45,0 min	10,3	38,2	14,1	52,1	17,8	66,1	22,8	84,5	26,6	98,5	30,4	112,5	35,3	130,9	39,1	144,9
60,0 min	11,2	31,1	15,5	43,1	19,8	55,0	25,5	70,7	29,8	82,6	34,0	94,6	39,7	110,3	44,0	122,2
90,0 min	12,5	23,2	17,2	31,8	21,8	40,4	27,9	51,7	32,6	60,3	37,2	68,9	43,3	80,3	48,0	88,9
2,0 h	13,6	18,8	18,5	25,6	23,4	32,4	29,8	41,4	34,7	48,3	39,6	55,1	46,1	64,1	51,0	70,9
3,0 h	15,1	14,0	20,4	18,9	25,7	23,8	32,8	30,3	38,1	35,2	43,4	40,1	50,4	46,6	55,7	515,5
4,0 h	16,4	11,4	22,0	15,3	27,6	19,2	35,0	24,3	40,6	28,2	46,2	32,1	53,6	37,2	59,2	41,1
6,0 h	18,3	8,5	24,4	11,3	30,4	14,1	38,4	17,8	44,5	20,6	50,5	23,4	58,5	27,1	64,6	29,9
9,0 h	20,4	6,3	27,0	8,3	33,5	10,3	42,2	13,0	48,7	15,0	55,3	17,1	63,9	19,7	70,5	21,8
12,0 h	22,1	5,1	29,0	6,7	35,9	8,3	45,1	10,4	52,0	12,0	58,9	13,6	68,1	15,8	75,0	17,4
18,0 h	23,0	3,5	30,8	4,7	38,5	5,9	48,8	7,5	56,6	8,7	64,4	9,9	74,7	11,5	82,5	12,7
24,0 h	23,8	2,8	32,5	3,8	41,2	4,8	52,6	6,1	61,3	7,1	69,9	8,1	81,3	9,4	90,0	10,4
48,0 h	39,7	2,3	45,0	2,6	50,3	2,9	57,2	3,3	62,5	3,6	67,8	3,9	74,7	4,3	80,0	4,6
72,0 h	35,2	1,4	45,0	1,7	54,8	2,1	67,7	2,6	77,5	3,0	87,3	3,4	100,2	3,9	110,0	4,2

Es wird eine Niederschlagsdauer D gewählt, so dass der resultierende Scheitel möglichst hoch ist. Dies kann in einer ersten Näherung approximiert werden, indem die Dauer D der Konzentrations- bzw. Fließzeit gleichgesetzt wird. Die längste Fließzeit in den Nebengewässern von Hamme und Wümme wurde mit einer mittleren Fließgeschwindigkeit von $v = 0,35$ m/s berechnet. Als maßgebend wurde dabei die Veerse mit einer Gesamtlänge von $L \approx 31$ km angesehen.

$$t_{\max} = \frac{L}{v \cdot 3600} = \frac{31000}{0,35 \cdot 3600} = 24,6 \text{ h} \quad \text{Gl. 8-1}$$

Die maßgebende Niederschlag, wurde ermittelt, indem drei Varianten mit $D = 24,0$ h / $48,0$ h / $72,0$ h betrachtet wurden. Damit ist gewährleistet, dass die Niederschlagsdauer jeweils größer als die berechnete längste Fließzeit t_{\max} bis zu den jeweiligen Pegeln ist.

Aus dem KOSTRA – Atlas ergaben sich für das Untersuchungsgebiet somit Niederschlagshöhen von $h_N = 90,0 / 100,0 / 110,0$ mm (siehe Tab. 8-1).

8.2.2 Zeitlicher Verlauf des Niederschlags

Um den zeitlichen Verlauf des Niederschlags festzulegen, gibt es verschiedene Modellregen. Der einfachste Typ ist der Blockregen mit konstantem zeitlichen Intensitätsverlauf. Daraus resultieren meist kleinere Scheitelabflüsse als bei anderen Intensitätsverläufen. Der DWA empfiehlt einen Niederschlagsverlauf mit drei unterschiedlichen Intensitätsstufen (Abb. 8-2). Dabei werden in den ersten 30 % der Niederschlagsdauer 20 %, in den folgenden 20 % der Dauer 50 % und in den restlichen 50 % der Dauer die verbleibenden 30 % der Gesamtniederschlagshöhe angesetzt.

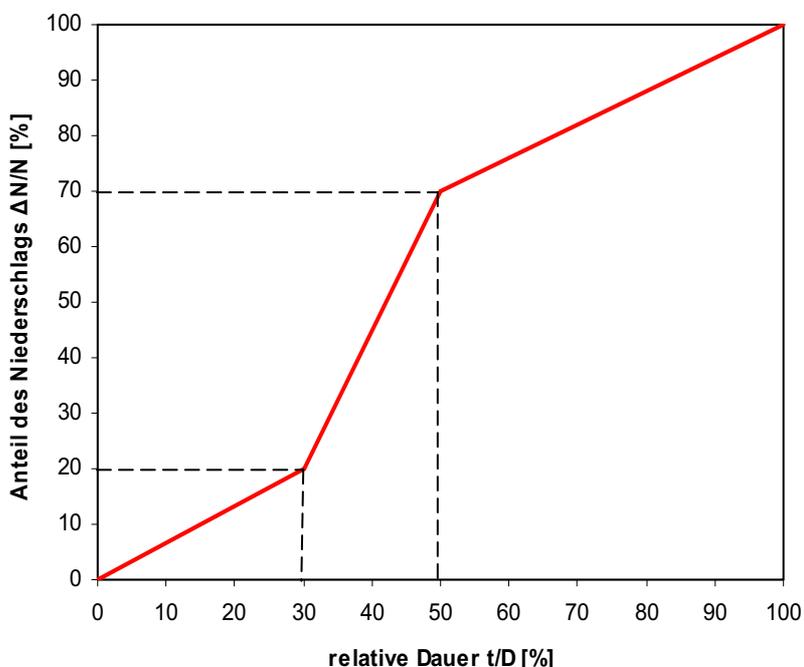


Abb. 8-2: Empfohlener Niederschlagsverlauf [DVWK, 1984]

Bei der Anwendung dieses so genannten „DVWK – Regens“ ist darauf zu achten, dass die Niederschlagshöhe in dem maximal belasteten Intervall keine größere Wiederkehrzeit aufweist als der gesamte Bemessungsregen der Niederschlagsdauer [DVWK, 1984].

Tab. 8-3: Berechnung der Niederschlagsintensitäten des synthetisch erzeugten DVWK - Regens

Dauer	24 h		48 h		72 h	
Intervall	Dauer	h_N [mm]	Dauer	h_N [mm]	Dauer	h_N [mm]
1	0,0 - 7,2 h	18	0,0 - 14,4 h	20	0,0 - 21,6 h	22
2	7,2 - 12,0 h	45	14,4 - 24,0 h	50	21,6 - 36 h	55
3	12,0 - 24,0	27	24,0 - 48,0	30	36,0 - 72,0	33

Abb. 8-3 zeigt den Intensitätsverlauf des hundertjährigen DVWK-Regens mit einer Dauer von $D = 72,0$ h und einer Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm:

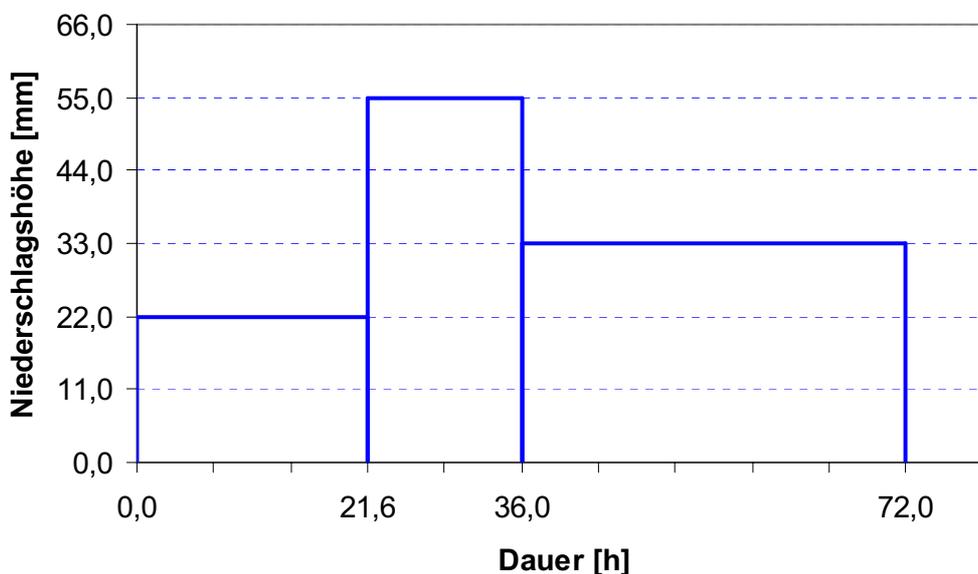


Abb. 8-3: Intensitätsverlauf des hundertjährigen „DVWK-Regens“ mit einer Dauer von $D = 72,0$ h und einer Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm

Bei der Simulation des N_{100} wurden, um eine zur Berechnung der Vorbodenfeuchte ausreichende Vorlaufzeit zu berücksichtigen, die im Zeitraum vom 01.06. bis 31.08.2001 bzw. 01.04. bis 16.07.2002 an den in Tab. 4-2 beschriebenen Niederschlagsstationen gemessenen Niederschlagszeitreihen angesetzt. Ab dem 01.09.2001 bzw. 17.07.2002 wurde der synthetisch erzeugte „DVWK – Regen“ mit den jeweiligen Dauern von 24 h, 48 h und 72 h eingefügt. Im anschließenden Verlauf wurde kein weiterer Niederschlag vorgegeben. Der Mittelniederschlag wurde, wie in Kapitel 4.2 beschrieben, ermittelt.

Für die Verdunstung wurden die Daten der während die Kalibrierung berücksichtigten Stationen für den Zeitraum 01.06. bis 30.09. 2001 bzw. 01.04. bis 31.07.2002 angesetzt und wie in Kapitel 4.3 beschrieben gewichtet.

Aufgrund des höheren Füllgrades der Bodenspeicher (vgl. Abb. 6-9 und Abb. 6-10) resultiert in den Teileinzugsgebieten ein größerer Abfluss bei Ansatz des hundertjährigen Niederschlages Anfang Juli.

8.2.3 Räumliche Verteilung des Niederschlags

Nach Aussage des DEUTSCHEN WETTERDIENSTES kann grundsätzlich eine Niederschlagshöhe mit hundertjähriger Wiederkehrzeit einzelner Stationen bzw. Rasterfelder für eine Berechnung des gesamten Einzugsgebietes "Wümme und Hamme" angesetzt werden. Auch wenn es sich bereits um hohe Niederschlagshöhen handelt, können jedoch durchaus noch höhere Werte

auftreten, wie die Aufzeichnungen an den Niederschlagsstationen belegen (Abb. A - 1 bis Abb. A - 139).

Im Rahmen der Untersuchungen wurden die anzusetzenden Niederschlagshöhen für eine Wiederkehrzeit von 100 Jahren dem KOSTRA-Atlas entnommen und anschließend räumlich gewichtet (Vgl. Kapitel 4.2).

8.2.4 Untersuchungsergebnisse der Prognoserechnungen

Durch Nutzung des zuvor kalibrierten Niederschlag-Abfluss-Modells wurden resultierende Abflussganglinien berechnet. Aus den Ergebnissen lässt sich der maßgebende Bemessungsregen mit der Dauer von $D = 72,0$ h und einer Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm ableiten.

Abb. 8-4 zeigt beispielhaft für den Pegel Sottrum die resultierenden Ganglinien für verschiedene Dauerstufen und Intensitäten bei Berücksichtigung einer Vorbodenfeuchte, welche den Verhältnissen Anfang September 2001 entspricht. Die dargestellten Ergebnisse sind qualitativ auf das gesamte Untersuchungsgebiet zu übertragen.

Am Pegel Sottrum tritt bei dem 24-stündigen Niederschlag ein maximaler Abfluss $Q_{\max} = 5,39$ m³/s auf, was einer Wiederkehrzeit von rund einem Jahr entspricht. Der 48-stündige Niederschlag erzeugt einen maximalen Abfluss $Q_{\max} = 9,23$ m³/s mit einer entsprechenden Wiederkehrzeit von fünf Jahren. Der größte Spitzenabfluss tritt bei dem 72-stündigen Niederschlag auf. Der maximale Abfluss beträgt in diesem Fall $Q_{\max} = 10,77$ m³/s mit einer Wiederkehrzeit von rd. zehn Jahren.

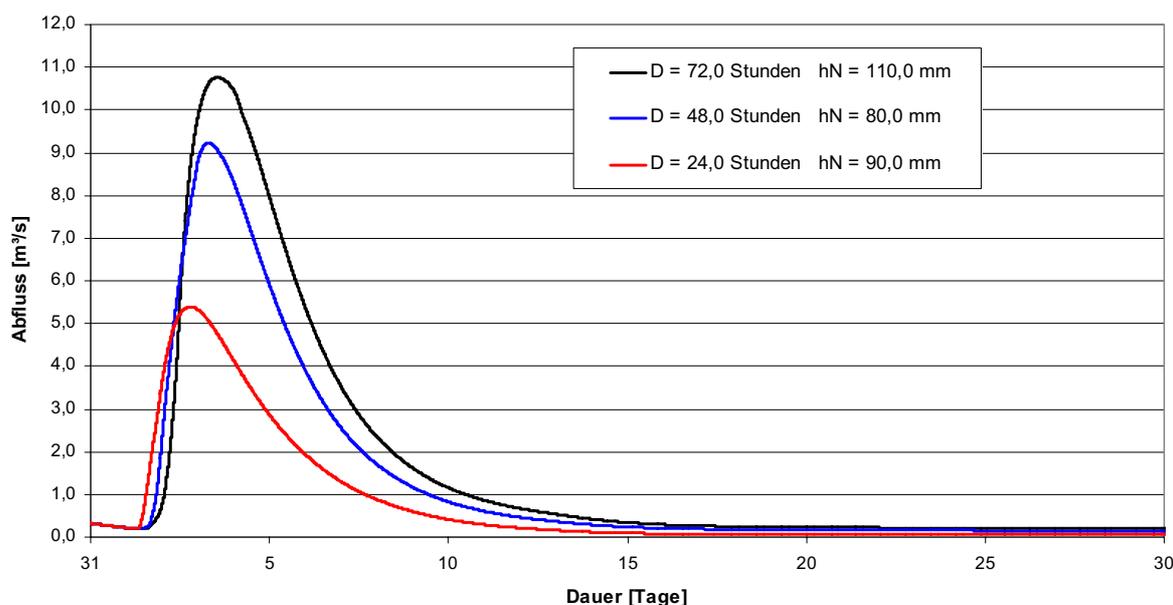


Abb. 8-4: Abflussganglinien der „DVWK-Regen“ mit hundertjähriger Wiederkehrzeit am Pegel Sottrum

Einen Vergleich der Abflussganglinien des synthetisch erzeugten „DVWK-Regens“ und der zur Kalibrierung verwendeten Ereignisse im September 2001 und im Juli 2002 für den Pegel Sottrum ermöglicht folgende Abbildung.

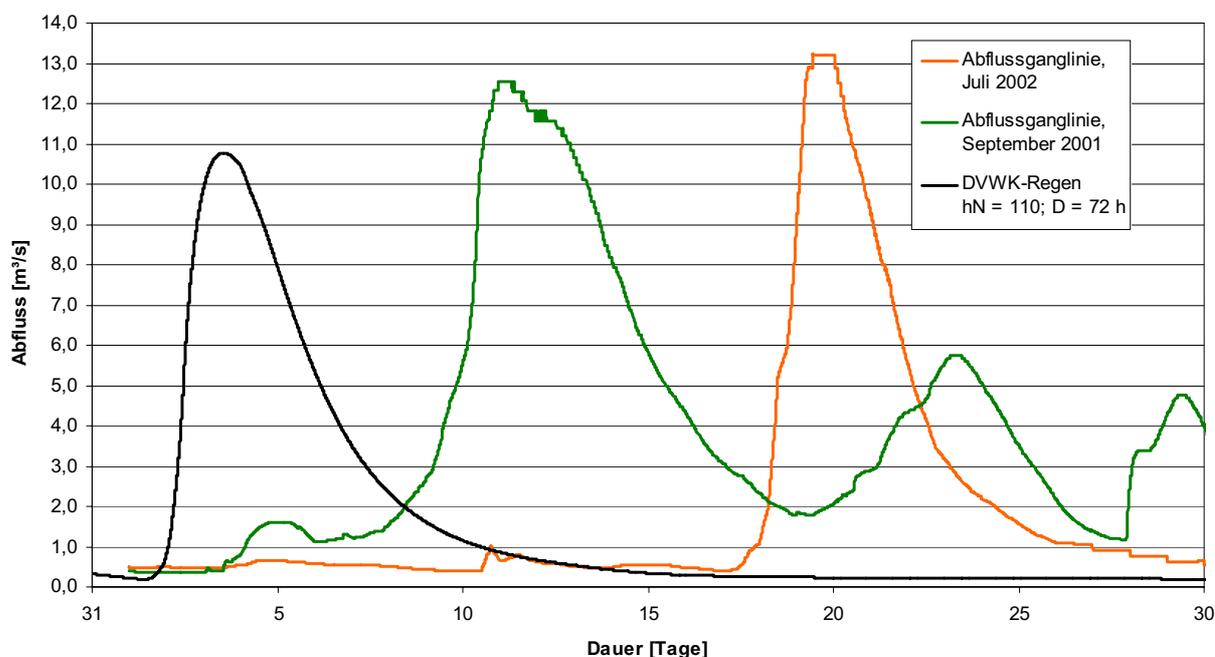


Abb. 8-5: Abflussganglinien des „DVWK-Regens“ ($D = 72,0$ h; $h_N = 110,0$ mm) und der Ereignisse im September 2001 und Juli 2002 am Pegel Sottrum

Der im Juli 2002 gemessene maximale Abfluss am Pegel Sottrum ist mit rd. $13,2 \text{ m}^3/\text{s}$ etwa $2,4 \text{ m}^3/\text{s}$ größer als der des synthetisch erzeugten Regens mit hundertjähriger Wiederkehrzeit und einer Dauer von $D = 72$ h. Die an den benachbarten Stationen gemessenen Niederschlagshöhen bestätigen dies.

An der Niederschlagsstation Ahausen, welche sich im angrenzenden Bereich des Einzugsgebietes der Wieste und damit des Pegels Sottrum befindet, wurde vom 09.09.2001 bis 11.09.2001 innerhalb von 72 Stunden eine Niederschlagshöhe von $h_N = 103,8$ mm gemessen. In dem davor liegenden 72 h-Intervall waren es $h_N = 40,6$ mm, in dem anschließenden Intervall $h_N = 5,6$ mm. Die Niederschlagssumme betrug innerhalb von 216 Stunden bzw. neun Tagen $h_N = 150,0$ mm.

Vom 17.07.2002 bis 18.07.2002 wurde an der in der Nähe befindlichen Niederschlagsstation Elsdorf-Hatzte innerhalb von 48 Stunden eine Niederschlagshöhe von $h_N = 123,5$ mm gemessen. Das bedeutet, dass die zur Kalibrierung des Modells verwendeten Niederschlagsereignisse eine Wiederkehrzeit von deutlich über 100 Jahren aufweisen.

Die folgende Abbildung zeigt ein Histogramm des hundertjährigen „DVWK-Regens“ mit einer Dauer von $D = 72,0$ h und einer Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm und die daraus resultierende Abflussganglinie am Pegel Sottrum.

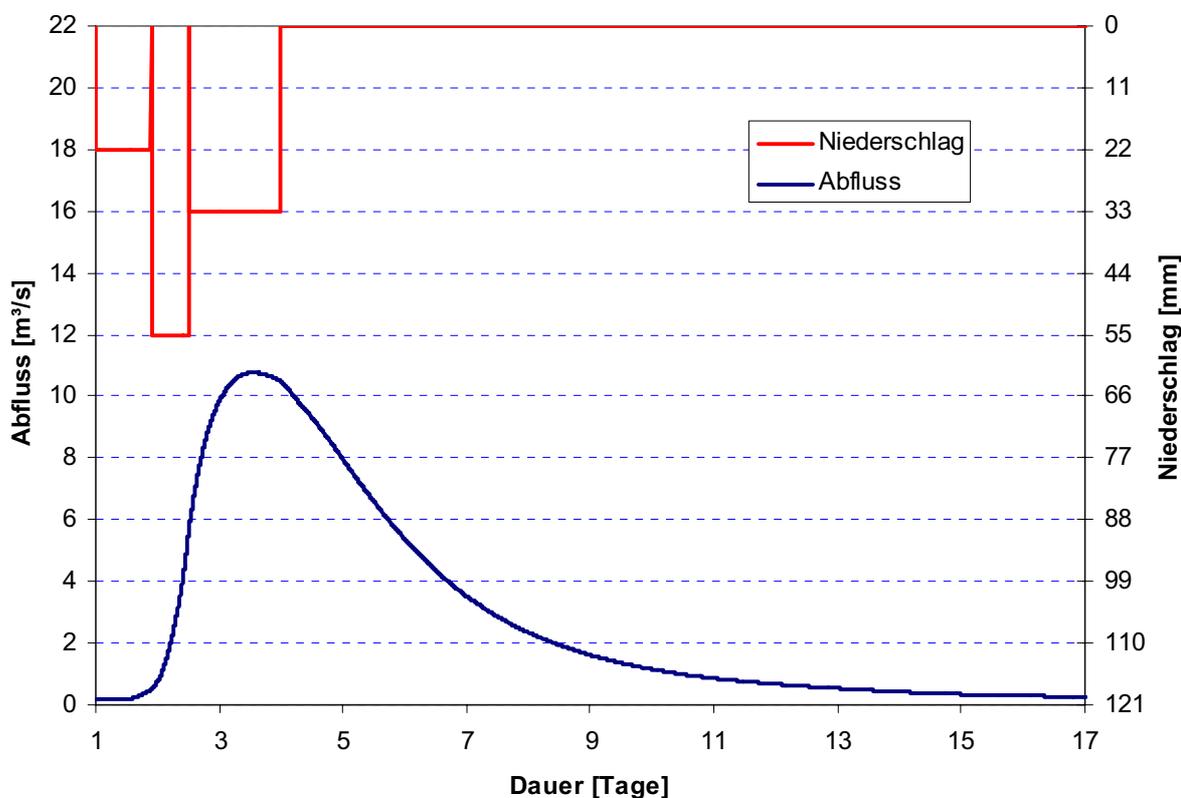


Abb. 8-6: Histogramm des hundertjährigen DVWK-Regens mit einer Dauer von $D = 72,0$ h und einer Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm und die daraus resultierende Abflussganglinie am Pegel Sottrum

Die Abb. 8-7 zeigt einen Vergleich der Abflussganglinien des synthetisch erzeugten „DVWK-Regens“ und der zur Kalibrierung verwendeten Ereignisse im September 2001 und im Juli 2002 für den Pegel Hellwege-Schleuse.

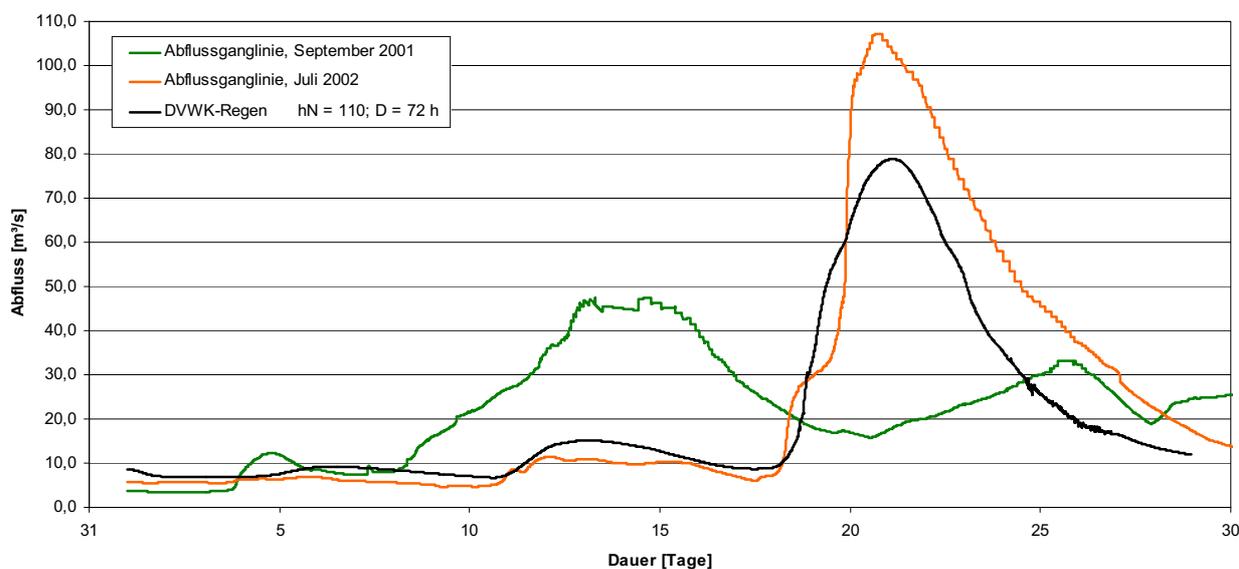


Abb. 8-7: Abflussganglinien des „DVWK-Regens“ ($D = 72,0$ h; $h_N = 110,0$ mm) und der Ereignisse im September 2001 und Juli 2002 am Pegel Hellwege-Schleuse

Es zeigt sich, dass das Regenereignis mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren bei ansonsten gleichen Bodenparametern und Sättigungseigenschaften eine Abflussganglinie mit einer Spitze von rd. 80 m³/s hervorruft und damit etwa 25 m³/s geringer ausfällt als das Hochwasserereignis vom Juli 2002 mit einer Höhe von rd. 107 m³/s. Das Abflussverhalten ist qualitativ identisch mit einem steilen ansteigendem Ast und einem flacher werdenden abfallenden Ast. Die Zeitspanne, in welcher ein bestimmter Abfluss erreicht wird, ist beim angesetzten Regenereignis N₁₀₀ etwa 2,5 – 3 Tage kürzer als beim realen Ereignis aus dem Juli 2002.

Damit zeigt sich, wie in Kapitel 4.2 beschrieben, dass die im Juli 2002 gefallenen Niederschläge im Einzugsgebiet der Wümme Jährlichkeiten von über 100 Jahren hatten.

Im Einzugsgebiet der Hamme wurden im September 2001 deutlich höhere Niederschläge verzeichnet, die dann zu wesentlich größeren Abflussereignissen geführt haben, als durch einen hundertjährigen Niederschlag resultierend. Deutlich wird dies bei Betrachtung der Abflussganglinien aus dem September 2001 und dem Juli 2002 im Vergleich zum Abfluss bei einer gleichmäßigen Überregnung des Einzugsgebietes mit einem N₁₀₀ am Pegel Ahrens Dorf (Abb. 8-8).

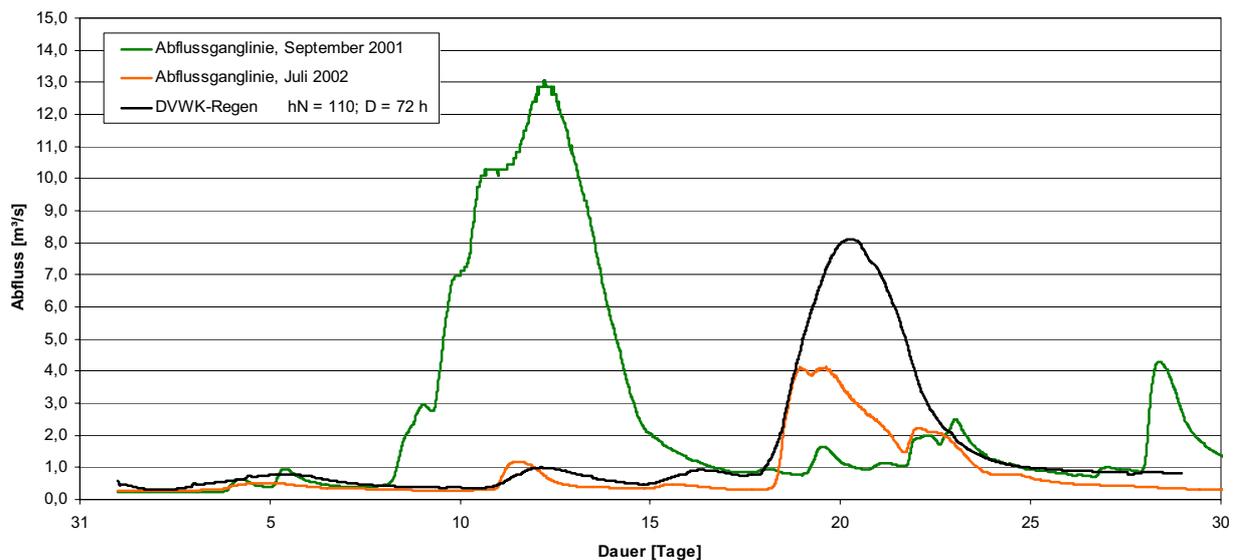


Abb. 8-8: Abflussganglinien des „DVWK-Regens“ (D = 72,0 h; h_N = 110,0 mm) und der Ereignisse im September 2001 und Juli 2002 am Pegel Ahrens Dorf

Ein Vergleich der Hochwasserereignisse September 2001 und Juli 2002 mit der aus einem Niederschlag mit einer Wiederkehrzeit von einhundert Jahren resultierenden Abflussganglinie ist dem Anhang A 13 zu entnehmen (Abb. A - 247 bis Abb. A - 254). Durch die durchgeführten Prognoserechnungen liegt für jedes der 150 betrachteten Teileinzugsgebiete (siehe Abb. 4-1 und Tab. A - 1) eine Ganglinie vor, welche aus einem Niederschlag mit einer Wiederkehrzeit von einhundert Jahren resultiert. Damit können die Höhe und Fülle der Abflussganglinien aller 150 Einzugsgebiete miteinander und in Bezug auf die Kalibrierungszeiträume verglichen werden.

8.3 Simulation von Hochwasserereignissen in Teileinzugsgebieten mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren ($HQ_{100/\text{stationär}}$)

8.3.1 Hydronumerische Simulation

Für die Simulation der Hochwasserereignisse mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren wurden auf der Grundlage des zuvor beschriebenen Regionalmodells in den Teileinzugsgebieten der Oberen Wümme, der Veerse, der Wiedau, der Rodau, der Fintau, der Wörpe und der Wieste Teilmodelle betrieben.

Die für die stationäre Berechnung zu spezifizierenden Randbedingungen sind die Wasserspiegellage am unterstromigen Modellrand, die Abflussmengen an den oberen Modellrändern und die Zuflüsse in/aus den/dem Flussschlauch (z.B. Siele, Schöpfwerke, kleinere Vorfluter und Direkteinzug).

Die durch den GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENST für den HQ_{100} -Fall vorgegebenen Abflussmengen und Wasserstände an den Pegeln des Modellgebietes sind in Tab. 8-4 aufgeführt („Soll“ – Werte).

Tab. 8-4: Wasserstände und Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für ein Hochwasserereignis mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren

Pegel	Gewässer	Abfluss [m³/s]		Abweichung [%]	Wasserstand [mNN]		Abweichung [%]
		Soll	Simuliert		Soll	Simuliert	
Grasberg	Wörpe	10,3	10,22	1,00	4,37	4,35	0,46
Hellwege-Schleuse	Wümme	105,3	105,41	-0,08	12,59	12,59	0,00
Lauenbrück B75	Wümme	27,0	26,92	0,42	28,14	28,12	0,07
Lauenbrück Fintau	Fintau	12,5	12,48	0,00	30,49	30,49	0,01
Schnakenmühlen	Wörpe	5,1	5,10	0,32	18,98	18,96	0,09
Sottrum	Wieste	16,5	16,42	0,51	15,90	15,90	-0,01
Veerse	Veerse	13,8	14,02	-1,90	26,57	26,58	-0,04
Worth	Wiedau	20,3	19,96	1,91	23,06	23,08	-0,10
Wümme	Wümme	8,2	8,18	0,19	34,42	34,41	0,03
Rötenburg	Wümme	53,0	52,33	1,29		19,89	
Mündung des Gewässers	Wiedau	22,2	22,02	0,83		18,76	
	Veerse	14,6	14,66	-0,14		22,23	
	Wieste	17,4	17,66	-1,46		11,07	
	Wörpe	13,9	14,10	-1,42		2,93	
	Fintau	12,7	12,75	-0,39		28,74	
	Rodau	19,9	19,82	0,31		20,19	

Für die im Modellgebiet vorhandenen Wehre wurde von einer vollständigen Staulegung ausgegangen.

8.3.2 Darstellung der Überschwemmungsgebiete

Die Darstellung der durch eine horizontale Verschnidung der Wasserspiegellagen mit dem digitalen Geländemodell (5 * 5 m Raster) berechneten Überschwemmungsgebiete erfolgt in Absprache mit dem Auftraggeber in digitaler Form (ArcView-Grid Dateien).

Im Einzugsgebiet der **Wörpe** wurden in den Bereichen Schnakenmühlen und Grasberg - Lilienthal Überschwemmungsgebiete berechnet. In den Bereichen Schnakenmühlen und Grasberg - Heidberg sind ausschließlich landwirtschaftlich genutzte Flächen betroffen. Es besteht keine Gefährdung von Objekten (Wohn-, Gewerbe- und Industriegebäude) oder anderen schützenswerten Infrastrukturanlagen mit hohen Sachwerten.

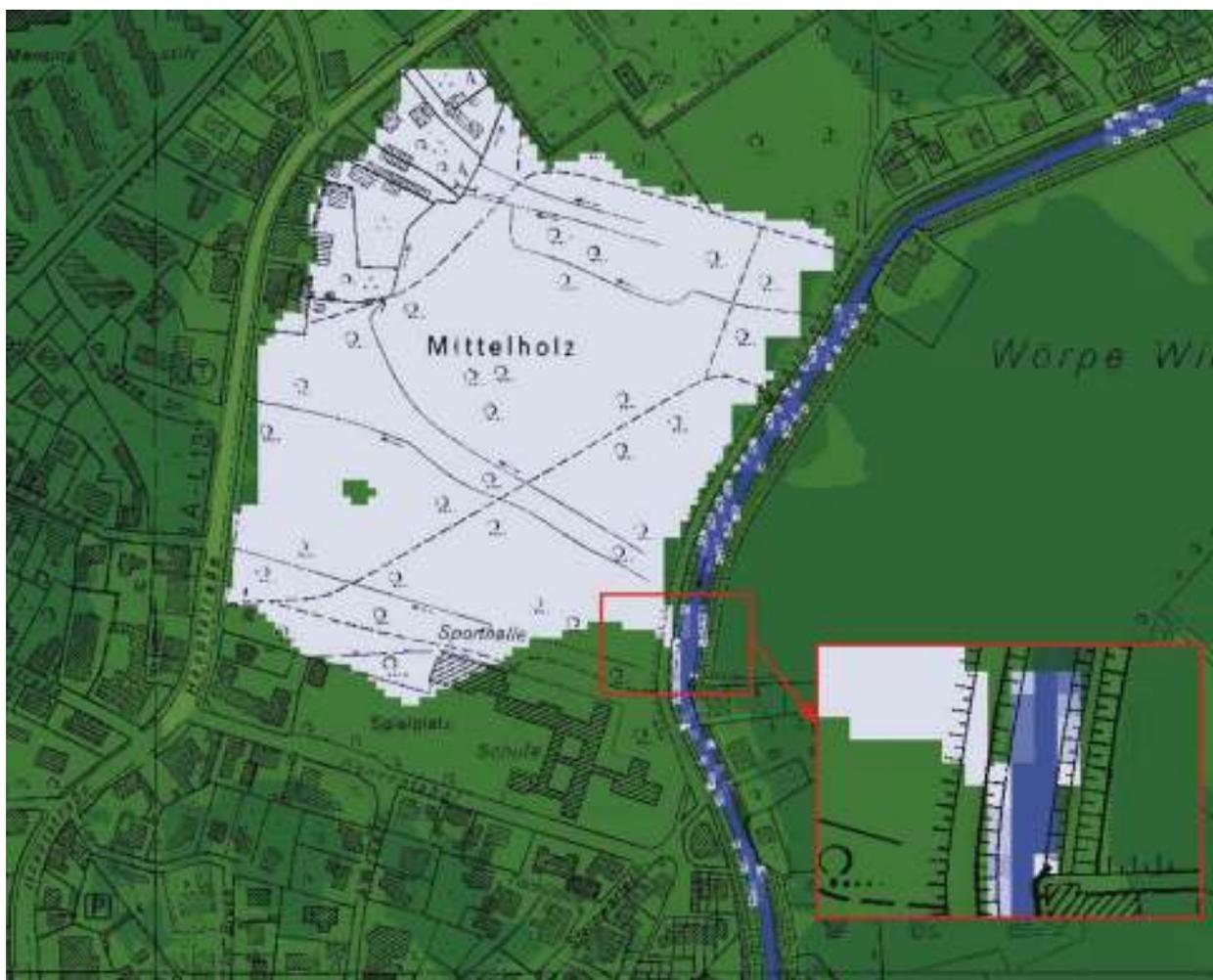


Abb. 8-9: Überschwemmungsgebiet im Bereich der Ortslage Lilienthal

Die Überschwemmungsgebiete bei Heidberg (östlich des Weidendamms) und unterhalb der Landstraße 154 sind auf ihre Plausibilität zu prüfen. Sie resultieren aus einer Problematik bei der Verschnidungstechnik. Liegt eine Zelle des digitalen Geländemodells unterhalb der berechneten Wasserspiegellage (Abb. 8-9), so wird das gesamte tiefer gelegene Hinterland als

Überschwemmungsgebiet berechnet. Speziell für größere Senkungsgebiete ergeben sich so deutlich höhere Überschwemmungsvolumina als das Abflussvolumen des betrachteten Flusses. Für die Erzielung einer höheren Genauigkeit wird eine Betrachtung mittels eines engeren Rasters (z.B. 1 m) empfohlen, da in diesem Fall die Geländetopographie (insbesondere Schutzbauten wie z.B. Deiche) genauer dargestellt wird.

Die Überschwemmungsgebiete im Einzugsgebiet der **Wieste** erstrecken sich über den kompletten Mittel- und Unterlauf des Gewässers. Sie weisen eine Breite von rund 50 - 100 m beiderseits des Flusslaufes auf und befinden sich überwiegend im Bereich landwirtschaftlich genutzter Flächen. Ausnahmen bilden die Ortslage Sottrum (Abb. 8-10) und Randbereiche der Ortslage Ottersberg (Abb. 8-11). In diesen Gebieten ist die Gefährdung vorhandener Siedlungen bzw. Infrastrukturanlagen zu prüfen. Im Bereich der Ortslage Ottersberg mündet die Wieste in das Binnendelta der Wümmewiesen. Daher fächert sich das Überschwemmungsgebiet auf eine Breite von rund 1,3 km auf. Die Fläche wird begrenzt durch die „Große Strasse“ in Ottersberg und den Bahndamm der Strecke Bremen – Hamburg.

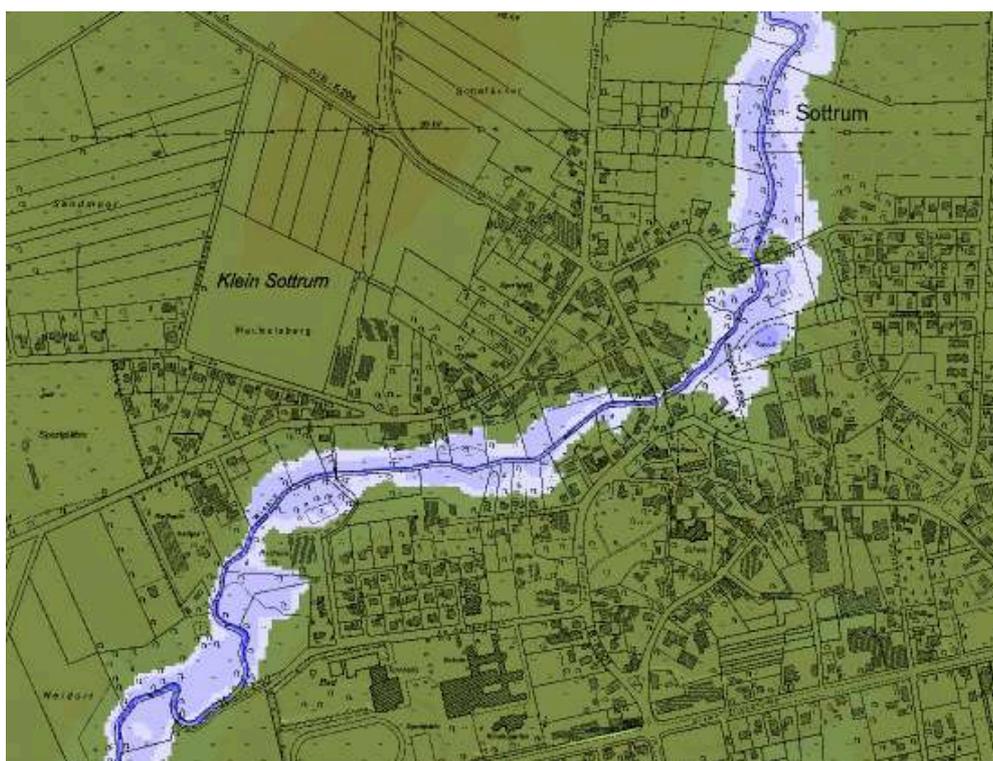


Abb. 8-10: Überschwemmungsgebiet im Bereich der Ortslage Sottrum

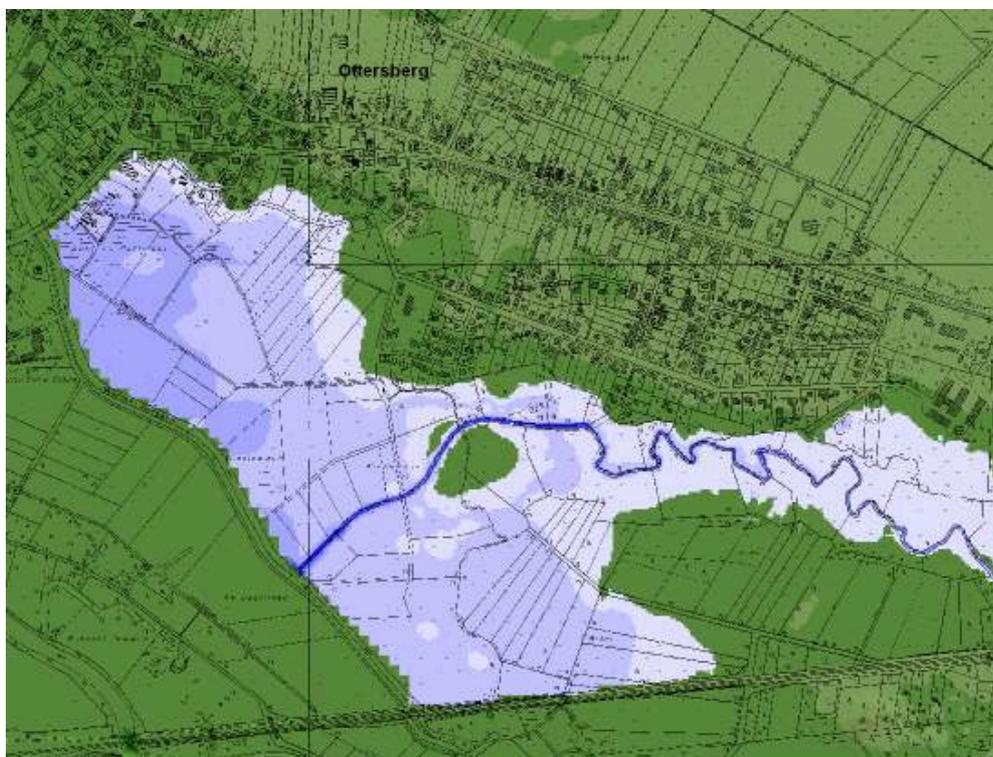


Abb. 8-11: Überschwemmungsgebiet im Bereich der Ortslage Ottersberg

Im Einzugsgebiet der **Fintau** wurden oberhalb des Bahndamms der Strecke Bremen – Hamburg Überschwemmungsgebiete berechnet. Die Einengung des Abflussquerschnittes im Hochwasserfall durch den Bahndamm verursacht einen Rückstau, der eine Überschwemmungsfläche mit einer maximalen Breite von rund 500 m hervorruft. Diese betrifft überwiegend landwirtschaftlich genutzte Flächen, aber auch einige Wohngebäude bzw. Sportanlagen. Begrenzt werden die Ausuferungen durch die Strassen „Am Sportplatz“ und „Benkeloher Weg“. Die Ortslage Lauenbrück bleibt weitestgehend hochwasserfrei (Abb. 8-12).

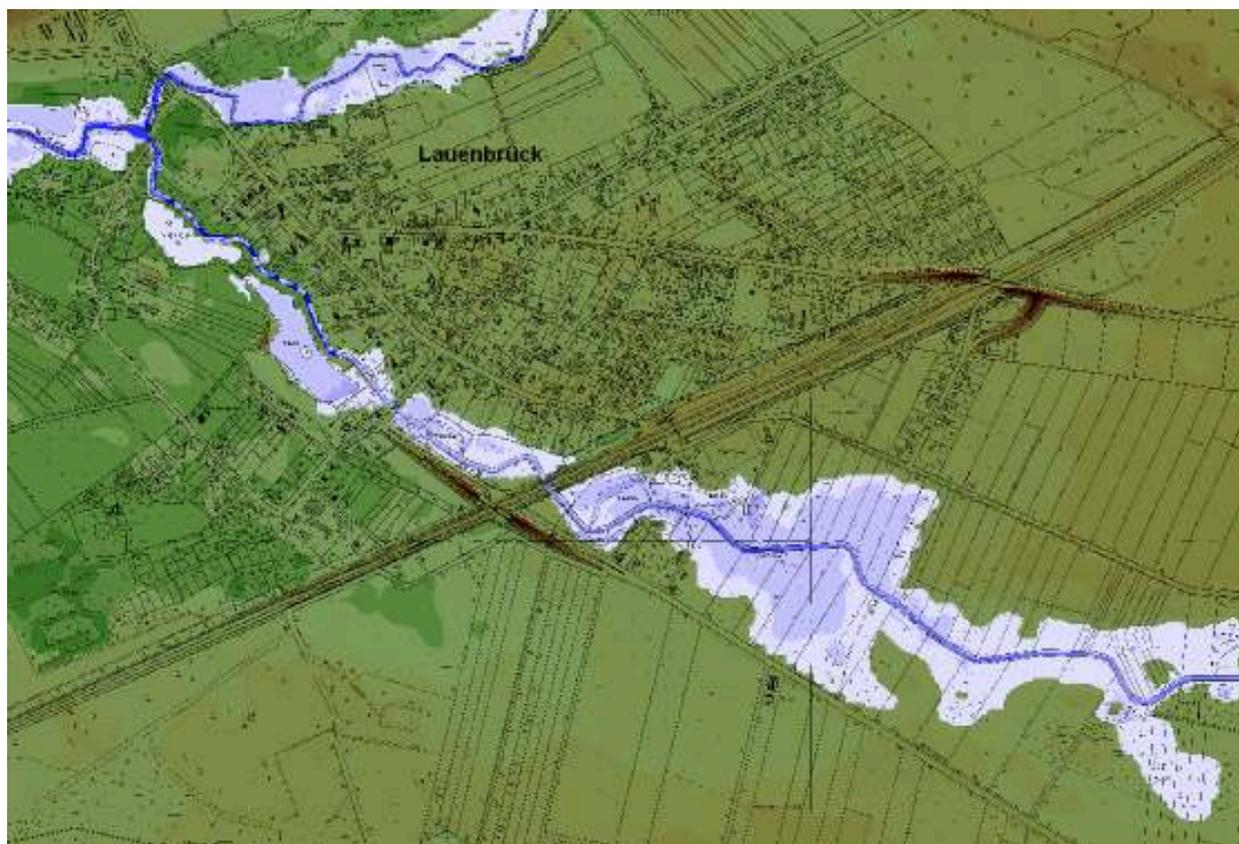


Abb. 8-12: Überschwemmungsgebiet im Bereich der Ortslage Lauenbrück

Die **Veerse** durchfließt bis zum Bahndamm der Strecke Hamburg – Bremen (rund 1,5 km oberhalb der Mündung in die Wümme) ein Kerbtal. Daher kommt es in ihrem Einzugsgebiet nur zu örtlich begrenzten Ausuferungen von maximal 150 – 200 m Breite, die wenig Schadenspotential aufweisen. Im unteren Einzugsgebiet der Veerse bis zur Mündung in die Wümme betreffen die Überschwemmungsgebiete ausschließlich landwirtschaftlich genutzte Flächen.

In den Einzugsgebieten der **Rodau** und **Wiedau** sind bis zum Zusammenfluss beider Gewässer oberhalb Rotenburgs keine Siedlungen bzw. Infrastrukturanlagen gefährdet. Die Überschwemmungsgebiete betreffen auf Grund der Topographie (Kerbtal) nur kleine Flächen von maximal 100 – 200 m Breite. Im Bereich der Ortslage Rotenburg (Abb. 8-13) fächert das Überschwemmungsgebiet auf eine Breite von rund 300 m auf. Es befinden sich einige Infrastrukturanlagen sowie unter anderem die ROTENBURGER WERKE DER INNEREN MISSION und das DIAKONIEKRANKENHAUS in diesen Gebieten.

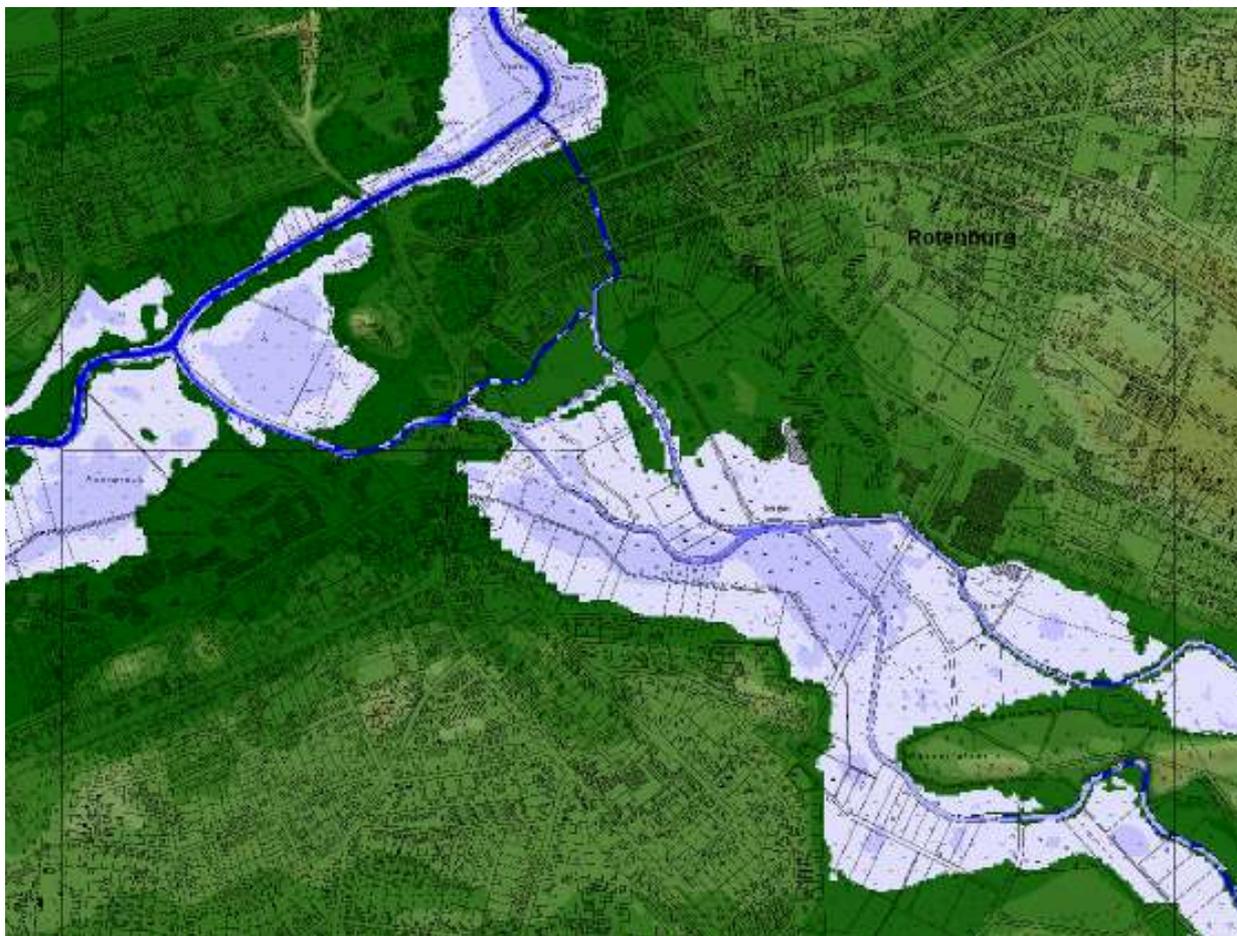


Abb. 8-13: Überschwemmungsgebiet im Bereich der Ortslage Rotenburg

Im Einzugsgebiet der **Oberen Wümme**, oberhalb der B75, sind vornehmlich landwirtschaftliche Nutzflächen und Waldflächen betroffen. Die Ausuferungen in diesem Abschnitt der Oberen Wümme werden durch das durchflossene Kerbtal begrenzt. Eine Ausnahme bildet der Wümme-Park, der vom westlichen und östlichen Ende des Parks überschwemmt wird. Die Ursache ist ein fehlender Deich an den jeweiligen Enden des Parks.

Abb. 8-14 zeigt das betroffene Gebiet, inklusive der zur Berechnung des digitalen Geländemodells hinzugezogenen Punktdaten der Deichlinie bzw. Strassen des Parks. Da die Deichhöhe ausreichend ist, um den Wümme-Park hochwasserfrei zu halten, ist zu prüfen, ob durch fehlende Punktdaten der Deichlinie Fehler im digitalen Geländemodell vorhanden sind. Diese führen beim Verschneiden der Wasserspiegellagen mit dem Geländemodell dazu, dass der Wümme-Park großflächig als Überschwemmungsgebiet berechnet wurde.



Abb. 8-14: Überschwemmungsgebiet im Bereich des Wümme-Parks

Im weiteren Verlauf der Oberen Wümme, zwischen Wümme-Park und Lauenbrück, werden durch diverse Brücken (B75, Bocksbrückenweg, Bahnhofstrasse) die Hochwasserabflussquerschnitte verengt. Dies hat zur Folge, dass sich die Obere Wümme oberhalb dieser Bereiche zurückstaut und ausufernd. Die hierdurch betroffenen Flächen werden entweder landwirtschaftlich genutzt, oder es sind Waldflächen. Eine Gefährdung von Gebäuden oder anderen Infrastrukturanlagen besteht nicht.

Im Bereich zwischen Lauenbrück und Rotenburg werden die Überschwemmungsgebiete beidseits des Flussschlauches durch den ausgeprägten Geestrücken in einem etwa 200 – 400 m breiten Talquerschnitt gehalten. Abb. 8-15 zeigt beispielhaft einen etwa 2,5 km langen Abschnitt dieses Gebietes im Bereich der Ortschaft Varel.

Im letzten Teilstück der Oberen Wümme zwischen Rotenburg und Hellwege wurden durchgängig Ausuferungen mit einer Breite von rund 500 m berechnet. Diese betreffen ausschließlich die Auenlandschaft der Oberen Wümme und gefährden keine schützenswerten Objekte bzw. Infrastrukturanlagen.

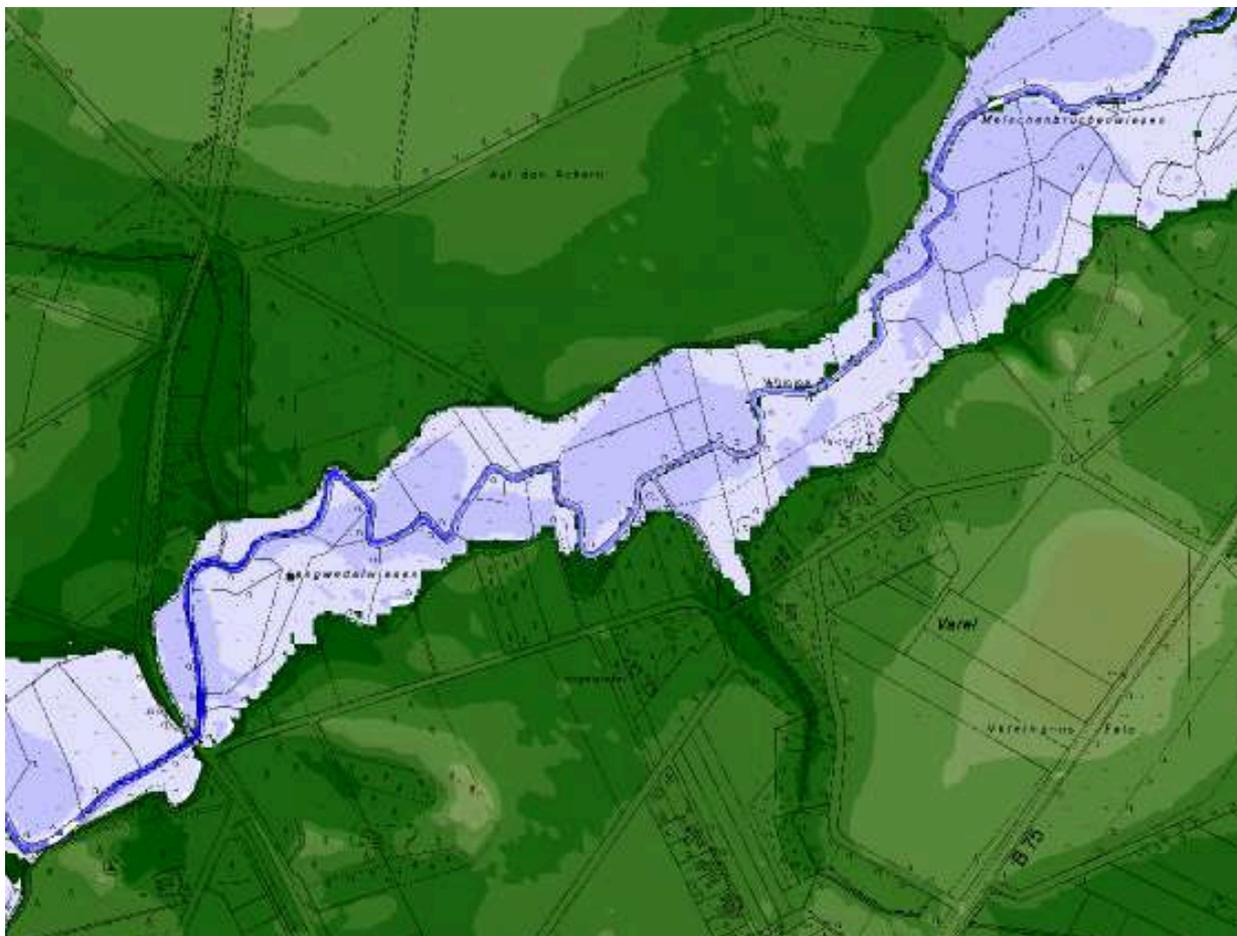


Abb. 8-15: Begrenzung der Überschwemmungsgebiete beidseits des Flussschlauches durch einen ausgeprägten Geestrücken im Bereich Varel

8.4 Bestimmung des Gefährdungspotentials charakteristischer Hochwasserereignisse (HQ₁₀₀/instationär und HQ_{5, Sommer}/instationär)

8.4.1 Hydronumerische Simulation

Für die Bestimmung des Gefährdungspotentials im gesamten Einzugsgebiet wurden charakteristische Hochwasserereignisse (HQ₁₀₀ und HQ_{5, Sommer}) untersucht, die auf der Grundlage des zuvor beschriebenen Regionalmodells simuliert wurden.

Die durch eine horizontale Verschneidung der Wasserspiegellagen mit dem digitalen Geländemodell (1 * 1 m Raster) berechneten Überschwemmungsgebiete sind in Anhang D dargestellt. Die Darstellung der Gebiete erfolgt in Absprache mit dem Auftraggeber außerdem in digitaler Form (ArcView-Grid Dateien).

Infolge des instationären Strömungszustandes treten im Verlauf der Hochwasserwelle die maximalen Überschwemmungen nicht zeitgleich auf. Die Überschwemmungsgebiete wurden da-

her für die verschiedenen Lastfälle als diejenigen Gebiete ermittelt, die sich während des zu betrachtenden Hochwasserereignisses maximal einstellen.

Die für die instationäre Berechnung zu spezifizierenden Randbedingungen sind in Kapitel 5.1.1.2 und Kapitel 5.1.2.2 erläutert. Für die charakteristischen Ereignisse wurden jeweils die Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ (Lastfall 1) und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ (Lastfall 2) berechnet.

Die für den HQ₁₀₀-Fall vorgegebenen („Soll-Werte“) und simulierten Spitzenabflüsse und Wasserstände an den Pegeln des Modellgebietes sind in Tab. 8-5 (Lastfall 1) und Tab. 8-6 (Lastfall 2) aufgeführt.

Tab. 8-5: Lastfall 1: Wasserstände und Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für charakteristische Hochwasserereignisse (HQ₁₀₀/instationär)

Pegel	Gewässer	Abfluss [m ³ /s]		Abweichung [%]	Wasserstand [mNN]		Abweichung [%]
		Soll	Simuliert		Soll	Simuliert	
Ahrensdorf	Giehler Bach	14,7	14,35	2,56	k.A.	4,38	-
Grasberg	Wörpe	10,3	10,32	-0,04	4,37	4,32	1,05
Hellwege-Schleuse	Wümme	105,3	102,80	2,40	12,59	12,58	0,09
Lauenbrück B75	Wümme	27,0	26,75	1,04	28,14	28,10	0,14
Lauenbrück Fintau	Fintau	12,5	13,19	-5,66	30,49	30,51	-0,06
Schnakenmühlen	Wörpe	5,1	5,30	-3,65	18,98	19,02	-0,18
Sottrum	Wieste	16,5	16,25	1,57	15,90	15,90	0,00
Veerse	Veerse	13,8	13,34	3,00	26,57	26,60	-0,10
Worth	Wiedau	20,3	20,13	1,02	23,06	23,07	-0,06
Wümme	Wümme	8,2	8,00	2,40	34,42	34,47	-0,14

Tab. 8-6: Lastfall 2: Wasserstände und Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für charakteristische Hochwasserereignisse (HQ₁₀₀/instationär)

Pegel	Gewässer	Abfluss [m ³ /s]		Abweichung [%]	Wasserstand [mNN]		Abweichung [%]
		Soll	Simuliert		Soll	Simuliert	
Ahrensdorf	Giehler Bach	14,7	14,35	2,56	k.A.	4,44	-
Grasberg	Wörpe	10,3	10,32	-0,04	4,37	4,33	1,03
Hellwege-Schleuse	Wümme	105,3	102,80	2,40	12,59	12,58	0,09
Lauenbrück B75	Wümme	27,0	26,75	1,04	28,14	28,10	0,14
Lauenbrück Fintau	Fintau	12,5	13,19	-5,66	30,49	30,49	0,00
Schnakenmühlen	Wörpe	5,1	5,30	-3,65	18,98	19,02	-0,19
Sottrum	Wieste	16,5	16,25	1,57	15,90	15,90	0,00
Veerse	Veerse	13,8	13,34	3,00	26,57	26,60	-0,10
Worth	Wiedau	20,3	20,13	1,02	23,06	23,07	-0,06
Wümme	Wümme	8,2	8,00	2,40	34,42	34,47	-0,14

Für den $HQ_{5, \text{Sommer}}$ -Fall wurden keine Wasserstände vorgegeben. Die Soll-Werte und die simulierten Werte der Spitzenabflüsse an den Pegeln des Modellgebietes sind in Tab. 8-7 (Lastfälle 1 und 2) aufgeführt.

Tab. 8-7: Lastfall 1 und 2: Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für charakteristische Hochwasserereignisse ($HQ_{5, \text{Sommer}}$ /instationär)

Pegel	Gewässer	Lastfall 1: Abfluss [m ³ /s]		Abweichung [%]	Lastfall 2: Abfluss [m ³ /s]		Abweichung [%]
		Soll	Simuliert		Soll	Simuliert	
Ahrensdorf	Giehler Bach	5,8	6,00	-3,48	5,8	6,00	-3,48
Grasberg	Wörpe	4,3	4,60	-6,93	4,3	4,60	-6,93
Hellwege-Schleuse	Wümme	33,0	33,87	-2,63	33,0	33,87	-2,63
Lauenbrück B75	Wümme	8,5	8,20	3,53	8,5	8,20	3,53
Lauenbrück Fintau	Fintau	6,1	6,40	-4,93	6,1	6,40	-4,93
Schnakenmühlen	Wörpe	2,6	2,58	0,77	2,6	2,58	0,69
Sottrum	Wieste	4,5	4,49	0,33	4,5	4,49	0,27
Veerse	Veerse	7,0	6,91	1,23	7,0	6,91	1,23
Worth	Wiedau	9,4	8,86	5,72	9,4	8,86	5,80
Wümme	Wümme	3,4	3,25	4,50	3,4	3,25	4,50

8.4.2 Darstellung der Überschwemmungsgebiete bei einem HQ_{100}

8.4.2.1 Einzugsgebiet der Hamme und Lesum

Im Teileinzugsgebiet der Hamme oberhalb der L 153 bei Hüttenbusch ist ein Unterschied in der Ausdehnung der Überschwemmungsgebiete beider Lastfälle nicht auszumachen. Ebenso verhält es sich bei den Nebengewässern Augustendorfer Kanal, Hamme-Oste Kanal (bzw. im Mündungsbereich Kollbeck), Giehler Bach, Rummeldeisbeek und Schmoos.

Die Gewässer **Hamme-Oste Kanal** und **Augustendorfer Kanal** (mündet in den Hamme-Oste Kanal) ufern bei einem HQ_{100} nicht aus.

Im Oberlauf des **Giehler Bachs** ergeben sich mehrere Überschwemmungsgebiete, deren Ausmaße auf Flächen von jeweils rund 300 * 500 m begrenzt sind. Die betroffenen Gebiete sind ausschließlich landwirtschaftlich genutzte Flächen. Ab der Ortslage Giehlermühlen wurden großflächige Überschwemmungsgebiete berechnet. Sie entstehen durch einen Rückstau an der den Giehler Bach querenden B 74 und durch einen Aufstau an einem Unterhaltungswehr im Gebiet zwischen Giehlermühlen und Ahrensdorf (Abb. 8-16).

Die weitreichenden Überschwemmungen ergeben sich durch das relativ konstante Geländeniiveau in diesem Bereich. Die Ortslagen Giehlermühlen und Ahrensdorf sind nicht betroffen und bleiben hochwasserfrei.

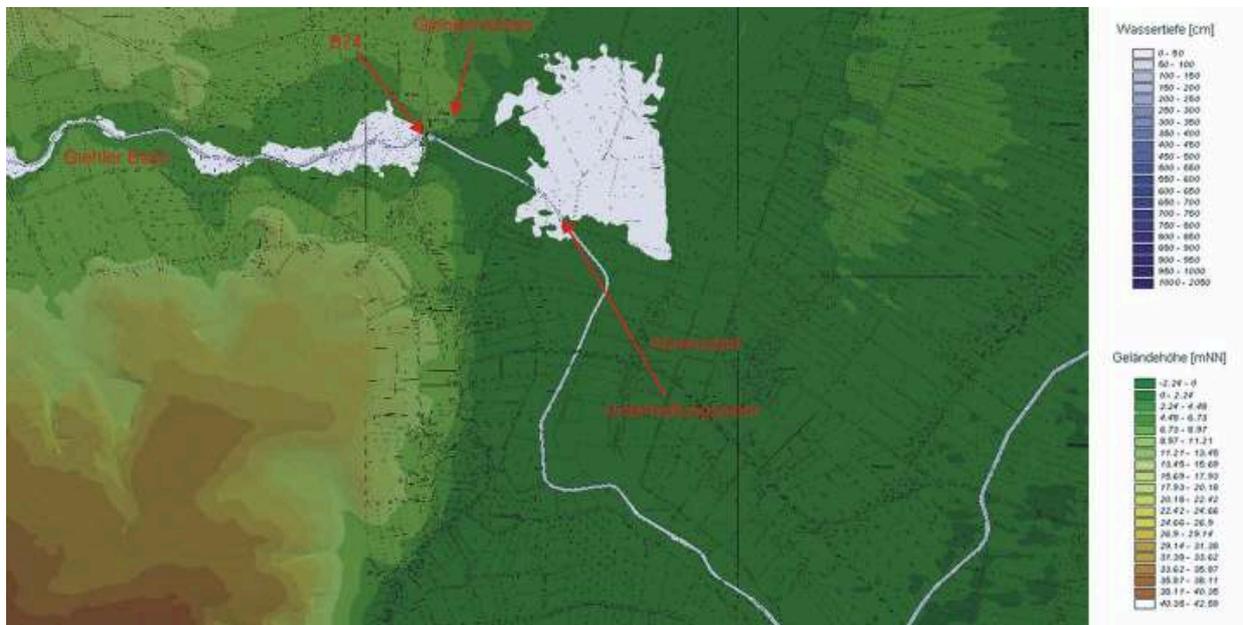


Abb. 8-16: Überschwemmungsgebiete im Bereich Giehlermühlen – Ahrens Dorf (Giehler Bach) bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)



Abb. 8-17: Überschwemmungsgebiete im Bereich des Unterlaufs der Rummeldeisbeek bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)

Im Einzugsgebiet der **Rummeldeisbeek** treten ausschließlich im unteren Gewässerlauf und im Bereich des **Glinstedt-Ostersoder Umlaufgrabens** Überschwemmungen auf. Diese resultieren aus dem Rückstau an Unterhaltungswehren in der Rummeldeisbeek und im Glinstedt-Ostersoder Umlaufgraben (Abb. 8-17). Dieser zweigt bei km 9,3 von der Rummeldeisbeek ab und fließt ihr bei km 1,6 wieder zu. Ein Verteilerbauwerk leitet 2/5 des ankommenden Wassers aus der Rummeldeisbeek ab. Da dies auch beim Durchlaufen der Hochwasserwelle der Fall ist, wird die Abflusskapazität des Grabens überschritten und es kommt zu Ausuferungen am Unterhaltungswehr bei km 3,548 und im Bereich der Mündung des Glinstedt-Ostersoder Umlaufgrabens. Da das Gelände ähnlich flach wie im Einzugsgebiet des Giehler Bachs ist, führen diese Ausuferungen ebenfalls zu großflächigen Überschwemmungen landwirtschaftlicher Nutzflächen. Die Ortschaft Ostersode ist nicht gefährdet, da sie hinter dem Straßendamm der K 19 liegt.

Die **Schmoo** ufert nur im Bereich ihrer Mündung in die Hamme aus. Dies ist auf einen Rückstau aus der Hamme zurückzuführen. Dadurch werden landwirtschaftliche Flächen auf einer Breite von rund 500 m und einer Länge von rund 1 km überschwemmt (Abb. 8-18). Die Überschwemmungsfläche wird südlich durch den Straßendamm der Landstrasse 153 begrenzt. An diesem Damm staut sich das Wasser bis zu einer Höhe von rund 30 – 40 cm auf.



Abb. 8-18: Überschwemmungsgebiete im Bereich des Unterlaufs der Schmoo bei einem HQ₁₀₀ (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)

Ab der Einmündung der Rummeldeisbeek ufert die **Hamme** über ihren kompletten Verlauf bis zum Ritterhuder Sperrwerk beidseitig aus. Abb. 8-19 zeigt vergleichend die Überschwem-

mungsgebiete beider Lastfälle. Da beim Lastfall „Sturmflut in der Weser“ ein rund 35 cm höherer Wasserstand am Oberpegel Ritterhuder Schleuse berechnet wurde, ergeben sich teils gravierende Unterschiede in der Ausdehnung der Flächen. Diese sind insbesondere im Oberlauf der Beek und im Unterlauf der Hamme zu bemerken.

Die Breite der Überschwemmungsgebiete variiert zwischen 500 m und 1.500 m (linksseitig der Hamme) bzw. 1.000 m bis 3.000 m (rechtsseitig der Hamme). Diese Unterschiede sind einerseits durch das tiefere Geländeniveau rechtsseitig und andererseits durch den rechtsseitigen Zufluss der **Beek** begründet. Im weiteren Verlauf der Hamme folgt der Waakhauser Polder. Die Polderfläche ist durch den noch vorhandenen Freibord der Deiche von rund 40 cm (Lastfall: Sturmflut in der Weser) bzw. 70 cm (Lastfall: Mittlere Tideverhältnisse in der Weser) nicht gefährdet. Unterhalb des Ritterhuder Sperrwerkes verhindern die Hammedeiche eine Überschwemmung. Im Lastfall „Sturmflut in der Weser“ ist, insbesondere rechtsseitig der Hamme, der Freibord der Deiche bei einem Wasserstand von 3,19 mNN unterhalb des Sperrwerks sehr gering (minimale Deichhöhe: 3,30 mNN).



Abb. 8-19: Überschwemmungsgebiete im Bereich der Hamme bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“ [Blau], „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ [Cyan])

Im Verlauf der **Lesum** ist der Einfluss der Lastfälle am größten. Der Wasserspiegelunterschied der Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ – „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ beträgt am Unterpegel Lesumsperrwerk 3,83 m bzw. 0,94 m am Oberpegel Lesumsperrwerk.

Im Lastfall „Sturmflut in der Weser“ verhindern die Deichstrecken beiderseits der Lesum eine Überflutung des Werderlandes und der nördlich der Lesum liegenden Bremer Stadtteile Vegesack und Burglesum. Die drei Polderflächen „Schönebecker Sand“, „Im Sack“ und „Auf dem Bauernhocke“ werden geflutet und stehen bis zu drei Meter unter Wasser (Abb. 8-20). Da sich die Grenze des numerischen Modells zur Simulation des Einflusses des Lesumsperrwerkes im Bereich des Pegels Vegesack befindet, liegen auch für den Bereich unterhalb des Sperrwerkes Überschwemmungsflächen vor. Die Überschwemmungsgebiete oberhalb des Vegesacker Hafens sind auf Grund fehlender Liniendaten („Friedrich-Klippert Strasse“ und „Zur Vegesacker Fähre“) im Bereich Vegesack nicht gesichert.

Im Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ wird der Polder „Schönebecker Sand“ nicht geflutet, die Polder „Im Sack“ und „Auf dem Bauernhocke“ stehen nur teilweise unter Wasser. Im Gegensatz zum Lastfall „Sturmflut in der Weser“ tritt die Lesum nur an vereinzelt Stellen über die Ufer.

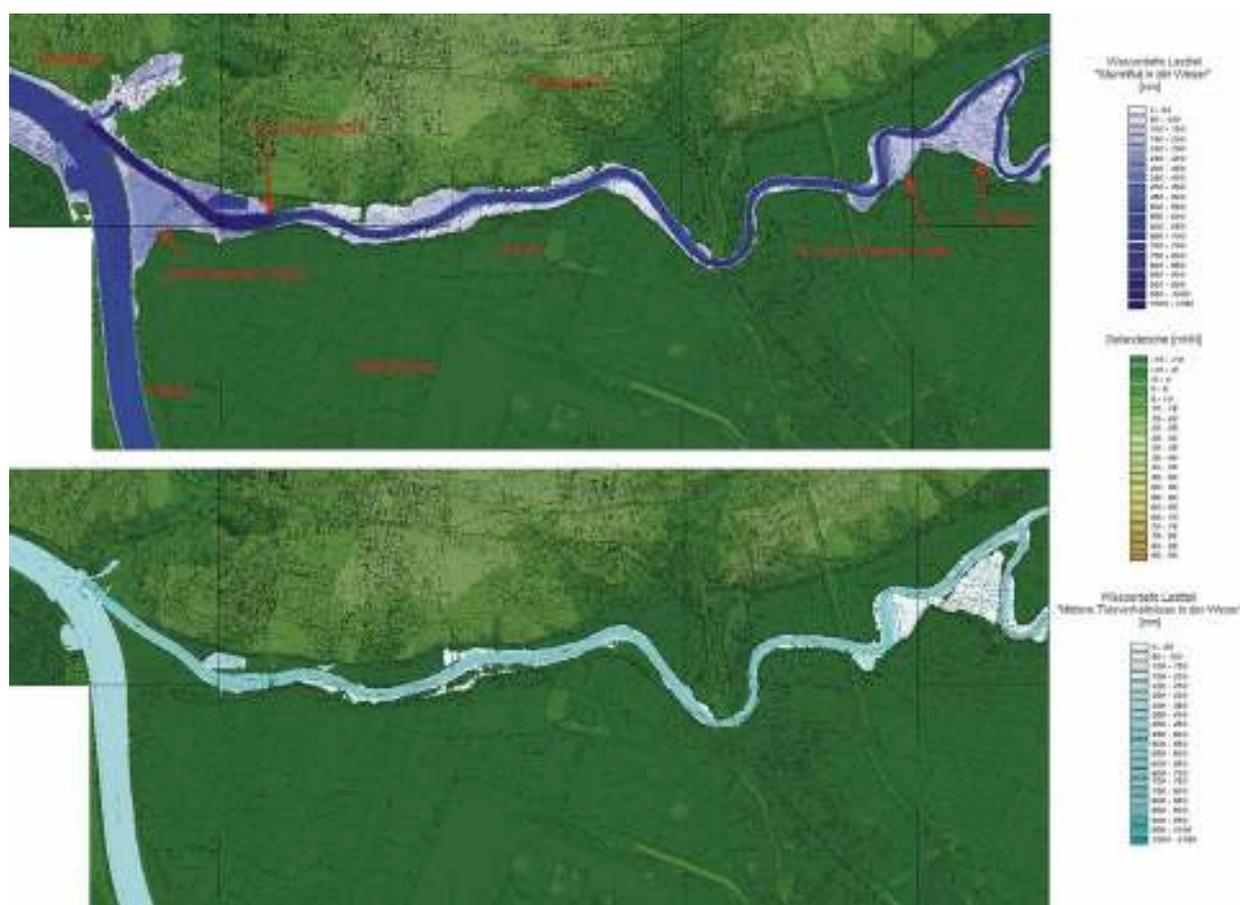


Abb. 8-20: Überschwemmungsgebiete im Bereich der Lesum bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“ [Blau], „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ [Cyan])

8.4.2.2 Einzugsgebiet der Wümme

Im Bereich zwischen Borgfeld und dem Zusammenfluss der Wümme und der Hamme zur Lesum bei Ritterhude werden die Überschwemmungsgebiete durch Deiche (Wasserhorster Deich, Wümmesieder Deich, Niederblockländer Deich, Oberblockländer Deich, Kreuzdeich und Borgfelder Deich) begrenzt (Abb. 8-21). Die Deiche haben eine Kronenhöhe von 4,00 - 4,50 mNN. Da die maximalen Wasserstände in diesem Bereich zwischen 3,18 mNN und 3,25 mNN liegen, (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“) ist ein minimaler Freibord von rund 75 cm garantiert.

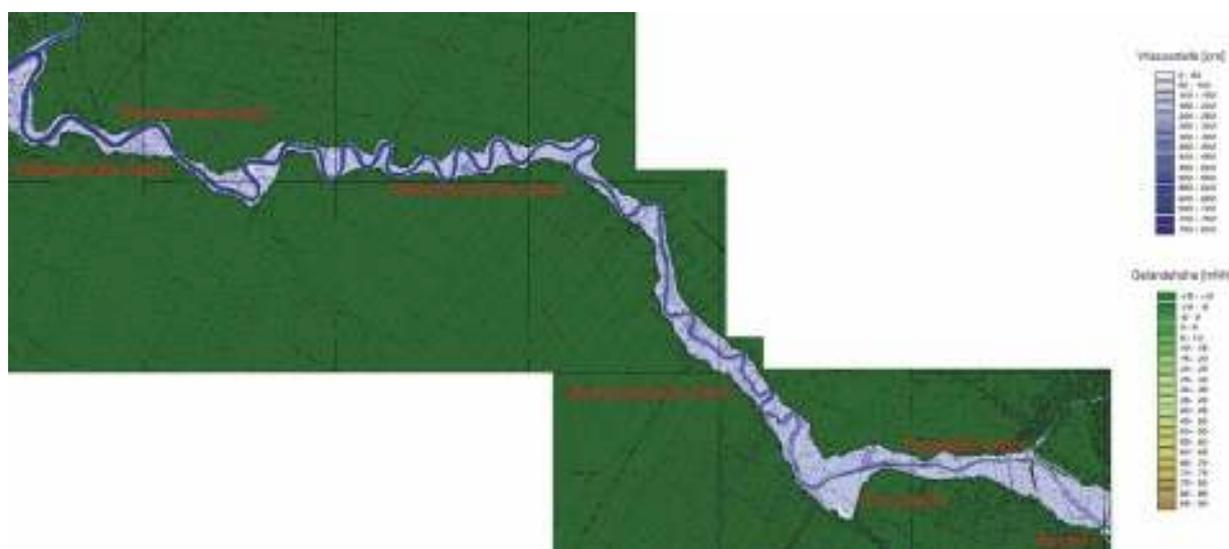


Abb. 8-21: Überschwemmungsgebiete im Bereich der Deichstrecke Borgfeld - Ritterhude bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)

Im Bereich der Ortslagen Borgfeld und Lilienthal mündet die **Wörpe** in die Wümme. Im Einzugsgebiet der Wörpe wurden im Bereich Schnakenmühlen und im unteren Flusslauf Überschwemmungsgebiete berechnet. Im Bereich Schnakenmühlen beschränken sie sich auf ein landwirtschaftlich genutztes Gebiet von rund 250 m Breite und 1 km Länge. Die Überschwemmungsgebiete am Unterlauf der Wörpe lassen sich in zwei Gebiete aufteilen (Abb. 8-22). Das Gebiet nordöstlich der L 154 resultiert aus der Wörpe. In diesem Bereich wurde im digitalen Geländemodell die neueste Geometrie eingebaut, daher sind auch die Moorsackungen der letzten Jahrzehnte berücksichtigt. Im rechtsseitigen Bereich der Wörpe, km 6,5 - 8, in dem das Hochwasserereignis im Februar 2002 über die Ufer trat, wurden keine Überschwemmungsgebiete berechnet, da sich an dieser Stelle eine 30 – 50 cm hohe Uferrehne gebildet hat.

Die Überschwemmungen südwestlich der L 154 resultieren aus einem Rückstau des Großen Grabens. Die Wörpe uferf in diesem Bereich nicht aus. Die Polder- bzw. Warf-Flächen Butendiek und Timmersloh bleiben hochwasserfrei.

Im Mündungsbereich der Wörpe ist der Wasserstand beim Lastfall „Sturmflut in der Weser“ rund 30 cm höher als im Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“, aber dieser Einfluss ist bereits am Pegel Grasberg/Wörpe nicht mehr messbar. Daher lassen sich Unterschiede beider Lastfälle in der Ausdehnung und Wassertiefe der Überschwemmungsgebiete nicht ausmachen.



Abb. 8-22: Überschwemmungsgebiete im Bereich der Wörpe bei einem HQ₁₀₀
(Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)

Der Einfluss der Lastfälle ist am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) noch deutlich messbar. Die Differenzen in den Wasserspiegellagen betragen bis zu 70 cm (Abb. 8-23). Da der maximale Wasserstand bei dem Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ ca. 1,5 Tage später auftritt als beim Lastfall „Sturmflut in der Weser“, beträgt der Unterschied der maximalen Wasserspiegellagen jedoch nur rund 33 cm. Oberstrom des Pegels Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) verringert sich der Einfluss des Lastfalls „Sturmflut in der Weser“ jedoch rasch, sodass am Pegel Borgfelder Landstrasse der Unterschied nur noch rund 17 cm und an der Vereinigung vom Wümme-Nord- und Südarm noch rund 5 cm beträgt. Am Pegel Hellwege Schleuse, oberhalb der Wümmewiesen, sind keine Abweichungen mehr messbar (Abb. 8-24). Im gesamten oberen Einzugsgebiet der Wümme sind daher keine Unterschiede in der Abmessung und der Wassertiefe der Überschwemmungsgebiete beider Lastfälle auszumachen.

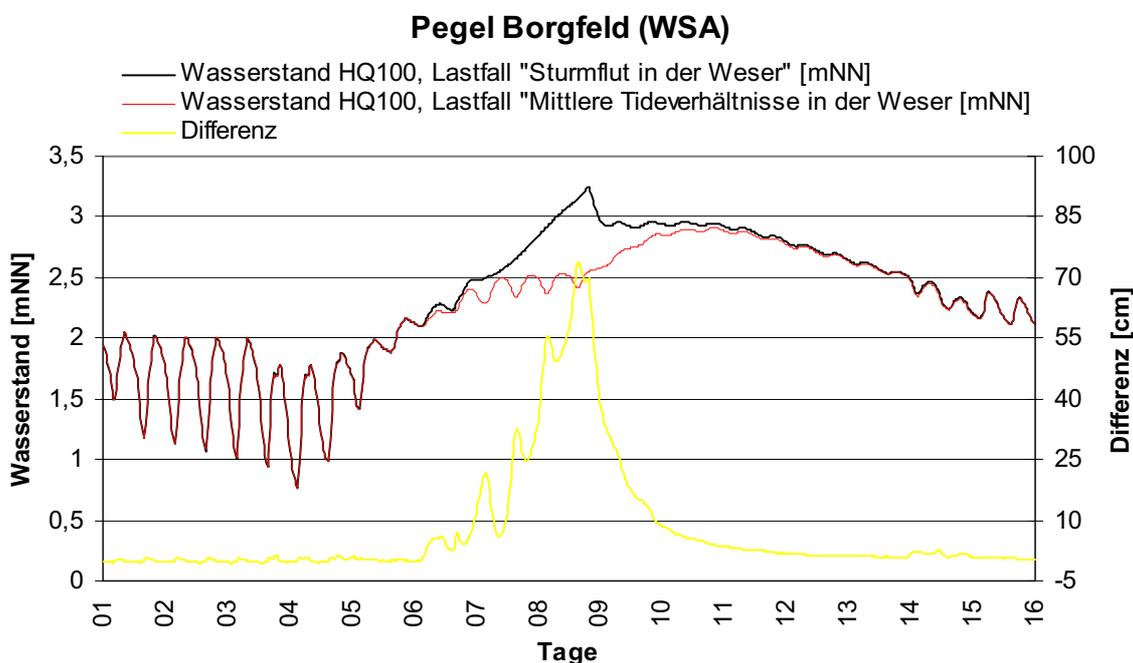


Abb. 8-23: Vergleich der simulierten Wasserstände bei einem HQ_{100} für die Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)

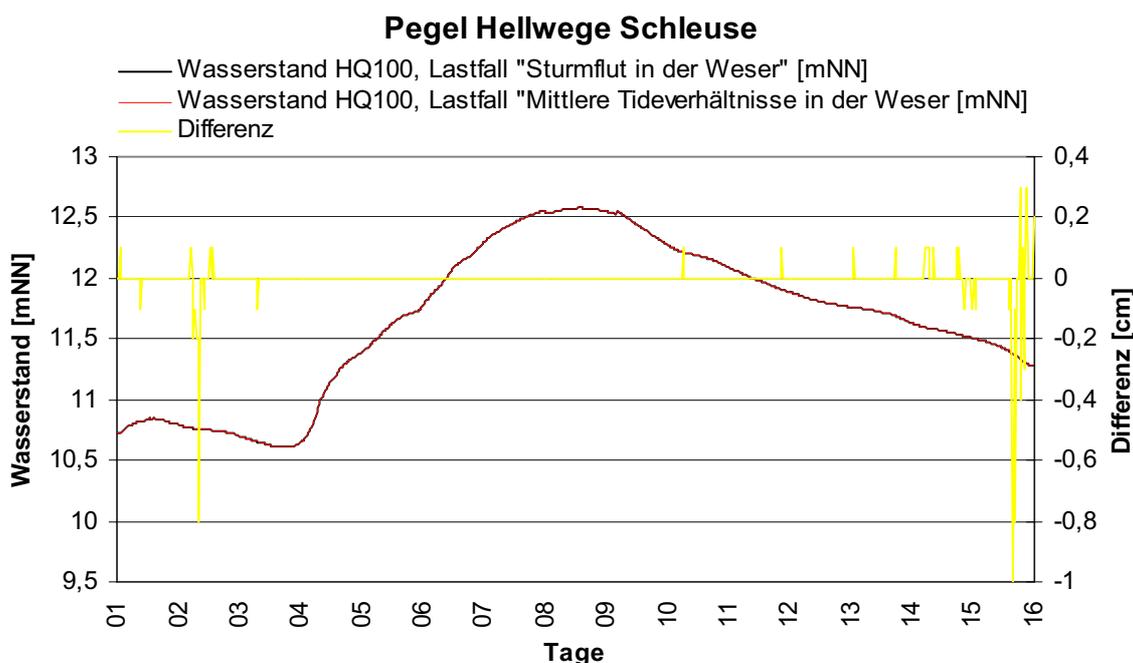


Abb. 8-24: Vergleich der simulierten Wasserstände bei einem HQ_{100} für die Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ am Pegel Hellwege Schleuse

Das Naturschutzgebiet Borgfelder Wümmewiesen zwischen dem Hexenbergzuleiter und der Wümme wird um bis zu 1,5 – 1,8 m überschwemmt. Im „Nassen Dreieck“ steht das Wasser noch rund 1 bis 1,2 m hoch.

Das Binnendelta der Wümmewiesen zwischen dem Wümme-Nordarm und Wümme-Südarm ist mit Ausnahme weniger Flächen (große Teile Fischerhudes, Ebbensiek, das Burgfeld nordwestlich von Fischerhude und das Bauleuteweidefeld südwestlich von Fischerhude) vollständiges Überschwemmungsgebiet (Abb. 8-25).



Abb. 8-25: Überschwemmungsgebiete im Bereich der Wümmewiesen bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)

In diesem Bereich befinden sich auch die Ortslagen Fischerhude und Ottersberg. Der Nordosten der Ortslage Fischerhude wird durch einen Deich vor Überschwemmungen aus dem Wümme-Nordarm geschützt (Abb. 8-26). Dieser besitzt noch ein Freibord von rund 40 – 50 cm bei maximalem Wasserstand im Wümme-Nordarm. Die Stadtmitte und der gesamte Westen Fischerhudes bleiben hochwasserfrei. Im Süden der Stadt werden Überschwemmungen mit einer Tiefe von rund 20 – 60 cm ausgewiesen. Diese resultieren aus dem Wümme-Mittellarm.

Die Ortslage Ottersberg, die sich im Wesentlichen nördlich des Wümme-Nordarms befindet, bleibt weitestgehend hochwasserfrei (Abb. 8-27). Beiderseits des Badewegs wird eine rund 3,5 ha große Siedlungsfläche überschwemmt. Südlich des Nordarms befinden sich der Amtshof, das Hallenbad und ein Sportplatz. Diese bleiben, mit Ausnahme des Sportplatzes, der rund 20 cm überschwemmt wird, auf Grund ihrer erhöhten Lage hochwasserfrei.



Abb. 8-26: Überschwemmungsgebiete im Bereich Fischerhude bei einem HQ_{100}
(Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)



Abb. 8-27: Überschwemmungsgebiete im Bereich Ottersberg bei einem HQ_{100}
(Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)

Die Wassertiefen bei der stationären bzw. instationären Berechnung des hundertjährigen Hochwasserereignisses sind in den Gebieten oberhalb des Pegels Hellwege Schleuse und an der Wieste nahezu gleich. Die Beschreibungen dieser Überschwemmungsflächen sind daher dem Kapitel 8.3.2 zu entnehmen. Eine Ausnahme bildet die Stadt Rotenburg, da sich auf Grund von nachträglichen Geländeaufnahmen und der genaueren Berechnung der Überschwemmungsfläche auf der Grundlage eines 1*1 m Grid's Änderungen ergeben haben. Die Höhenlagen der ROTENBURGER WERKE DER INNEREN MISSION und des DIAKONIEKRANKENHAUSES sind ausreichend, um vor einem HQ_{100} geschützt zu werden. Des Weiteren wird die B215 auf der Höhe der Einmündung der Gerberstraße um ca. 30 cm überströmt.

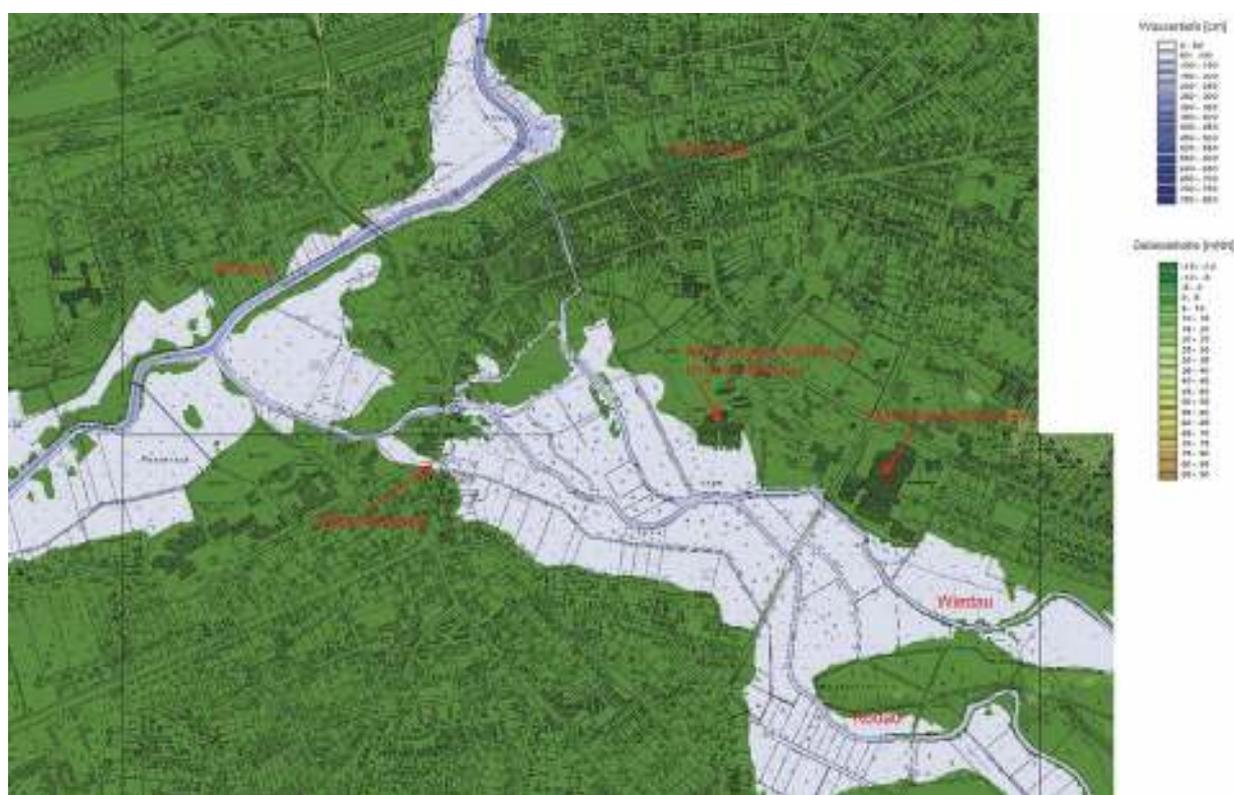


Abb. 8-28: Überschwemmungsgebiete im Bereich Rotenburg bei einem HQ_{100}
(Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)

8.4.3 Darstellung der Überschwemmungsgebiete bei einem $HQ_{5, \text{Sommer}}$

8.4.3.1 Einzugsgebiet der Hamme und Lesum

Im Teileinzugsgebiet der Hamme oberhalb der L 153 bei Hüttenbusch ist ein Unterschied in der Ausdehnung der Überschwemmungsgebiete der Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ nicht auszumachen. Ebenso verhält es sich bei den Nebengewässern Augustendorfer Kanal, Hamme-Oste Kanal (bzw. im Mündungsbereich Kollbeck), Giehler Bach, Rummeldeisbeek und Schmoor.

Die Gewässer **Hamme-Oste Kanal**, **Augustendorfer Kanal** (mündet in den Hamme-Oste Kanal), **Rummeldeisbeek** und **Schmoo** ufern bei einem $HQ_{5, \text{Sommer}}$ nicht aus.

Der **Giehler Bach** ufer durch einen Aufstau an einem Unterhaltungswehr bei der Ortlage Giehlermühlen auf einer Fläche von rund 35 ha aus. Die Überschwemmungsfläche weist maximale Tiefen von rund 40 cm auf.

Ab ca. 3 km oberhalb der Einmündung der Beek ufer die **Hamme** beim Lastfall „Sturmflut in der Weser“ über ihren kompletten Verlauf bis ca. 2,5 km oberhalb des Ritterhuder Sperrwerks beidseitig aus (Abb. 8-29). Beim Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ ufer die Hamme nicht aus, da der Wasserstand am Oberpegel Ritterhuder Schleuse um rund 28 cm niedriger ist. Die Breite der Überschwemmungsgebiete variiert zwischen 250 m und 650 m (linksseitig der Hamme) bzw. 500 m bis 2.200 m (rechtsseitig der Hamme). Diese Unterschiede sind einerseits durch das tiefere Geländeniveau rechtsseitig und andererseits durch den rechtsseitigen Zufluss der **Beek** begründet. Im weiteren Verlauf der Hamme folgt der Waakhauser Polder. Die Polderfläche ist durch den noch vorhandenen Freibord der Deiche von rund 80 cm (Lastfall: Sturmflut in der Weser) bzw. 108 cm (Lastfall: Mittlere Tideverhältnisse in der Weser) nicht gefährdet. Unterhalb des Ritterhuder Sperrwerkes verhindern die Hammedeiche eine Überschwemmung. Im Lastfall „Sturmflut in der Weser“ ist der Freibord der Deiche bei einem maximalen Wasserstand von 2,80 mNN (Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“: 2,26 mNN) unterhalb des Sperrwerkes ausreichend (minimale Deichhöhe: 3,30 mNN).

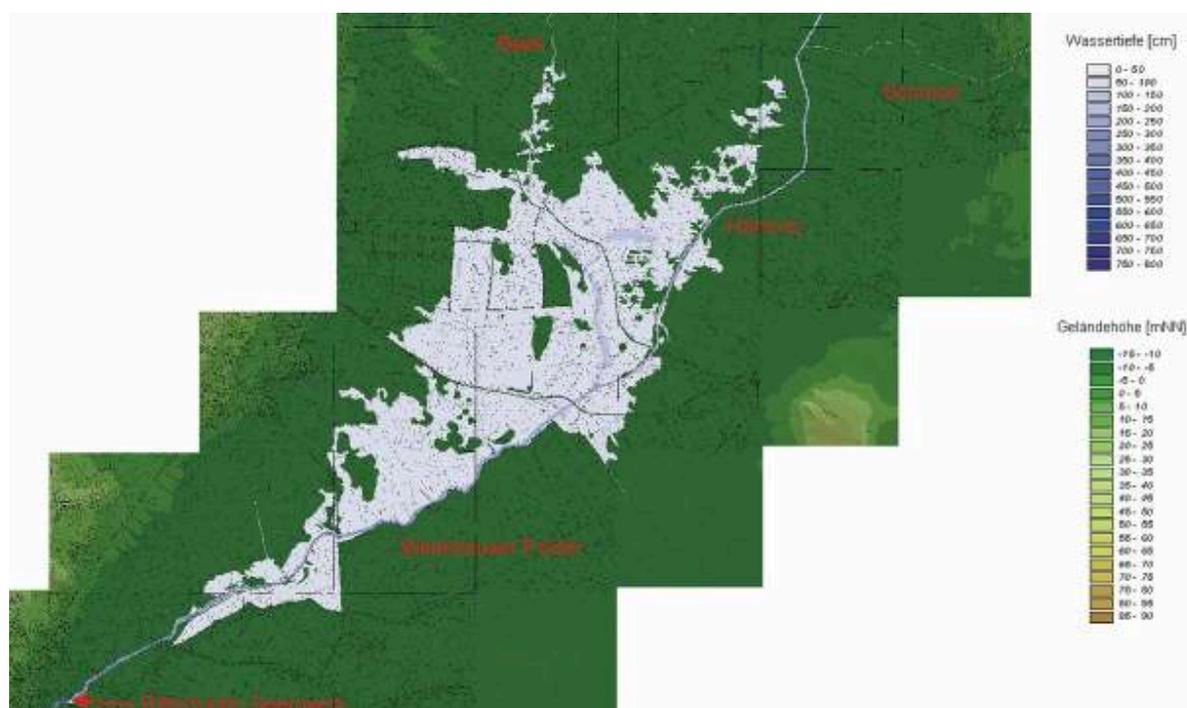


Abb. 8-29: Überschwemmungsgebiete im Bereich der Hamme bei einem $HQ_{5, \text{Sommer}}$
(Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)

Im Verlauf der **Lesum** ist der Einfluss der Lastfälle am größten. Der Wasserspiegelunterschied der Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ – „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ beträgt am Unterpegel Lesumsperrwerk 3,80 m bzw. 0,55 m am Oberpegel Lesumsperrwerk.

Im Lastfall „Sturmflut in der Weser“ verhindern die Deichstrecken beiderseits der Lesum eine Überflutung des Werderlandes und der nördlich der Lesum liegenden Bremer Stadtteile Vegesack und Burglesum. Die drei Polderflächen „Schönebecker Sand“, „Im Sack“ und „Auf dem Bauernhocke“ werden geflutet und stehen bis zu drei Meter unter Wasser (Abb. 8-30).

Im Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ wird der Polder „Schönebecker Sand“ nicht geflutet, die Polder „Im Sack“ und „Auf dem Bauernhocke“ stehen nur teilweise unter Wasser. Im Gegensatz zum Lastfall „Sturmflut in der Weser“ tritt die Lesum nur an vereinzelt Stellen über die Ufer.

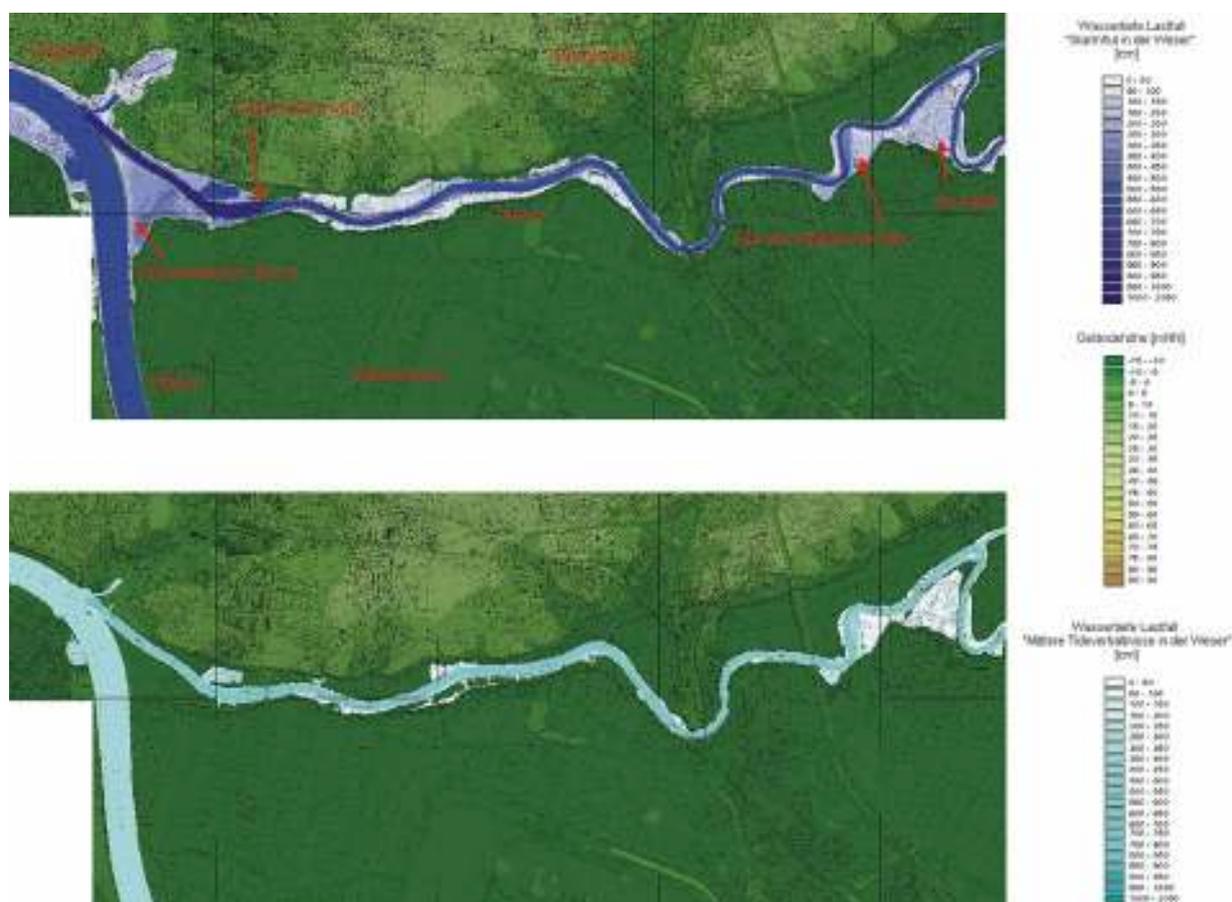


Abb. 8-30: Überschwemmungsgebiete im Bereich der Lesum bei einem HQ_{5, Sommer} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“ [Blau], „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ [Cyan])

8.4.3.2 Einzugsgebiet der Wümme

Im Bereich der Deichstrecke zwischen Borgfeld und dem Zusammenfluss der Wümme und der Hamme zur Lesum bei Ritterhude liegen die maximalen Wasserstände zwischen 2,80 mNN und 2,85 mNN (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“). Daher ist ein minimaler Freibord von rund 115 cm garantiert.

Die **Wörpe**, die kurz oberhalb des Pegels Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) in die Wümme einmündet, bleibt bei einem $HQ_{5, \text{Sommer}}$ hochwasserfrei.

Der Einfluss der Lastfälle ist am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) noch deutlich messbar. Die Differenzen in den Wasserspiegellagen betragen bis zu 70 cm (Abb. 8-31). Oberstrom des Pegels Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) verringert sich der Einfluss des Lastfalls „Sturmflut in der Weser“ im Vergleich zum hundertjährigen Hochwasserereignis langsamer. Am Pegel Borgfelder Landstrasse beträgt der Unterschied noch rund 50 cm (HQ_{100} : 17 cm). An der Vereinigung von Wümme-Nord- und Südarm beträgt er noch rund 17 cm (HQ_{100} : 5 cm). Am Pegel Hellwege Schleuse sind auch beim fünfjährigen Sommerereignis keine Abweichungen mehr messbar (Abb. 8-32). Im gesamten oberen Einzugsgebiet der Wümme sind daher keine Unterschiede in der Ausdehnung der Überschwemmungsgebiete der Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ auszumachen.

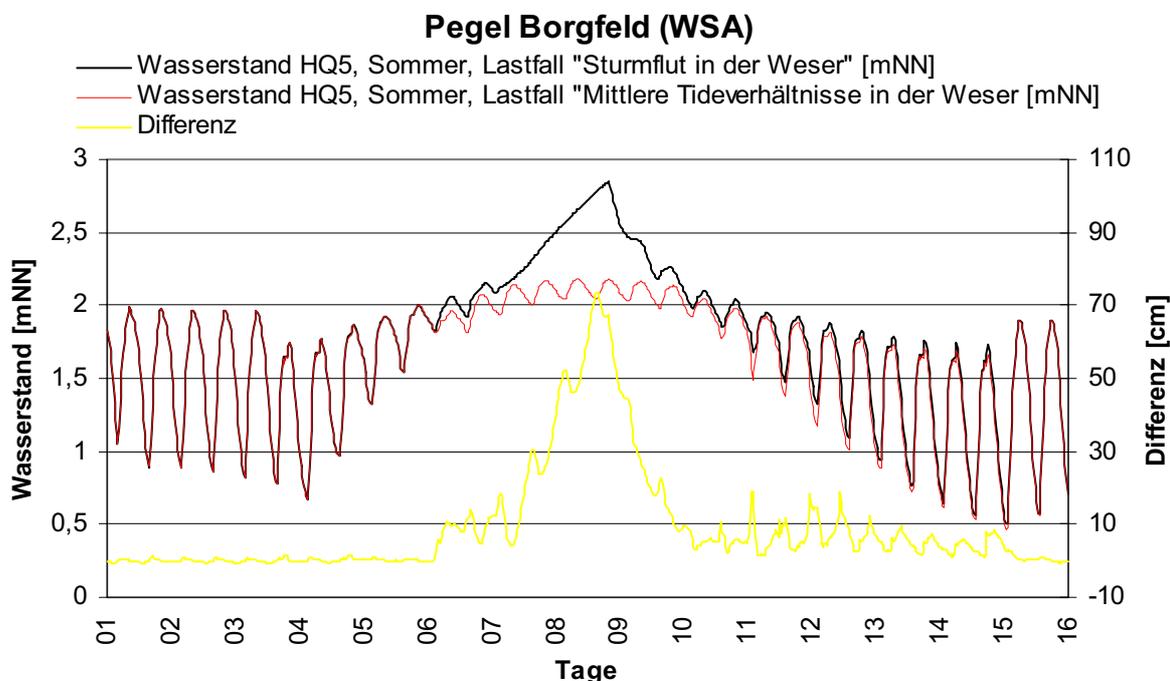


Abb. 8-31: Vergleich der simulierten Wasserstände bei einem $HQ_{5, \text{Sommer}}$ für die Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)

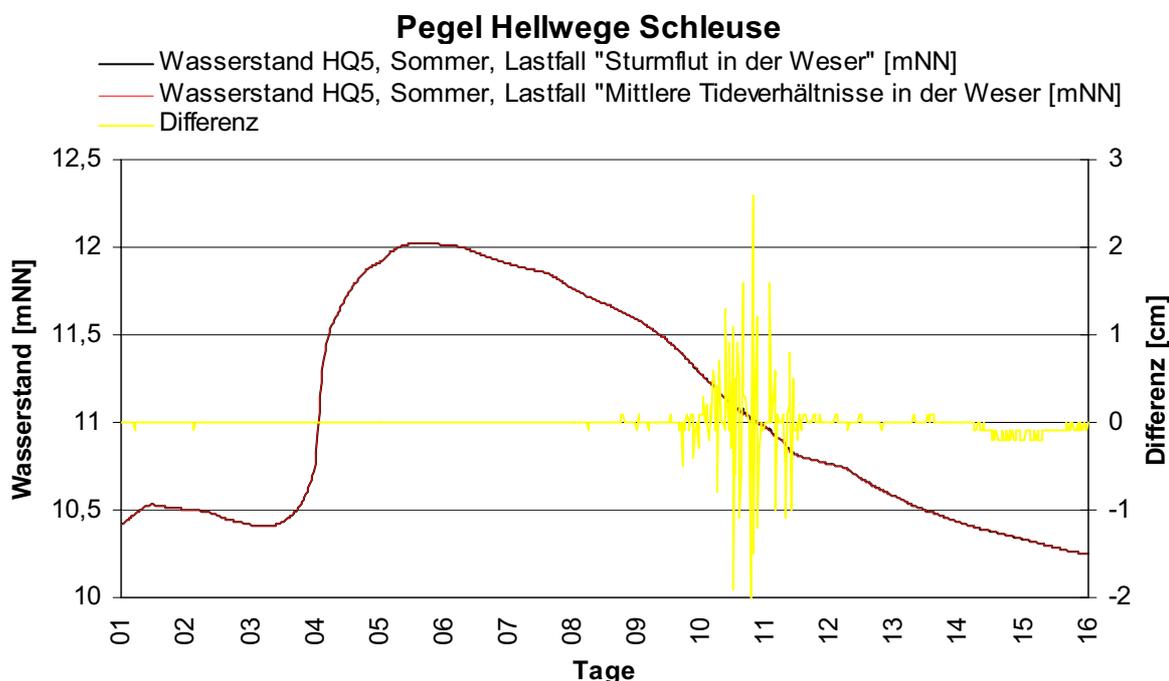


Abb. 8-32: Vergleich der simulierten Wasserstände bei einem $HQ_{5, \text{Sommer}}$ für die Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ am Pegel Hellwege Schleuse

Das Naturschutzgebiet Borgfelder Wümmewiesen zwischen dem Hexenbergzuleiter und der Wümme wird vereinzelt um bis zu 80 cm überschwemmt. Hauptsächlich betroffen ist die Fläche in den Wischen. Das „Nasse Dreieck“ wird bis zur Höhe des Ebbensieker Wegs überschwemmt. Die Wassertiefen betragen bis zu 50 cm.

Bei einem $HQ_{5, \text{Sommer}}$ mit einem Abfluss von rund $33 \text{ m}^3/\text{s}$ am Pegel Hellwege Schleuse tritt der Grenzfall zwischen bordvollem Abfluss und den ersten Ausuferungen in den Wümmewiesen auf. Daher wurden im Binnendelta der Wümme zwischen dem Wümme-Nordarm und Wümme-Südarm an mehreren Lokalisationen großflächige Überschwemmungsgebiete berechnet (Abb. 8-33 und Abb. 8-34):

Das Gebiet südlich des Wümme-Südarms (begrenzt durch den Hodenberger Deich und den Osterholzer Deich im Westen, den Bultensee im Süden und die Strassen Zum Behlingsee und Hauptdamm im Osten) wird um rund 30 – 60 cm überschwemmt. Vereinzelt Nutzflächen mit Höfen, wie z.B. die beiden Flächen Högen und Auf der breiten Furth liegen leicht erhöht bzw. werden geschützt durch Strassendämme (Schnakenbergsdamm, Högedamm) und sind somit hochwasserfrei.

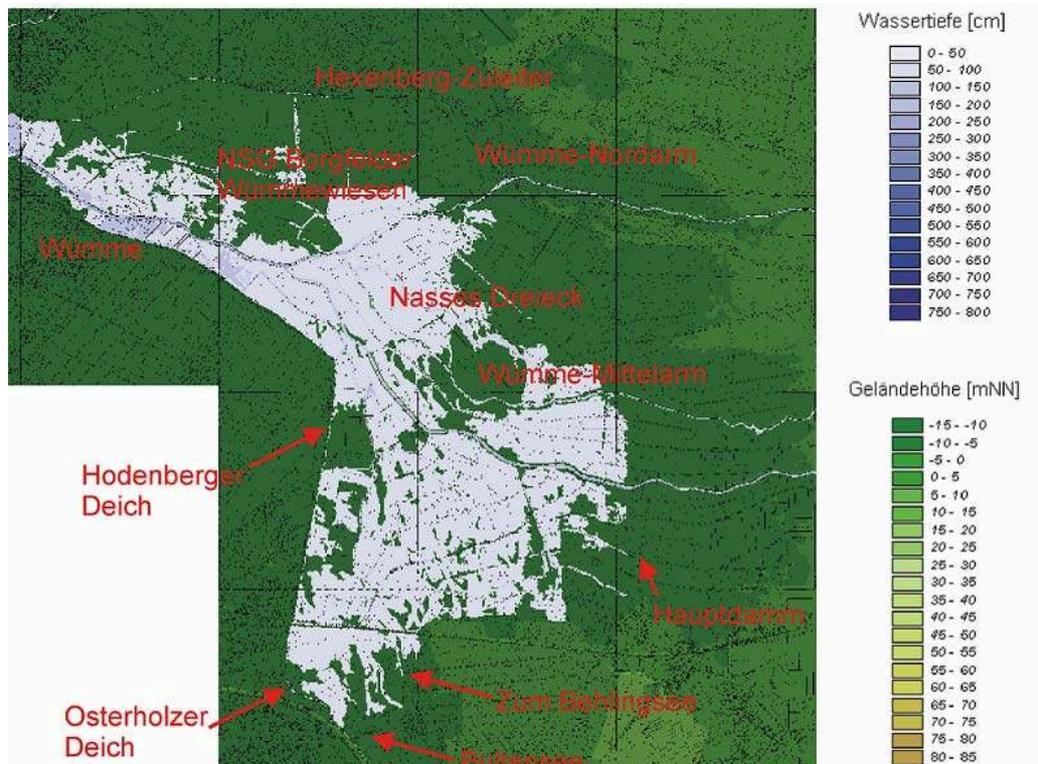


Abb. 8-33: Überschwemmungsgebiete im Bereich der westlichen Wümmewiesen bei einem $HQ_{5, Sommer}$ (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)

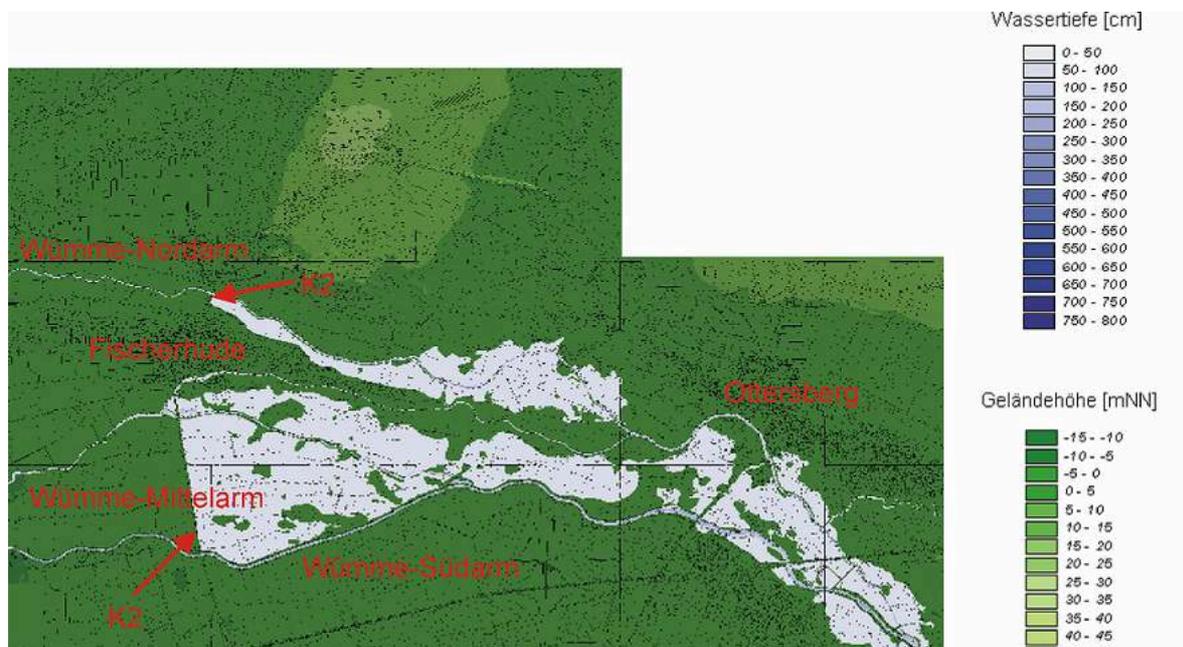


Abb. 8-34: Überschwemmungsgebiete im Bereich der östlichen Wümmewiesen bei einem $HQ_{5, Sommer}$ (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)

Der Wümme-Nordarm ufer unterhalb der ehemaligen Schleuse 3b bis zur K2 in Fischerhude großflächig aus (100 – 600 m Breite auf einer Länge von rund 4,5 km). Die Fläche wird im Sü-

den durch den Hochwasserschutzdeich im Nordosten von Fischerhude begrenzt. Der Deich weist noch einen Freibord von rund 1 m auf. Eine Gefährdung für bewohntes Gebiet besteht nicht.

Die Fläche zwischen dem Wümme-Mittelarm im Norden, der K2 im Westen, dem Wümme-Südarm im Süden und der Schleuse 1 im Osten ist 20 – 70 cm überschwemmt.

Die **Wieste**, die bei der Ortslage Ottersberg in den Wümme-Nordarm einmündet, ist bei einem fünfjährigen Sommerereignis überschwemmungsfrei.

Oberhalb der Wümmewiesen treten nur noch vereinzelt Ausuferungen auf. Die **Obere Wümme** ufert bei Everinghausen und im Bereich zwischen Lauenbrück und Varel aus. Die Flächen haben jeweils eine Breite von rund 200 m und eine Länge von rund 3 km. In beiden Fällen sind ausschließlich landwirtschaftliche Nutzflächen betroffen.

An der **Rodau** und an der **Wiedau** treten im Bereich des Zusammenflusses beider Flüsse in der Ortslage Rotenburg größere Ausuferungen auf. Die Fläche ist ca. 20 ha groß und weist Tiefen von 20 – 50 cm auf (Abb. 8-35).

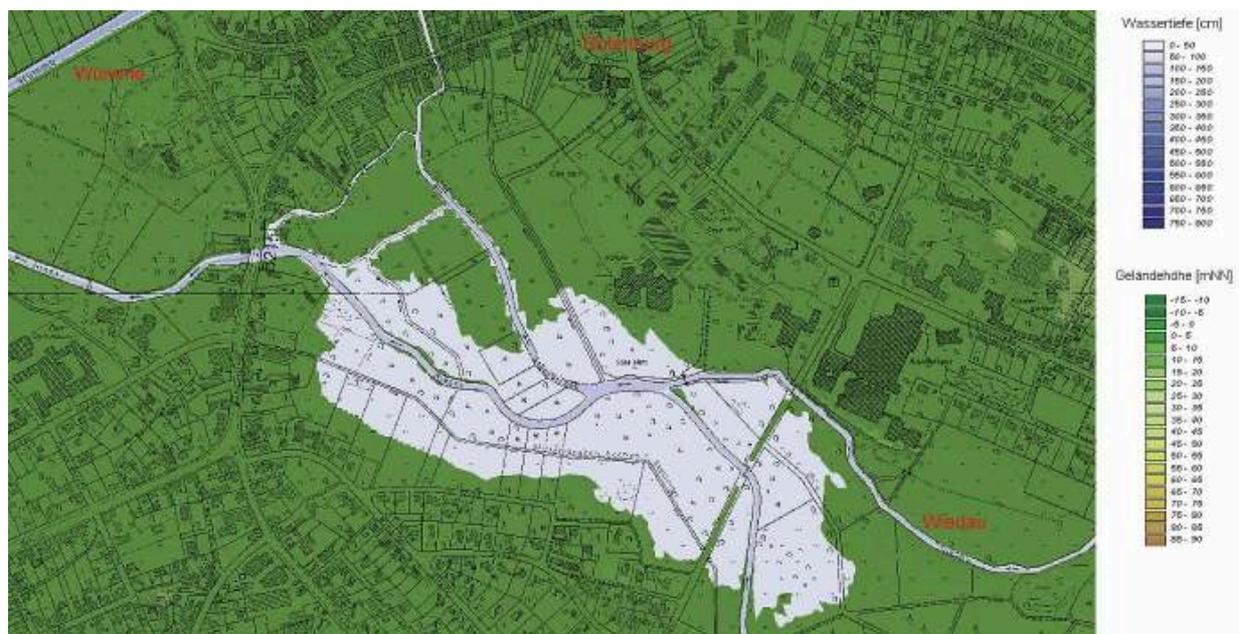


Abb. 8-35: Überschwemmungsgebiete im Bereich Rotenburg bei einem $HQ_{5, \text{Sommer}}$ (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)

Die **Veerse** ufert im Unterlauf auf einer Strecke von rund 3 km aus. Auf Grund des Kerbtals, welches die Veerse in diesem Bereich durchfließt, sind die Flächen auf rund 150 m Breite begrenzt.

Die **Fintau** ufert oberhalb des Bahndammes der Strecke Bremen – Hamburg auf einer Länge von rund 3 km Länge und 400 m Breite aus.

9 Simulation und Analyse von Maßnahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes im Einzugsgebiet der Wümme

9.1 Allgemeines

Für die Abschätzung des Gefährdungspotentials und die Entwicklung von Maßnahmen des Hochwasserschutzes werden die Randbedingungen durch das NA-Modell ermittelt. Hierfür werden für die hydrologischen Teilräume „Hamme“ (ab dem Ritterhuder Sperrwerk), „Lesum Mündung bis Hellwege Schleuse“ und „Obere Wümme oberhalb Hellwege Schleuse“ anhand der vorhandenen Pegelwerte die für das jeweilige Hochwasserereignis ($HQ_{5, \text{Sommer}}$ und HQ_{100}) anzusetzenden Maximalwerte ermittelt und im Bedarfsfall extrapoliert.

Aus den vorhandenen Pegelwerten werden für diese Hochwasserereignisse die zugehörigen Niederschlagsverteilungen in Größe und Verteilung für die diesen Maximalwerten nahe kommenden Hochwasserereignisse abgeleitet. Aus dieser Auswahl an Hochwasserereignissen wird ein charakteristisches Hochwasserereignis ausgewählt und die entsprechende Niederschlagsverteilung, sofern dies erforderlich ist, extrapoliert, um die zu untersuchende Jährlichkeit abzubilden.

Nachfolgend sollen die Auswirkungen von Maßnahmen, also die Änderung von Hochwasserscheitel und –volumen sowie Anstiegszeiten und Eintrittszeitpunkt des Hochwasserscheitels in Abhängigkeit gebiets- und ereignisspezifischer Merkmale untersucht werden.

Zur Untersuchung der Effektivität der im Nachfolgenden beschriebenen Maßnahmen wurde das instationäre Gesamtmodell des Gewässernetzes Hamme, Wümme und Lesum mit dessen Nebenflüssen verwendet. Als Randbedingungen wurden die generierten Hochwasser-Bemessungsganglinien (siehe Kapitel 5.1.1.2) angesetzt. Hierbei wurde jeweils ein Modell für die Berechnung des hundertjährigen Hochwasserereignisses HQ_{100} und ein Modell für die Berechnung des fünfjährigen Hochwasserereignisses $HQ_{5, \text{Sommer}}$ betrieben, um die Auswirkungen auch bei verschiedenen Jährlichkeiten beurteilen zu können.

9.2 Einfluss geänderter Landnutzung auf den Hochwasserabfluss

Zur Analyse des Einflusses geänderter Landnutzung auf den Hochwasserabfluss wurde exemplarisch für das Einzugsgebiet der Wieste eine Variation der maßgebenden Modellparameter, insbesondere der maximale Wassergehalt im Oberflächen- sowie im Wurzelzonenspeicher und der Oberflächenabflusskoeffizient, durchgeführt.

Dabei wurde angenommen, dass anstatt Ackerflächen Grünlandflächen und anstatt Wiesen dichter bewachsenes Gebiet bzw. Waldflächen vorhanden sind. Trotz der deutlich geänderten Boden- und Landnutzungsverhältnisse, zeigte sich nur eine geringe Abnahme des Abflusses im Hochwasserscheitel.

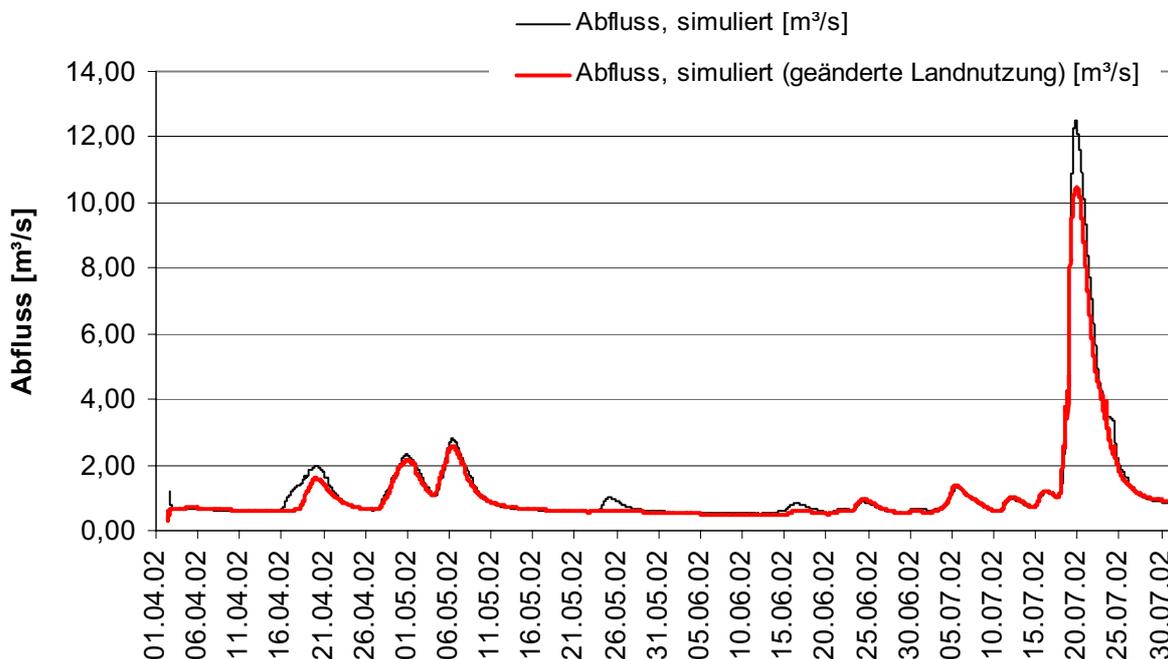


Abb. 9-1: Simulierte Abflussganglinien am Pegel Sottrum für das Hochwasserereignis im Juli 2002 bei vorhandener und geänderter Landnutzung

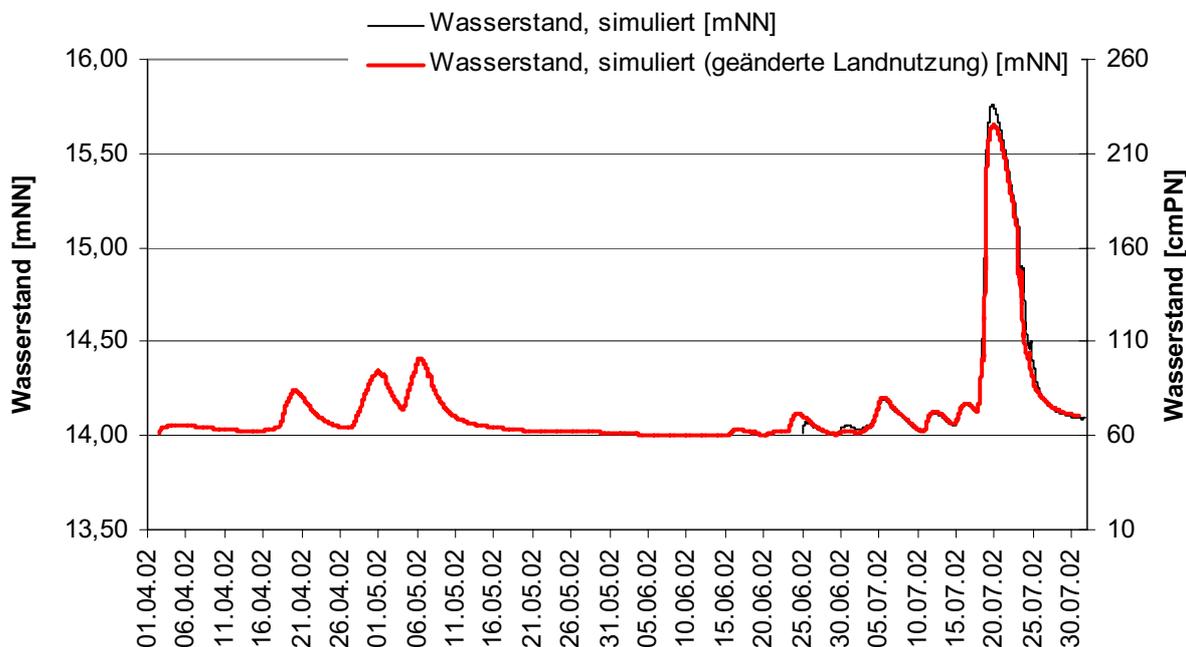


Abb. 9-2: Simulierter Wasserstand am Pegel Sottrum für das Hochwasserereignis im Juli 2002 bei vorhandener und geänderter Landnutzung

Durch die beschriebene Flächennutzungsänderung wird der Abfluss während der Hochwasserwelle um rd. $2 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. rd. 16% abgemindert. Von April bis Mitte Juli tritt Basisabfluss und

vereinzelt durch Regenereignisse hervorgerufener Oberflächenabfluss auf. Der Beginn, der Anstieg und die Fülle der Ganglinien sind nahezu gleich.

Die simulierten Wasserstände am Pegel Sottrum sind bis auf den Höchstwasserstand am 20.07.2002 identisch. Anstatt eines Wasserstandes von 15,76 mNN wird bei geänderter Landnutzung ein Wasserstand von 15,65 mNN erreicht. Dies entspricht einer Abnahme von rd. 10 cm bzw. weniger als 1 %.

9.3 Rückhaltung oberhalb der Wilstedter Mühle im Einzugsgebiet der Wörpe

9.3.1 Beschreibung der Maßnahme

Im Maßnahmenkatalog des Gewässerentwicklungsplans Wörpe wurde unter anderem die Förderung der Überschwemmung im Bereich zwischen der Wilstedter Mühle und Steinfeld gefordert. Dies ist zu erreichen durch eine tolerierte und geförderte Rückhaltung sowie das Zulassen von Sukzession in diesem Bereich.

Durch den Einbau eines gesteuerten, unterströmten Wehres auf Höhe der Kreisstraße 113 (oberhalb der Wilstedter Mühle, Wörpe-km 16,864, Abb. 9-3) soll die Wörpe bei Hochwasserereignissen aufgestaut werden, um den Wasserrückhalt in den Wörpeauen erheblich zu verstärken. Die Überschwemmungen in diesem Bereich haben den Zweck, die Hochwasserwelle für die Unterlieger (insbesondere die Gemeinden Grasberg, Heidberg und Lilienthal) zu verzögern und die Hochwasserspitze zu dämpfen.

Einerseits können so an der Wörpe regionale Ausuferungen zwischen Grasberg und Lilienthal vermieden bzw. reduziert werden, andererseits entlastet der Rückhalt im oberen Einzugsgebiet der Wörpe auch den Hochwasserabfluss der Wümme.

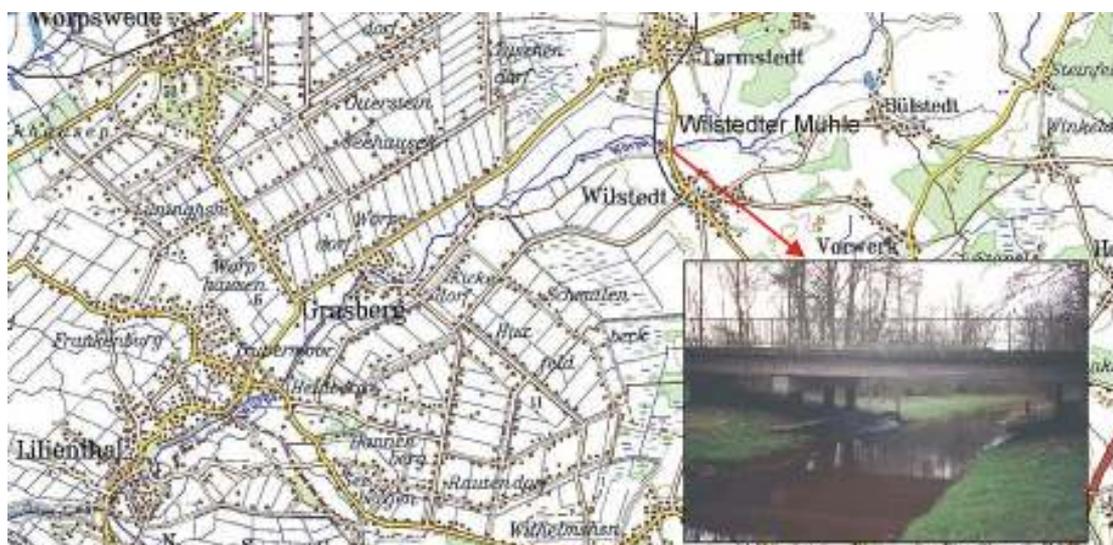


Abb. 9-3: Verlauf der Wörpe [LGN, 2002] Ausschnitt: Brücke der K113 über die Wörpe im Bereich der Wilstedter Mühle [NLWKN, 2004]

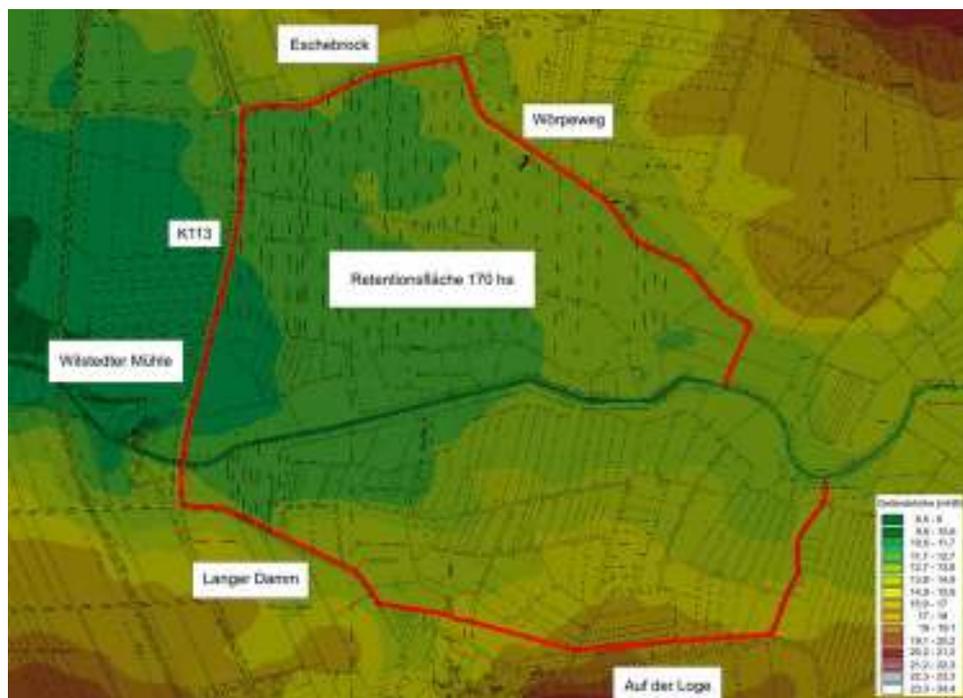


Abb. 9-4: Retentionsfläche oberhalb der Wilstedter Mühle im Einzugsgebiet der Wörpe

Die Größe der Retentionsfläche an der Wilstedter Mühle beträgt rund 170 ha bzw. 1,7 km². Sie wird begrenzt durch die Kreisstraße 113 und die Straßen Eschebrook, Wörpeweg, Langer Damm und Auf der Loge (Abb. 9-4).

In Abb. 9-5 ist das Einzugsgebiet der Wörpe dargestellt. Für die Berechnung der Maßnahme werden die in Tab. 9-1 aufgeführten charakteristischen Abflusswerte zu Grunde gelegt.

Tab. 9-1: Abflüsse der Wörpe an den Pegeln Schnackemühlen und Grasberg [NLWKN,2005]

Pegel	A_{EO} [km ²]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]	HQ ₅ [m ³ /s]	HQ _{5Sommer} [m ³ /s]
Schnackemühlen	22,8	5,1	2,8	2,6
Grasberg	93,8	10,5	7,5	4,3



Abb. 9-5: Einzugsgebiet der Wörpe mit Lage der Pegel und der oberen Modellgrenze

Um die Wörpe oberhalb der Wilstedter Mühle bei Hochwasserereignissen aufzustauen und die in Abb. 9-4 dargestellte Retentionsfläche von 170 ha einzustauen, wurde ein geregeltes, unterströmtes Wehr implementiert (Tab. 9-2).

Tab. 9-2: Parameter für die Wehrsteuerung an der Wörpe

Bemessungshochwasser	Anfangswert	max. Wehrgeschwindigkeit	Wehrbreite	max. Änderung des Wehreneiveaus pro Iterationszeitschritt
	[mNN]	[m/s]	[m]	[m]
HQ ₁₀₀	12,00	0,001	5	0,1
HQ _{5, Sommer}	12	0,001	5	0,1

Der Schieberstand des Wehres wird vom Programm iterativ anhand einer vorgegebenen Regelkurve berechnet. Diese Steuerungsdatei enthält die am Ort des Einbaus zu erreichende Abflussganglinie.

Zur Erstellung der Steuerungsdatei wurde zunächst das Rückhaltevolumen ermittelt. Der Spitzenabfluss des HQ₁₀₀-Ereignisses beträgt am Einbauort des Wehres rund 7 m³/s. Bei einem Abfluss von 2 m³/s sollte die Hochwasserwelle abgeschnitten werden. Daraus ergab sich das Rückhaltevolumen zu 1.000.000 m³. Sinkt der Abfluss des Bemessungshochwassers wieder unter 2 m³/s, so wird in der Steuerungsdatei dieser Abfluss gehalten, bis das zurückgehaltene Volumen wieder abgegeben ist (Abgabezeitraum). Im Fall des hundertjährigen Bemessungshochwassers HQ₁₀₀ ergab sich eine Zeit von 5 Tagen und 13,6 h (Abb. 9-6).

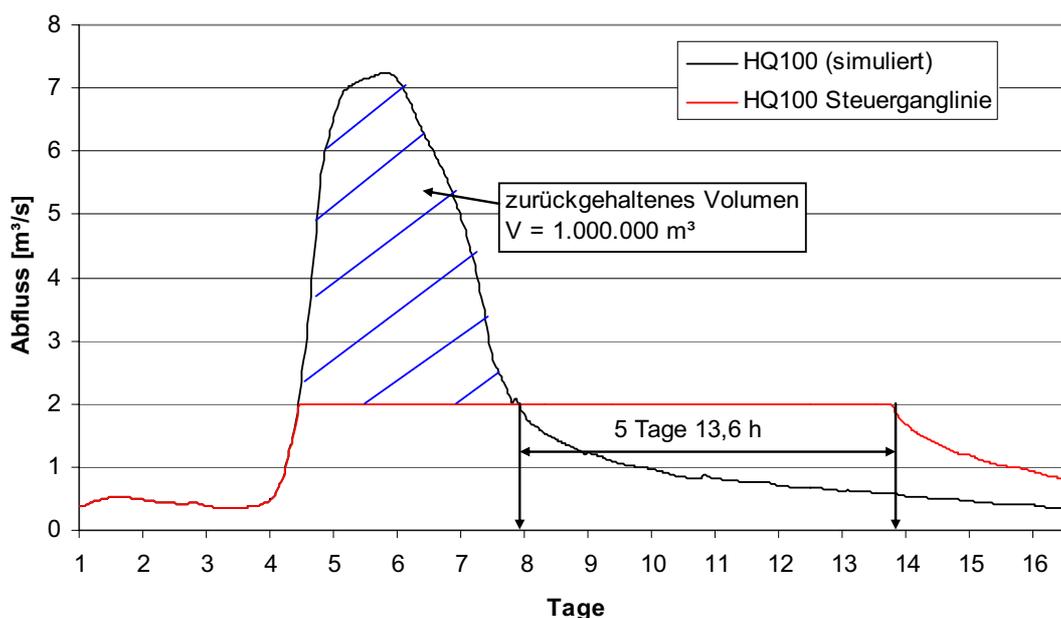


Abb. 9-6: Steuerungsganglinie des Wehres an der Wilstedter Mühle im Vergleich zur Abflussganglinie des Bemessungshochwassers HQ₁₀₀

Im Fall des fünfjährigen Hochwasserereignisses $HQ_{5, \text{Sommer}}$ wurde die Abflussganglinie (ursprünglicher Spitzenabfluss: $HQ_{5, \text{Sommer}} = 3,3 \text{ m}^3/\text{s}$) bei einem Abfluss von $1 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeschnitten. Daraus ergab sich ein Rückhaltevolumen von rund 325.000 m^3 . Nach dem Absinken des Bemessungshochwassers unter $1 \text{ m}^3/\text{s}$ wird in der Steuerungsdatei dieser Abfluss noch über einen Zeitraum von 3 Tagen und 18,5 h gehalten. Die Steuerungsdatei für das $HQ_{5, \text{Sommer}}$ ist in Abb. A - 259 dargestellt.

9.3.2 Ergebnisse der Maßnahme

Die Rückhaltemaßnahme ergab im Fall des hundertjährigen Bemessungshochwassers eine Abminderung des Spitzenabflusses an der Wilstedter Mühle von $7 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $2 \text{ m}^3/\text{s}$ (dies entspricht einer Reduzierung um ca. 71 %, Abb. 9-7). Die simulierte Maßnahme erzielte damit die durch die Wehrsteuerung vorgegebenen Ergebnisse. Im Fall des fünfjährigen Bemessungshochwassers $HQ_{5, \text{Sommer}}$ wurde eine Absenkung des Spitzenabflusses von $3,3 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $1 \text{ m}^3/\text{s}$ erzielt (dies entspricht einer Reduzierung um ca. 70 %, Abb. A - 260).

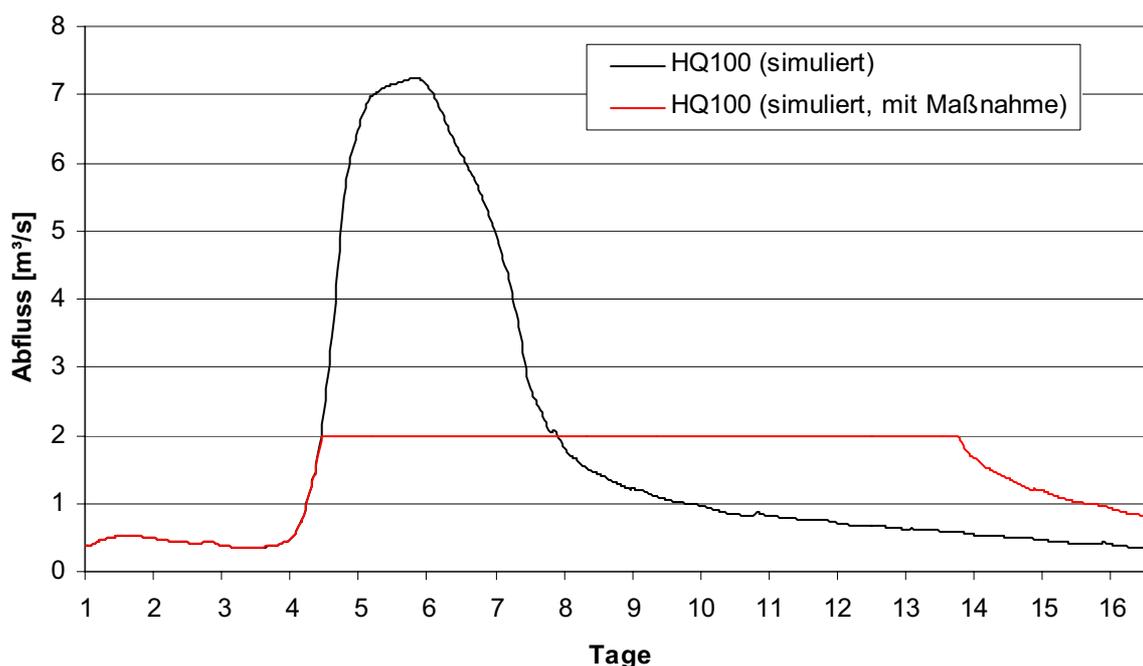


Abb. 9-7: Vergleich der Abflussganglinien am Wehr Wilstedter Mühle mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ_{100}

Am Pegel Grasberg bewirkt die Rückhaltemaßnahme eine Absenkung des Spitzenabflusses (HQ_{100}) von $10,32 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $5,14 \text{ m}^3/\text{s}$ (ca. 50 %, Abb. 9-8) bzw. bei einem $HQ_{5, \text{Sommer}}$ von $4,60 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $2,31 \text{ m}^3/\text{s}$ (ca. 50 %, Abb. A - 261).

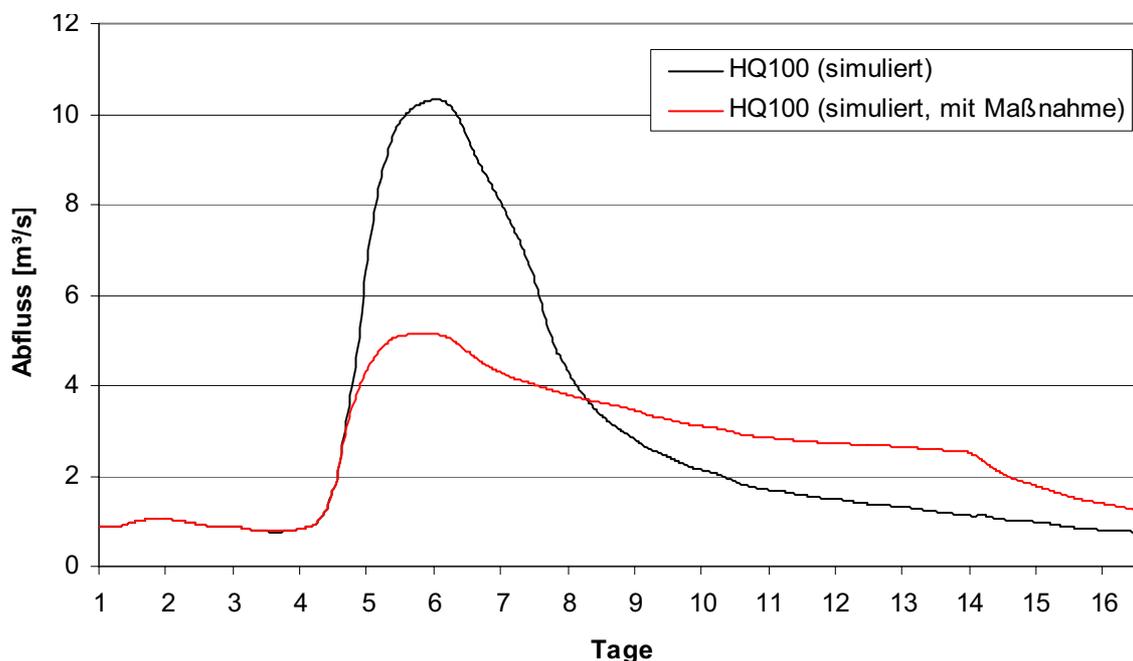


Abb. 9-8: Vergleich der Abflussganglinien am Pegel Grasberg mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

Die durch das Wehr hervorgerufene Rückstauwirkung hat eine lokale Erhöhung des Wasserstandes im Bereich der Wilstedter Mühle von rund 1,5 m (HQ_{5, Sommer}: 1 m) zur Folge. Der Rückstau ist bis ca. 3 km oberhalb der Wilstedter Mühle sichtbar.

Die Erhöhung der lokalen Wasserstände bewirkt eine Ausuferung des Gewässers oberhalb der Wilstedter Mühle. Die so geschaffene Retentionsfläche (Abb. 9-9 und Abb. 9-10) wird im Westen begrenzt durch die Kreisstraße 113, im Norden durch den Eschebrook und im Süden durch den Langer Damm und bleibt somit innerhalb der vorgegebenen Grenzen. Bewohnte Gebiete, insbesondere der Ort Wilstedt südlich der Wilstedter Mühle, werden durch die Maßnahme nicht gefährdet. Das Retentionsvolumen beträgt bei einem hundertjährigen Hochwasserereignis rund 1.000.000 m³ (HQ_{5, Sommer}: 325.000 m³). Bei einem Abfluss von 2 m³/s würde eine Abgabe des zurückgehaltenen Volumens rund 5,5 Tage andauern (Tab. 9-3).

Tab. 9-3: Daten zur Rückhaltung an der Wilstedter Mühle

Hochwasserereignis	Spitzenabfluss am Ort des Einbaus [m ³ /s]	max. Abfluss nach Einbau des Wehres [m ³ /s]	Rückhaltevolumen [m ³]
HQ ₁₀₀	7	2	1.000.000
HQ _{5, Sommer}	3,3	1	325.970

Im Unterlauf uferd die Wörpe bei Hochwasserereignissen im Bereich Heidberg aus und überschwemmt größere Bereiche. Durch die Rückhaltemaßnahme können die lokalen Wasserstän-

de in dem Maße abgemindert werden, dass die Überschwemmungsflächen erheblich kleiner ausfallen (Abb. 9-11 und Abb. 9-12). Die Rückhaltemaßnahme an der Wilstedter Mühle ist somit eine wirksame Hochwasserschutzmaßnahme für den Bereich Heidberg bei relativ geringem Aufwand. Im Bereich Grasberg waren bei den simulierten Hochwasserereignissen keine Ausuferungen festzustellen.

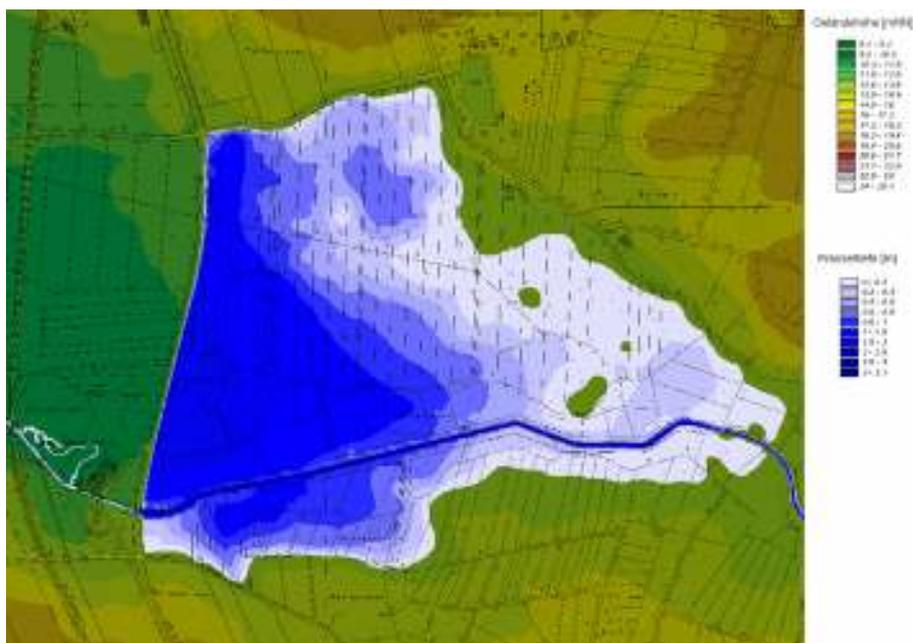


Abb. 9-9: Retentionsfläche an der Wilstedter Mühle bei einem HQ_{100}

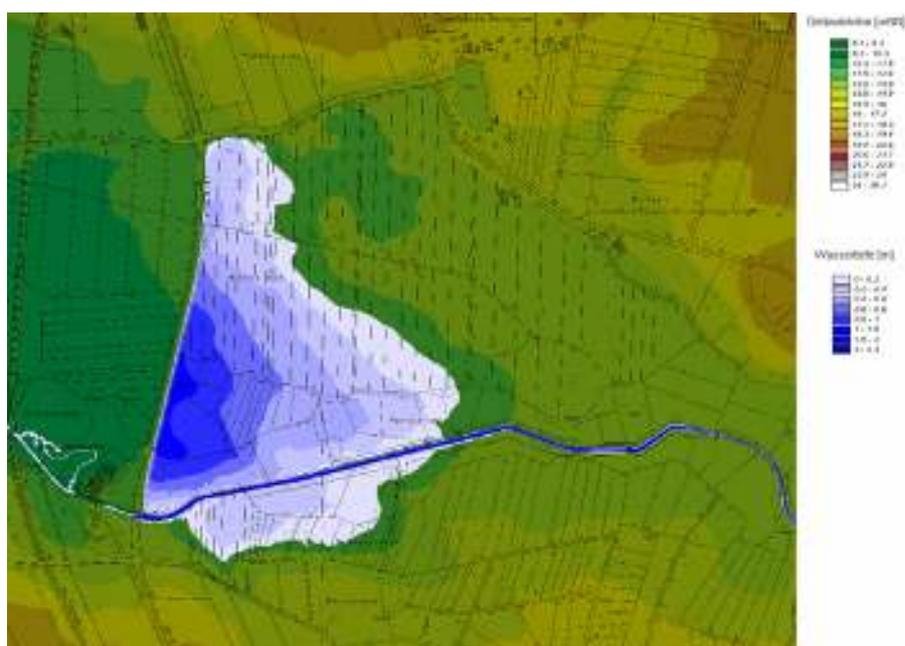


Abb. 9-10: Retentionsfläche an der Wilstedter Mühle bei einem HQ_5 , Sommer



Abb. 9-11: Überschwemmungsfläche bei einem HQ_{100} im Bereich Heidberg (ohne Maßnahme)



Abb. 9-12: Überschwemmungsfläche bei einem HQ_{100} im Bereich Heidberg (mit Maßnahme)

9.4 Rückhaltung im Einzugsgebiet der Oberen Wümme durch Ausnutzung vorhandener Retentionsräume

9.4.1 Beschreibung der Maßnahme

Im Einzugsgebiet der Oberen Wümme besteht die Möglichkeit in vorhandenen Retentionsräumen den Rückhalt zu fördern. Hierfür werden die Retentionspotentiale zweier Örtlichkeiten untersucht:

- Rückhaltung im Bereich der Ortslage Dreihausen, oberhalb der Bahnstrecke Bremen – Hamburg (Wümme-km 109-110)
- Rückhaltung im Bereich oberhalb der Kreisstraße 41 (Wümme-km 112)

An den in Abb. 9-13 gekennzeichneten Stellen unterströmt die Wümme die Bahnstrecke Bremen – Hamburg bzw. die Kreisstraße 41. An diesen Stellen soll die Wümme durch gesteuerte, unterströmte Wehre (im Folgenden „Wehr 1“ [K41] und „Wehr 2“ [Bahndamm] genannt) bei Hochwasserereignissen aufgestaut und die in Abb. 9-14 und Abb. 9-15 zur Verfügung stehenden Retentionsflächen eingestaut werden.



Abb. 9-13: Obere Wümme im Bereich Wintermoor - Lauenbrück [LGN, 2002]; Ausschnitte: Wehr 2 bei Dreihausen (links), Wehr 1 an der Kreisstraße 41 (rechts) [FRANZIUS-INSTITUT, 2005]

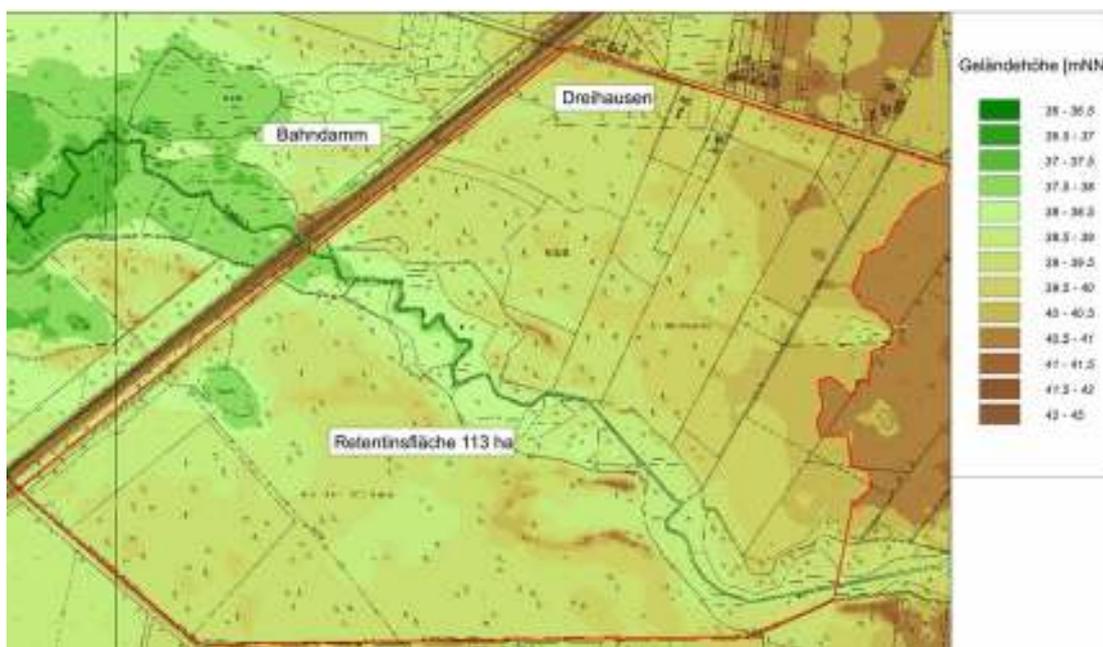


Abb. 9-14: Retentionsfläche oberhalb des Bahndammes in der Nähe der Ortslage Dreihausen



Abb. 9-15: Retentionsfläche oberhalb der Kreisstraße K 41

In Abb. 9-16 sind die Einzugsgebiete der Wümme und der Fintau dargestellt. Für die Berechnung der Maßnahme werden die in Tab. 9-4 aufgeführten charakteristischen Abflusswerte zu Grunde gelegt.

Tab. 9-4: Gewässerkundliche Daten der Wümme am Pegel Wümme [NLWKN, 2005]

Pegel	A_{EO} [km ²]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]	HQ ₅ [m ³ /s]	HQ _{5Sommer} [m ³ /s]
Wümme	93,1	8,2	4,9	3,4



Abb. 9-16: Einzugsgebiete der Wümme und Fintau mit Lage der Pegel und oberen Modellgrenze bis zum Pegel Lauenbrück B75

Um die Obere Wümme an den zuvor beschriebenen Ortslagen bei Hochwasserereignissen aufzustauen und die in den Abb. 9-14 und Abb. 9-15 abgebildeten Retentionsflächen von 113 ha und 64 ha einzustauen, wurden zwei geregelte, unterströmte Wehre implementiert. Die Steuerungsparameter für die Wehre sind in Tab. 9-5 aufgeführt.

Tab. 9-5: Parameter für die Wehrsteuerung an der Oberen Wümme

Bemessungshochwasser	Wehr	Anfangswert	max. Wehrgeschwindigkeit	Wehrbreite	max. Änderung des Wehrriveaus pro Iterationszeitschritt
		[mNN]	[m/s]	[m]	[m]
HQ ₁₀₀	1	42,7	0,001	1,5	0,1
	2	38	0,001	1	0,5
HQ _{5, Sommer}	1	42,2	0,001	1,5	0,1
	2	37,5	0,001	1,8	0,1

Bei der Erstellung der Steuerungsdatei für das Wehr 2 wurde als Grundlage die Abflussganglinie verwendet, die sich am Einbauort bei bereits implementiertem Wehr 1 ergab. Für die Simulation bedeutet dies, dass zunächst nur das Wehr 1 implementiert wurde und ein erster Simulationdurchgang erfolgte. Im zweiten Schritt wurde die Abflussganglinie am Ort des Einbaus von

Wehr 2 den Ergebnissen der ersten Simulation entnommen und als Ausgangsdatei für die Berechnung der Steuerung von Wehr 2 benutzt. In Abb. A - 262 bis Abb. A - 265 sind die Steuerungsdateien für beide Wehre und beide Bemessungsereignisse dargestellt.

9.4.2 Ergebnisse der Maßnahme

Der Rückhalt im Einzugsgebiet der Oberen Wümme hat in der Simulation des hundertjährigen Hochwasserereignisses eine Abminderung des Spitzenabflusses von 4,83 m³/s auf 3 m³/s am Wehr 1 ergeben. Dies entspricht einer Reduzierung um 38 % (Abb. 9-18). Am Wehr 2 ergab sich eine Abminderung um 57 % (von 7,02 m³/s auf 3,00 m³/s, Abb. 9-19).

Bei der Simulation des fünfjährigen Bemessungshochwassers HQ_{5, Sommer} wurde an Wehr 1 eine Absenkung des Spitzenabflusses von 2,04 m³/s auf 1 m³/s erzielt. Dies entspricht einer Reduzierung um 51 % (Abb. A - 266). Der Einbau von Wehr 2 bewirkte eine Verringerung um 66 % (von 2,97 m³/s auf 1,0 m³/s, Abb. A - 267).

Oberhalb der Mündung der Fintau in die Wümme bewirkt die Rückhaltmaßnahme eine Reduktion des hundertjährigen Spitzenabflusses um 30 % (von 12,48 m³/s auf 8,79 m³/s). In Abb. 9-17 sind dazu vergleichend drei Abflussganglinien (kurz oberhalb der Mündung der Fintau) dargestellt:

- Abflussganglinie des Bemessungshochwassers HQ₁₀₀ ohne geförderten Rückhalt
- Abflussganglinie des Bemessungshochwassers HQ₁₀₀ mit gesteuertem Wehr an der Kreisstraße 41 (Wehr 1)
- Abflussganglinie des Bemessungshochwassers HQ₁₀₀ mit gesteuerten Wehren an der Kreisstraße 41 (Wehr 1) und im Bereich der Ortslage Dreihausen (Wehr 2)

Bei der Simulation des fünfjährigen Bemessungshochwassers HQ_{5, Sommer} ergab sich eine Verringerung von 4,8 m³/s auf 3,67 m³/s, dies entspricht einer Abminderung um 24 % (Abb. A - 268).

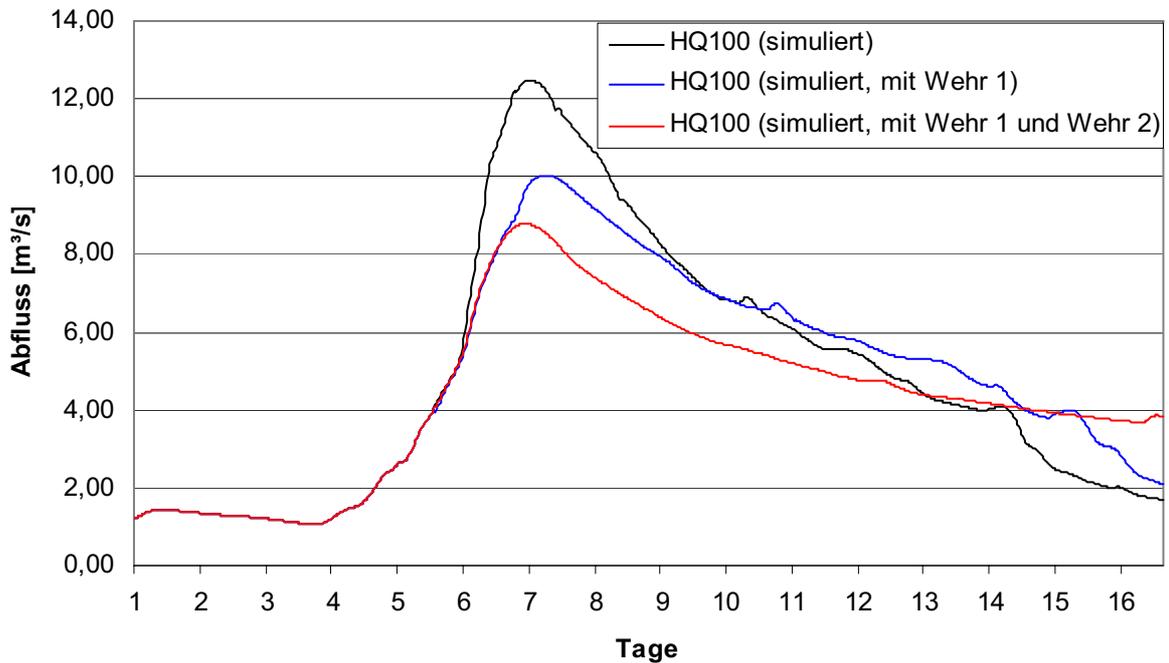


Abb. 9-17: Vergleich der Abflussganglinien an der Mündung der Fintau mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

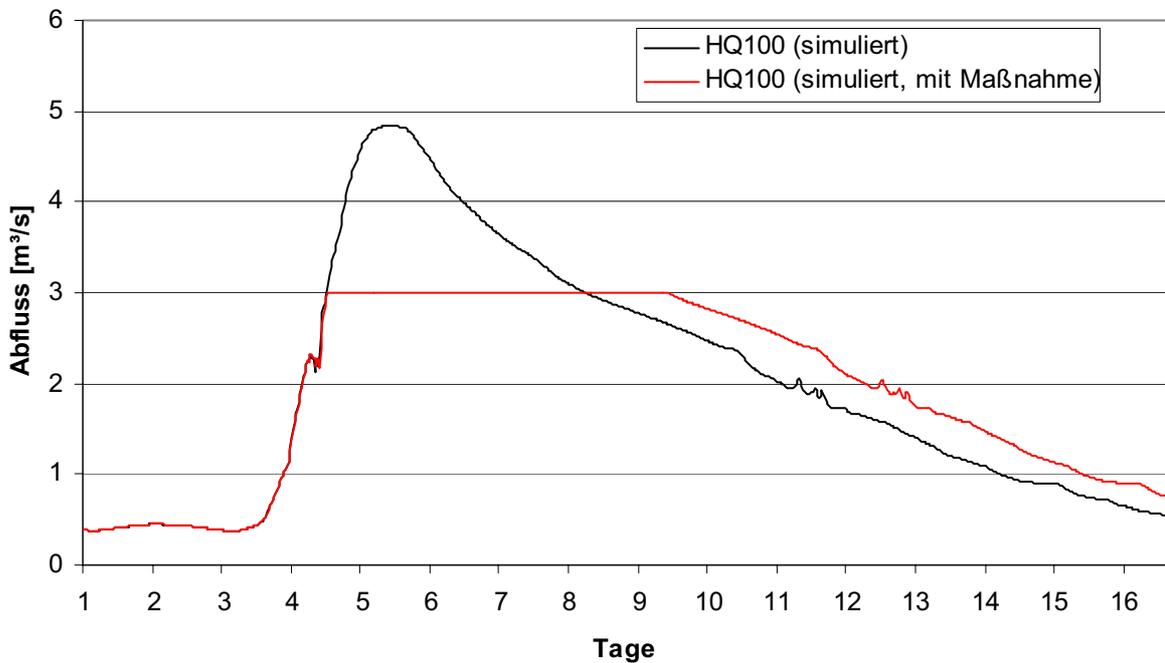


Abb. 9-18: Vergleich der Abflussganglinien am Wehr 1 mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

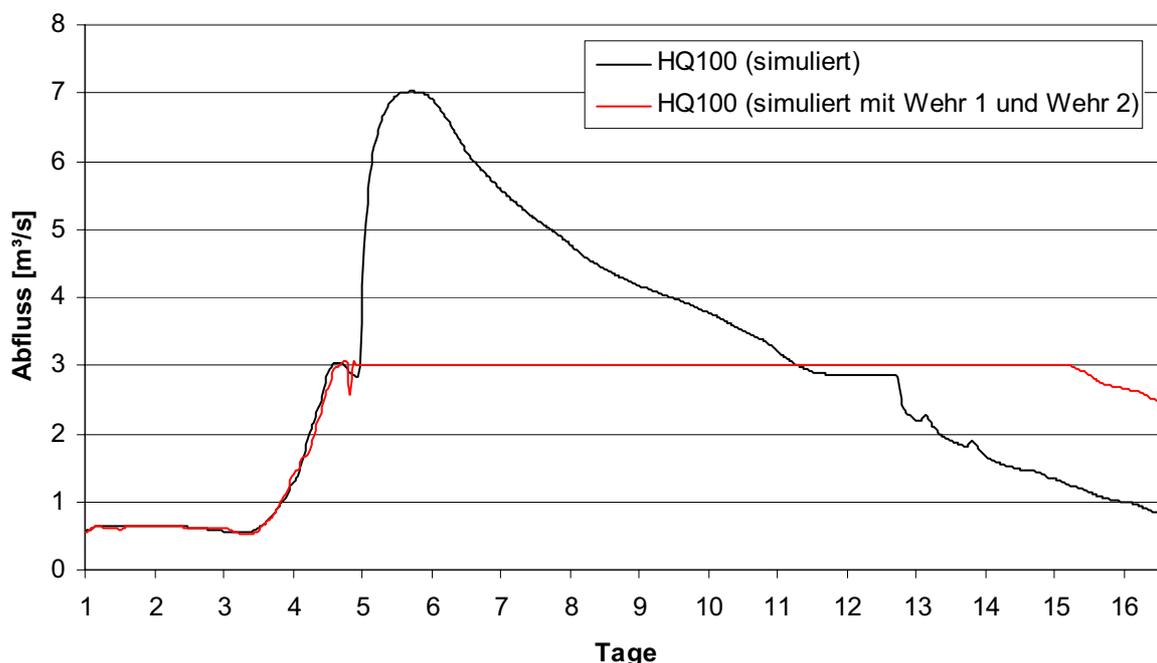


Abb. 9-19: Vergleich der Abflussganglinien am Wehr 2 mit und ohne Retention bei einem HQ₁₀₀

Die beiden Rückhaltemaßnahmen an der Oberen Wümme bewirken jeweils einen Rückstau, der eine lokale Erhöhung der Wasserstände im Bereich der Wehre von rund 1,5 m (Wehr 1; HQ_{5, Sommer}: 2 m) bzw. 0,8 m (Wehr 2; HQ_{5, Sommer}: 1 m) zur Folge hat. Die Anhebung der Wasserstände wirkt sich jeweils bis rund 1,5 – 2 km oberhalb der Wehre aus. In Abb. 9-20 ist ein Längsschnitt der Oberen Wümme im Bereich der Wehre 1 und 2 kurz vor dem Erreichen des maximalen Wasserstandes beim hundertjährigen Hochwasserereignis dargestellt.

Die aus den erhöhten Wasserständen folgenden Ausuferungen der Oberen Wümme sind in Abb. 9-21 (Kreisstrasse 41) und Abb. 9-22 (Ortslage Dreihausen) dargestellt. Die entsprechenden Retentionsflächen für das fünfjährige Hochwasserereignis HQ_{5, Sommer} finden sich in Abb. A - 269 und Abb. A - 270.

Das gesamte Retentionsvolumen ergibt sich im hundertjährigen Hochwasserereignis zu rund 1.140.000 m³, bei einem fünfjährigen Hochwasserereignis zu rund 645.000 m³. Die Abgabezeiträume (Dauer um das zurückgehaltene Volumen wieder an das Gewässer abzugeben) sind in Tab. 9-6 aufgeführt.

Tab. 9-6: Daten zur Rückhaltung an der Oberen Wümme

Hochwasserereignis	Wehr	Spitzenabfluss am Ort des Einbaus	max. Abfluss nach Einbau des Wehres	Abgabezeitraum	Rückhaltevolumen
		[m ³ /s]	[m ³ /s]	[h]	[m ³]
HQ ₁₀₀	1	4,83	3	28,3	310.000
	2	7,02 (5,02)*	3	76,8	830.000
HQ _{5, Sommer}	1	2,04	1	64,1	205.000
	2	2,97 (1,86)*	1	122	440.000

*nach Einbau des oberstromigen Wehres

Die Rückhaltemaßnahme an der Oberen Wümme erzielt gute Ergebnisse. Das Retentionspotential von rund 1.140.000 m³ reicht aus, um den Hochwasserscheitel eines fünfjährigen Hochwasserereignisses zu kappen. Bei einem hundertjährigen Hochwasserereignis kann die Hochwasserspitze hier durch die Maßnahme um rund 57 % abgemindert werden. Der verbleibende Abfluss entspricht in etwa dem eines HQ₅. Diese Maßnahme ist insbesondere als Schutzmaßnahme für den unterhalb der Einbaumaßnahmen liegenden Wümme-Park geeignet. Da der Park nur rund 2,5 km unterhalb von Wehr 2 liegt, sind hier die Auswirkungen der Maßnahme besonders groß.

In Abb. 9-23 ist die simulierte Überschwemmungsfläche des hundertjährigen Hochwasserereignisses HQ₁₀₀ im Bereich des Wümme-Parks dargestellt. Vergleichend dazu, ist die, auf Grund der Rückhaltemaßnahme, verringerte Überschwemmungsfläche abgebildet.

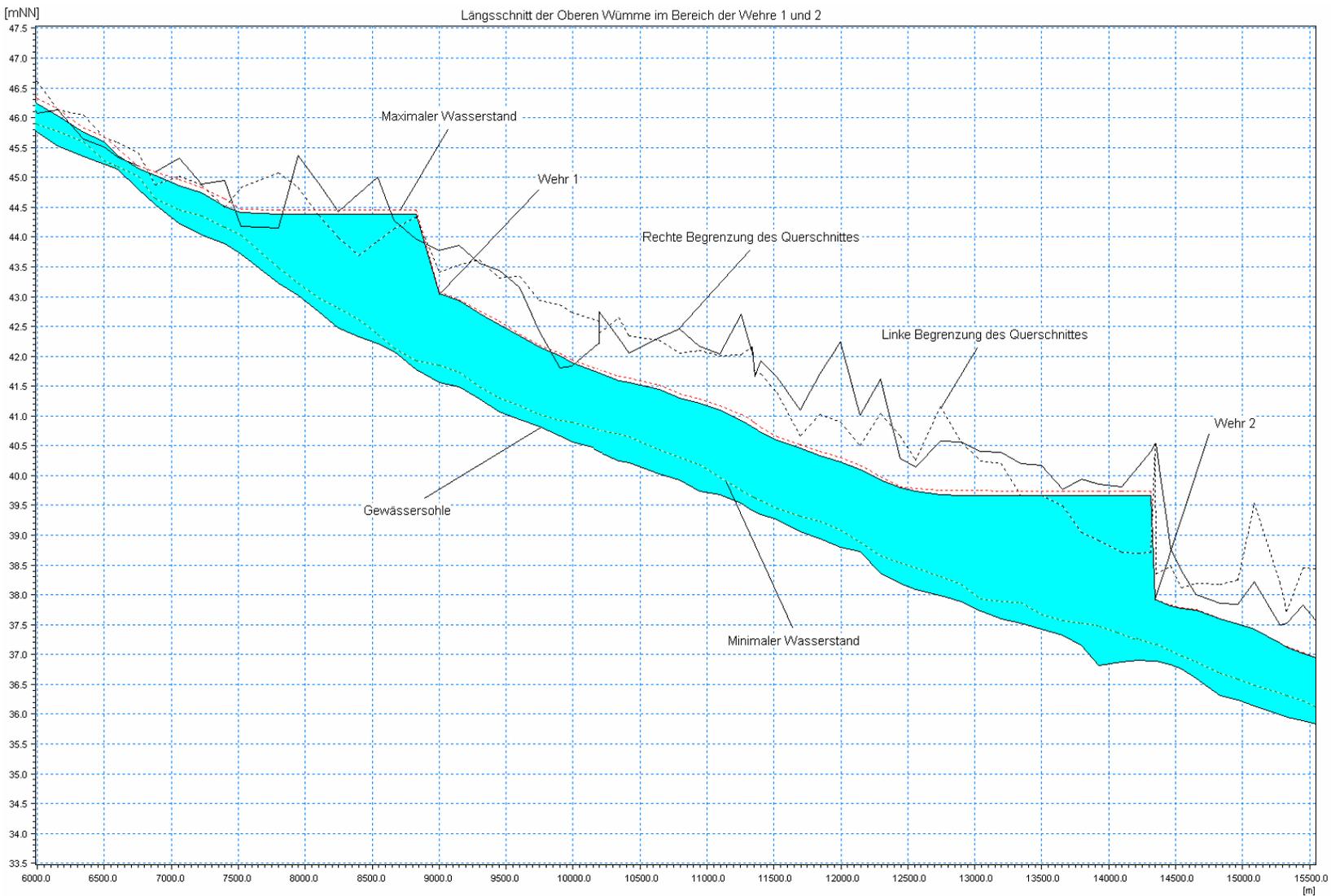
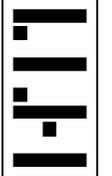


Abb. 9-20: Längsschnitt der Oberen Wümmе im Bereich der Wehre 1 und 2 bei einem hundertjährigen Hochwasserereignis HQ₁₀₀ kurz vor Erreichen des maximalen Wasserstandes

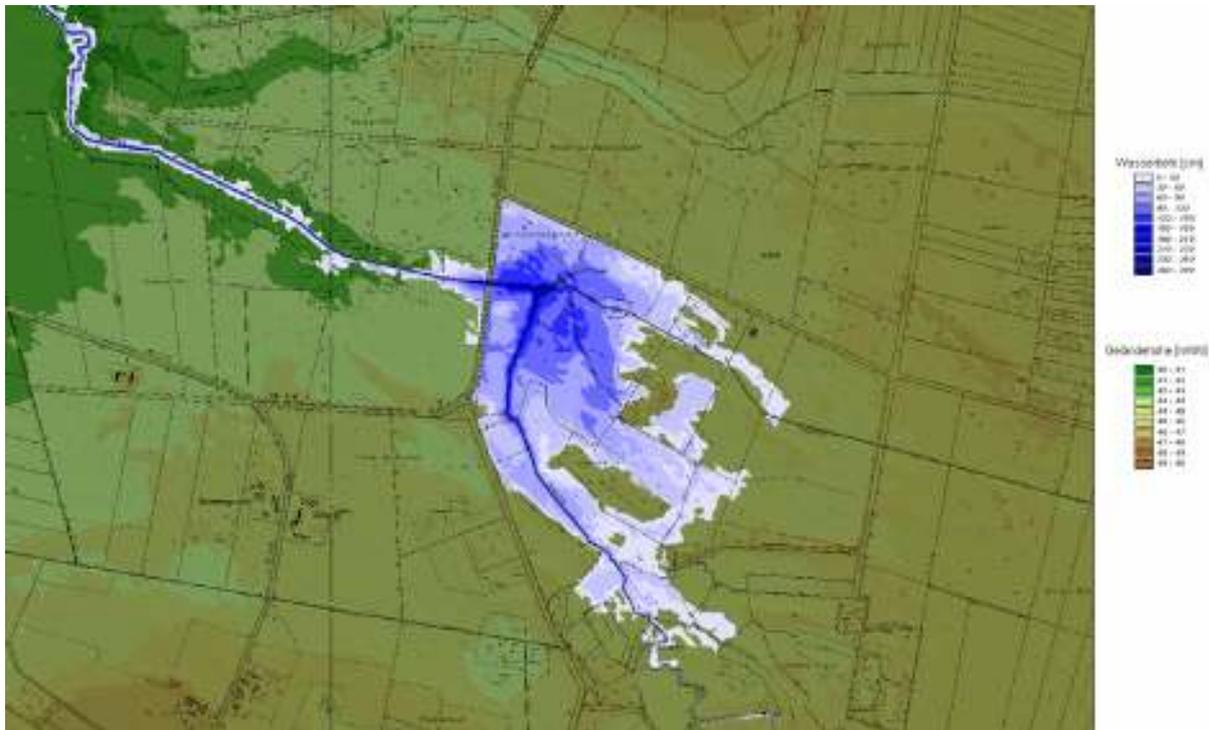


Abb. 9-21: Retentionsfläche an der K41 bei einem HQ₁₀₀

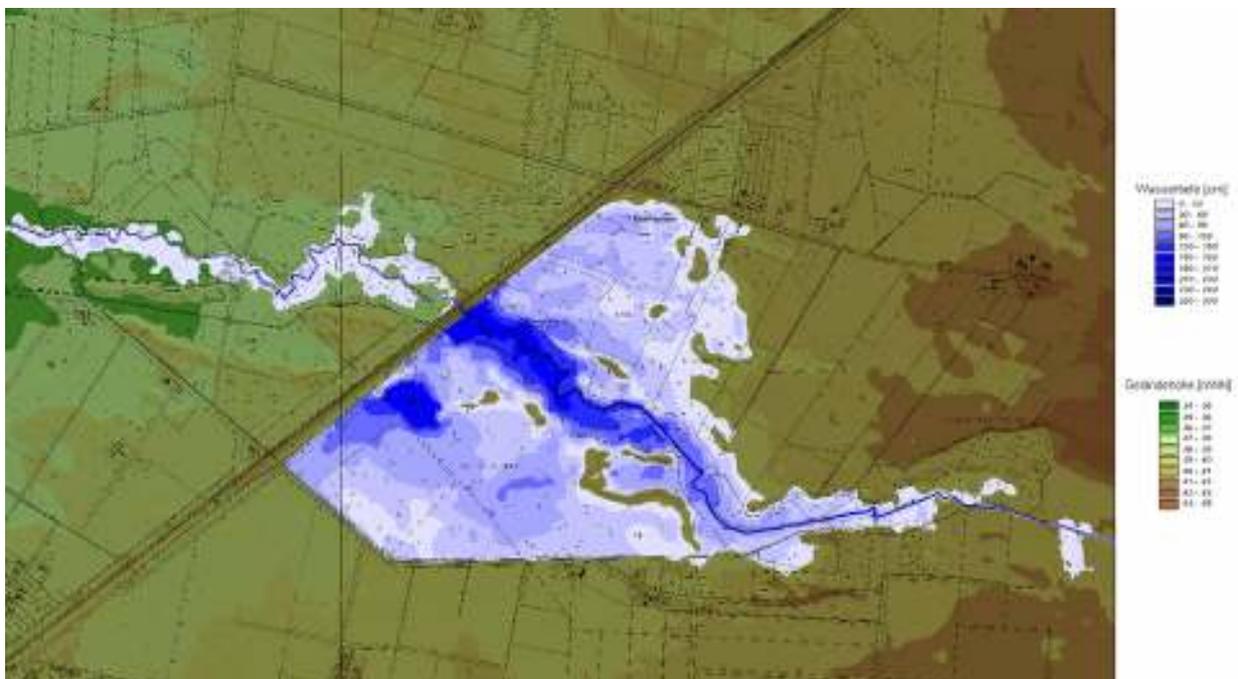


Abb. 9-22: Retentionsfläche an der Ortslage Dreihausen bei einem HQ₁₀₀

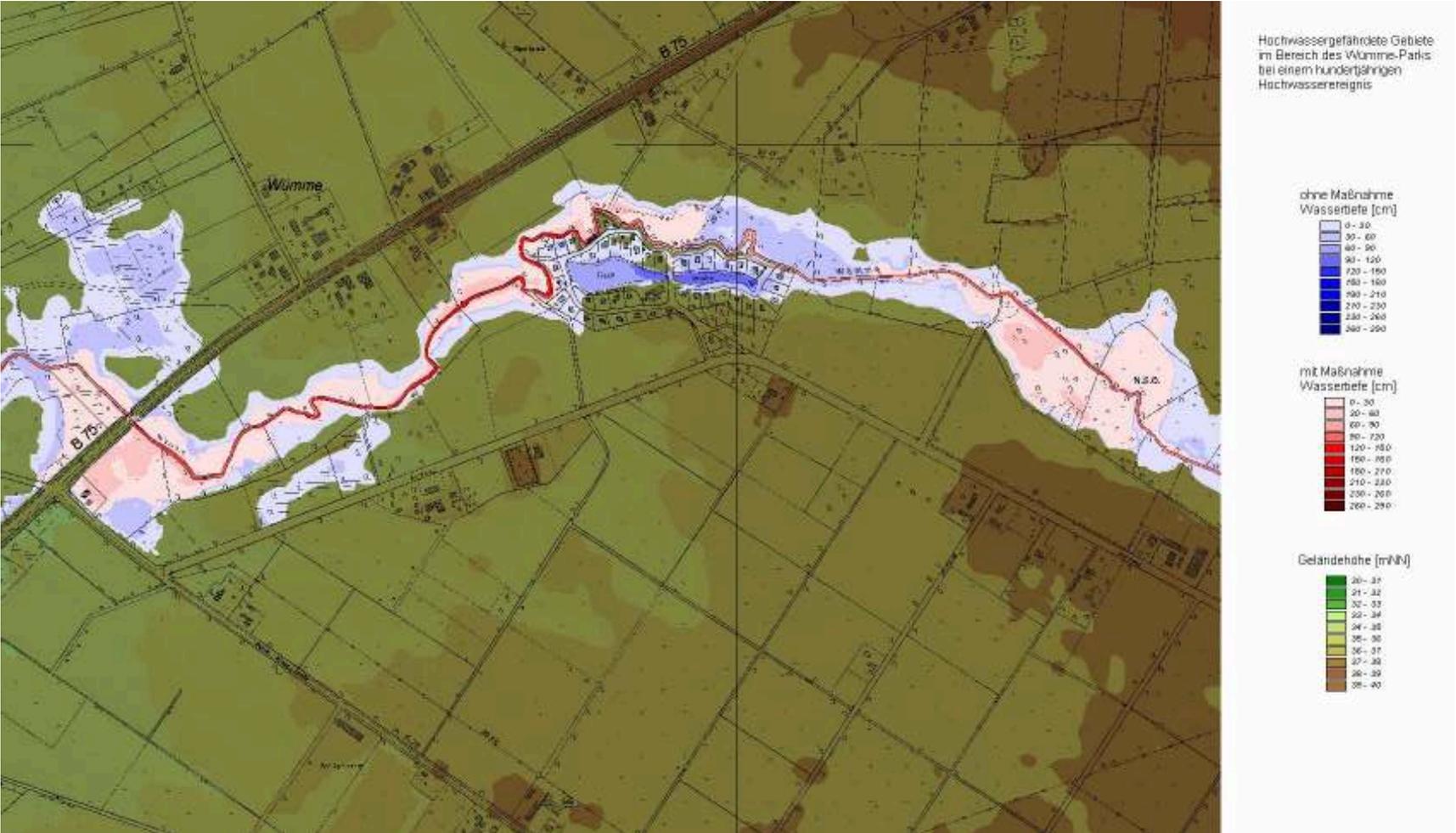


Abb. 9-23: Vergleich der Überschwemmungsgebiete im Bereich des Wümme-Parks bei einem HQ_{100} mit und ohne Retention

9.5 Retention im Bereich Vahlde

9.5.1 Beschreibung der Maßnahme

Im Bereich der Ortslage Vahlde ist es durch den Einbau eines regelbaren unterströmten Wehres möglich, eine Retentionsfläche zu nutzen und den Wasserrückhalt im Einzugsgebiet zu fördern. Als Einbauort für das Wehr dient die bestehende Brücke an der Kreisstraße K 212.

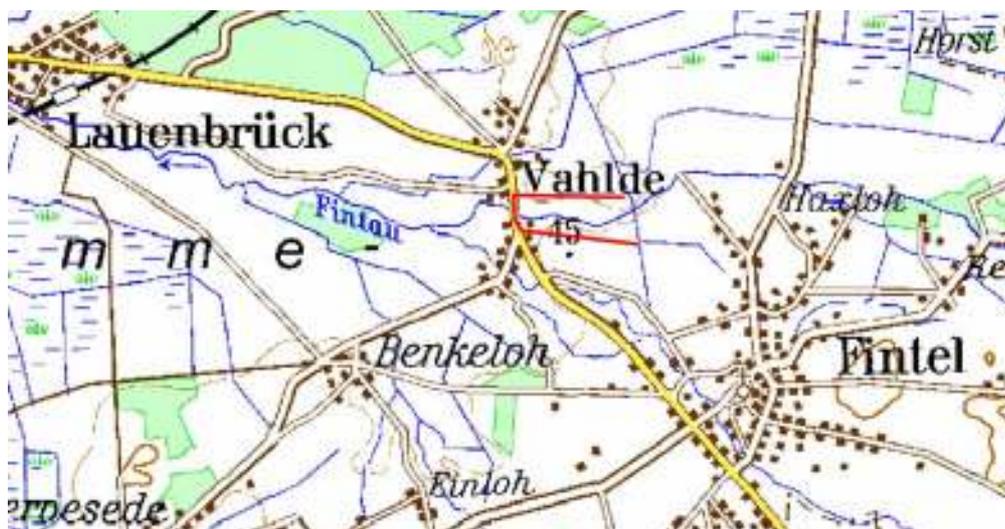


Abb. 9-24: Fintau im Bereich Vahlde [LGN,2002]

Der Retentionsraum der durch diese Baumaßnahme geschaffen wird, ist in Abb. 9-25 dargestellt. Er hat eine Fläche von ca. 22 ha. Begrenzende Faktoren für die Maßnahme sind die nördlich und südlich gelegenen Straßen.

Zur Nutzung der gesamten zur Verfügung stehenden Fläche sind die Gebäude an der Straße, die als einstauender Querdamm genutzt werden soll, durch einen Objektschutz vor Überschwemmungen zu schützen. Dieser Objektschutz kann als Deich ausgeführt werden. Die Maßnahme soll im späteren Verlauf in Kombination mit dem in Kap. 9.6 beschriebenen Querdamm untersucht werden und so die Hochwassersituation im Bereich Lauenbrück entschärfen.

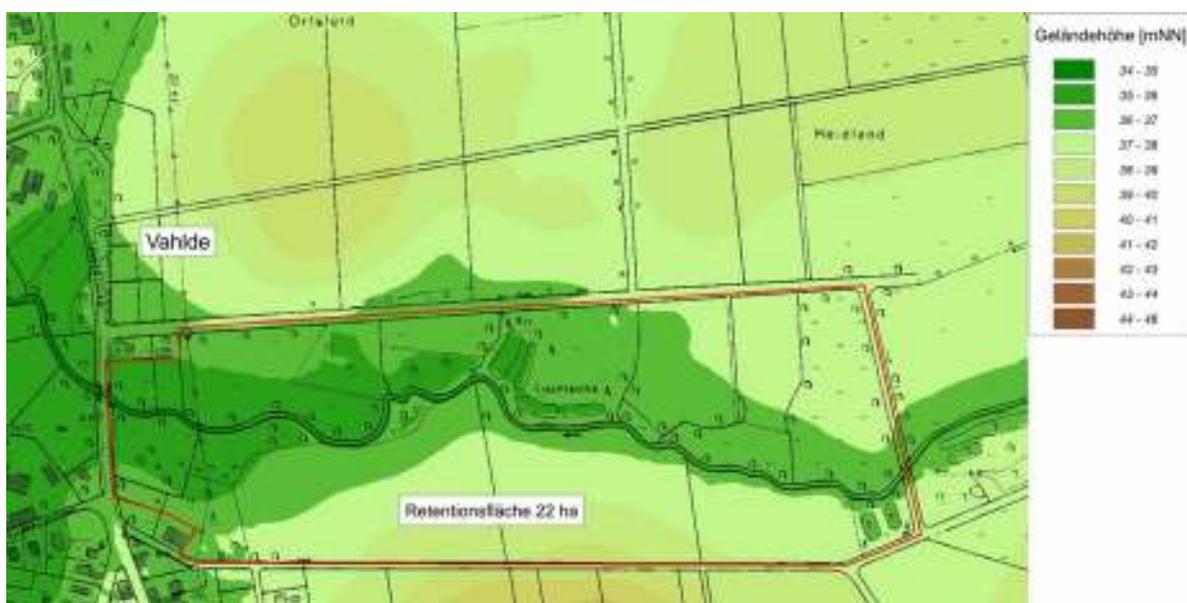


Abb. 9-25: Retentionsfläche an der Ortslage Vahlde

In Abb. 9-26 ist das Einzugsgebiet der Fintau dargestellt. Für die Berechnung der Maßnahme werden die in Tab. 9-7 aufgeführten charakteristischen Abflusswerte zu Grunde gelegt.

Tab. 9-7: Abflüsse der Fintau am Pegel Lauenbrück Fintau [NLWKN, 2005]

Pegel	A_{EO} [km ²]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]	HQ ₅ [m ³ /s]	HQ _{5Sommer} [m ³ /s]
Lauenbrück Fintau	96	12,5	7,5	6,1

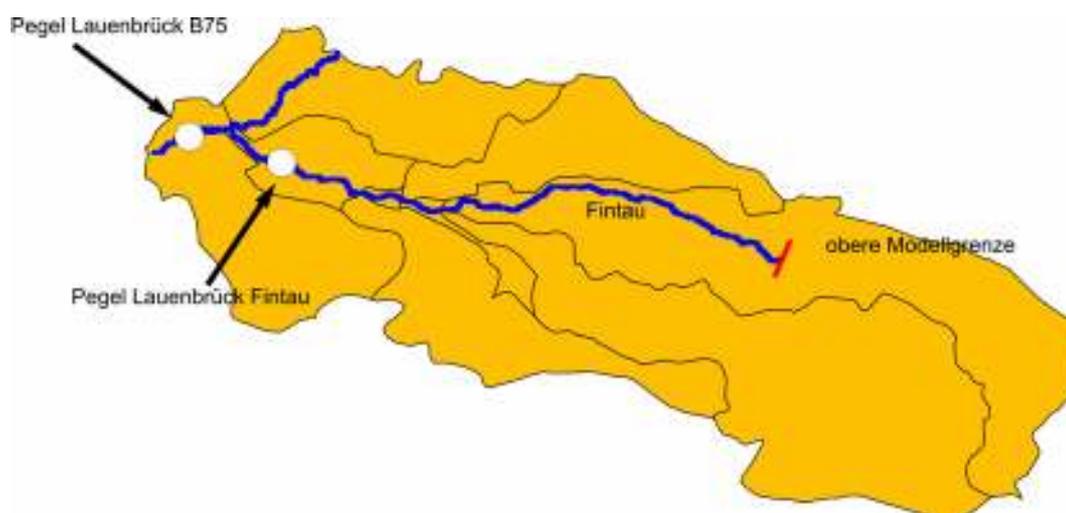


Abb. 9-26: Einzugsgebiet der Fintau mit Lage des Pegel und der oberen Modellgrenze

Um die in Abb. 9-25 dargestellte Retentionsfläche von 22 ha zu nutzen, wurde in das Brückenbauwerk der Kreisstraße 212 ein regelbares unterströmtes Wehr eingebaut. Zur Steuerung des Wehres wurden die in Tab. 9-8 aufgeführten Parameter benutzt.

Tab. 9-8: Parameter für die Wehrsteuerung an der Fintau

Bemessungshochwasser	Anfangswert	max. Wehrgeschwindigkeit	Wehrbreite	max. Änderung des Wehreneiveaus pro Iterationszeitschritt
	[mNN]	[m/s]	[m]	[m]
HQ ₁₀₀	36	0,001	2,0	0,1
HQ _{5, Sommer}	36	0,001	2,0	0,1

Die Erstellung der Steuerungsdateien erfolgte analog zu den Beschreibungen aus Kapitel 9.3.1. Die Steuerganglinien sind dazu in Abb. A - 271 und Abb. A - 272 im Anhang dargestellt.

9.5.2 Ergebnisse der Maßnahme

Der Rückhalt im Einzugsgebiet der Fintau hat in der Simulation des hundertjährigen Hochwasserereignisses eine Abminderung des Spitzenabflusses von 4,16 m³/s auf 3 m³/s an der Maßnahme (Ortslage Vahlde) ergeben, dies entspricht einer Reduzierung um 28 % (Abb. 9-27).

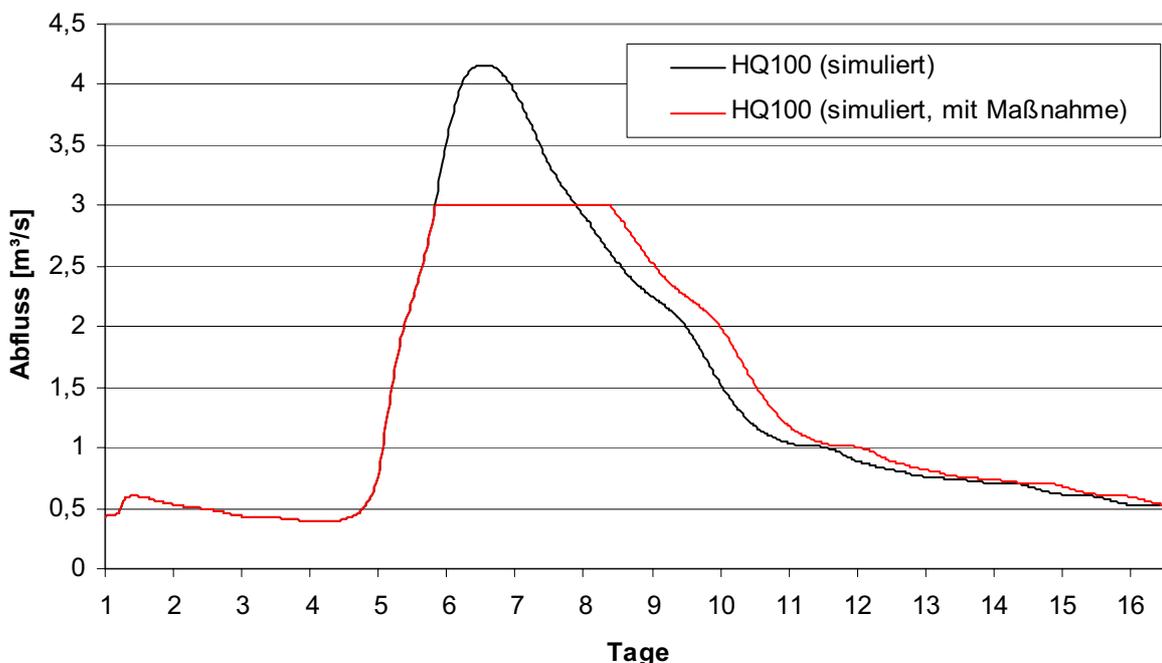


Abb. 9-27: Vergleich der Abflussganglinien an der Maßnahme (Ortslage Vahlde) mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

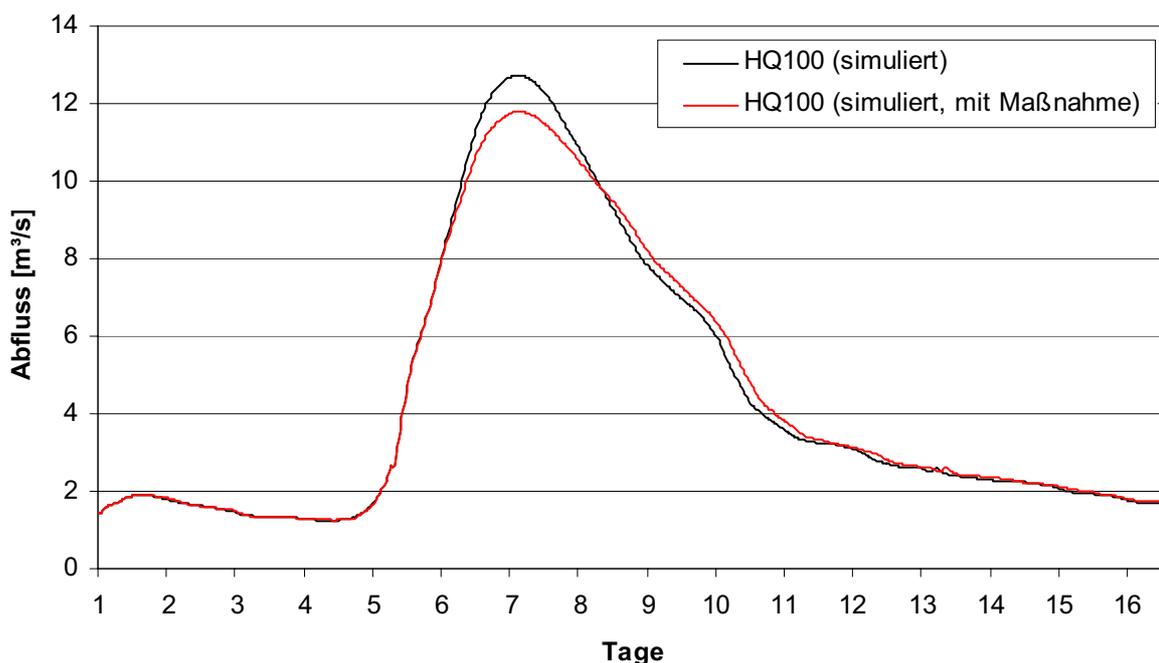


Abb. 9-28: Vergleich der Abflussganglinien am Pegel Lauenbrück Fintau mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

Bei der Simulation des fünfjährigen Bemessungshochwassers HQ_{5, Sommer} wurde an der Orstlage eine Absenkung des Spitzenabflusses von 2,03 m³/s auf 1,2 m³/s erzielt. Dies entspricht einer Reduzierung um 41 % (Abb. A - 273).

Am Pegel Lauenbrück Fintau bewirkt die Rückhaltemaßnahme eine Reduktion des hundertjährigen Spitzenabflusses um 7 % von 12,72 m³/s auf 11,79 m³/s (Abb. 9-28).

Bei der Simulation des fünfjährigen Bemessungshochwassers HQ_{5, Sommer} ergab sich eine Verringerung von 6,40 m³/s auf 5,61 m³/s. Dies entspricht einer Abminderung um 12 % (Abb. A - 274).

Das gesamte Retentionsvolumen ergibt sich im hundertjährigen Hochwasserereignis zu rund 127.000 m³. Bei einem fünfjährigen Hochwasserereignis zu rund 127.000 m³. Die Abgabezeiträume (Dauer um das zurückgehaltene Volumen wieder an das Gewässer abzugeben) sind in Tab. 9-9 aufgeführt.

Tab. 9-9: Daten zur Rückhaltung an der Fintau

Hochwasserereignis	Wehr	Spitzenabfluss am Einbau	max. Abfluss nach Einbau des Wehres	Abgabezeitraum	Rückhaltevolumen
		[m ³ /s]	[m ³ /s]	[h]	[m ³]
HQ ₁₀₀	1	4,16	3	11,75	127.000
HQ _{5, Sommer}	1	2,03	1,2	27,8	127.000

Die Rückhaltemaßnahme an der Fintau nahe der Ortslage Vahlde erzielt im Bereich der Maßnahme gute Ergebnisse, die sich in einer Absenkung des Spitzenabflusses um 28 % bei einem HQ_{100} bzw. um 41 % für ein $HQ_{5, \text{Sommer}}$ widerspiegeln. Das Retentionspotential von rund 127.000 m³ reicht aus, um den Hochwasserscheitel eines fünfjährigen Hochwasserereignisses fast zu halbieren und den eines hundertjährigen Hochwasserereignisses um rund ein Drittel zu senken. Für die Ortslage Lauenbrück sind die Auswirkungen jedoch nicht mehr so deutlich und belaufen sich auf eine Abminderung von 7 % (HQ_{100}) bzw. 12 % ($HQ_{5, \text{Sommer}}$). Eine generelle Entschärfung der Hochwasserlage in Lauenbrück wird durch die Maßnahme nicht erzielt. Zur zeitlichen Steuerung und Abflussminimierung, die eine Entlastung für die Ortslage Lauenbrück darstellt, kann sie in betracht gezogen werden.

9.6 Retention im Bereich des geplanten Querdammes an der Fintau

9.6.1 Beschreibung der Maßnahme

An der Fintau, oberhalb von Lauenbrück, ist der Bau eines Querdammes zur Nutzung durch Fußgänger und Radfahrer zwischen den Straßen „Am Sportplatz“ und „Benkeloher Weg“ in Planung (Abb. 9-29). An dieser Stelle soll durch den zusätzlichen Einbau eines regelbaren unterströmten Wehres das Retentionspotential oberhalb der Baumaßnahme ausgenutzt werden (Abb. 9-30). Ziel dieser Maßnahme ist die Dämpfung der Hochwasserwelle und eine Steuerung des Abflusses.



Abb. 9-29: Fintau im Bereich Lauenbrück [LGN, 2002];
Ausschnitt: südliche begrenzende Straße der Maßnahme [FRANZIUS-INSTITUT, 2005]

Begrenzt wird der Retentionsraum durch die nördlich gelegene Straße Am Sportplatz und den südlich gelegenen Benkeloher Weg (Abb. 9-30).

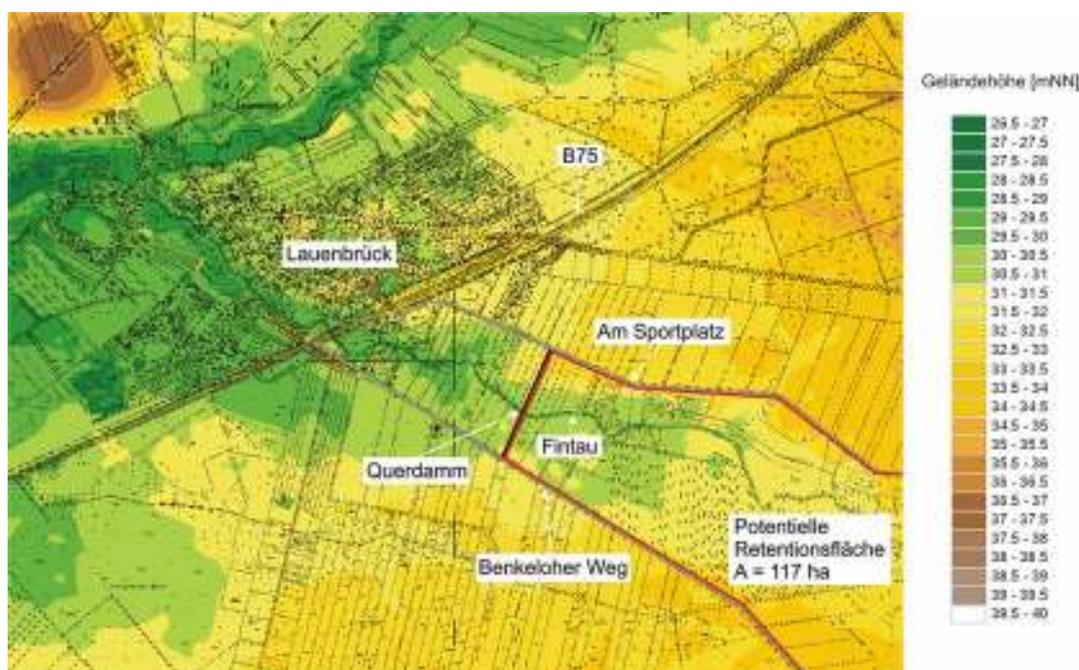


Abb. 9-30: Übersicht der Maßnahme „Querdamme“ an der Fintau

Da sich die zu untersuchende Maßnahme auch an der Fintau befindet, werden für die Berechnung der Maßnahme die im vorherigen Kapitel 9.5.1 beschriebenen Abflussdaten der Tab. 9-7 zu Grunde gelegt.

Um die in Abb. 9-30 dargestellte Retentionsfläche von etwa 117 ha einzustauen, wurde ein geregeltes unterströmtes Wehr eingebaut. Zusätzlich musste der geplante Querdamme in das DGM und anschließend in das Berechnungsprogramm integriert werden. Aus diesem Grund wurden die Querschnitte für den Bereich des Retentionsraums bis über die begrenzenden Straßen hinaus verbreitert und die Modellgeometrie im Bereich des Querdammes durch weitere Querschnitte diskretisiert. Zur Steuerung des Wehres wurden die in Tab. 9-10 aufgeführten Parameter benutzt.

Tab. 9-10: Parameter für die Wehrsteuerung an der Fintau

Bemessungshochwasser	Anfangswert	max. Wehrgeschwindigkeit	Wehrbreite	max. Änderung des Wehreneiveaus pro Iterationszeitschritt
	[mNN]	[m/s]	[m]	[m]
HQ ₁₀₀	30	0,005	1,3	0,55
HQ _{5, Sommer}	30	0,005	2,4	0,55

Die Erstellung der Steuerungsdateien erfolgte analog zu den Beschreibungen aus Kapitel 9.3.1. Die Steuerganglinien sind dazu in Abb. A - 275 und Abb. A - 276 im Anhang dargestellt.

9.6.2 Ergebnisse der Maßnahme

Der Rückhalt im Einzugsgebiet der Fintau hat in der Simulation des hundertjährigen Hochwasserereignisses eine Abminderung des Spitzenabflusses von 12,61 m³/s auf 9,50 m³/s an der Maßnahme (Querdamm) ergeben. Dies entspricht einer Reduzierung um 25 % (Abb. 9-31).

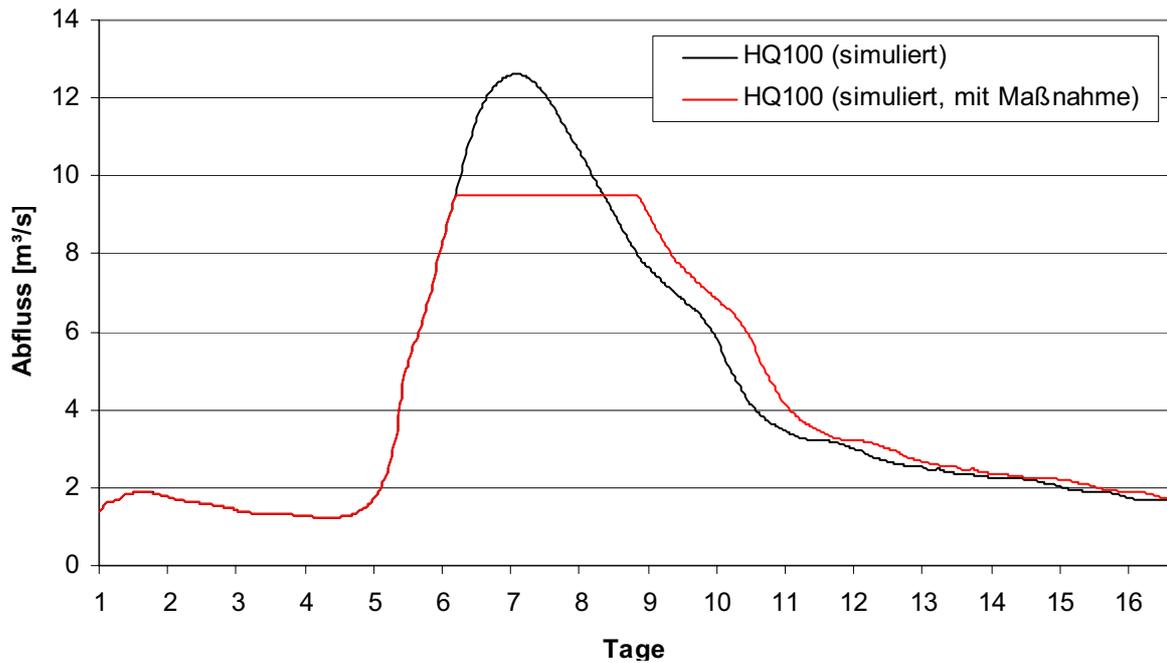


Abb. 9-31: Vergleich der Abflussganglinien an der Maßnahme (Querdamm) mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

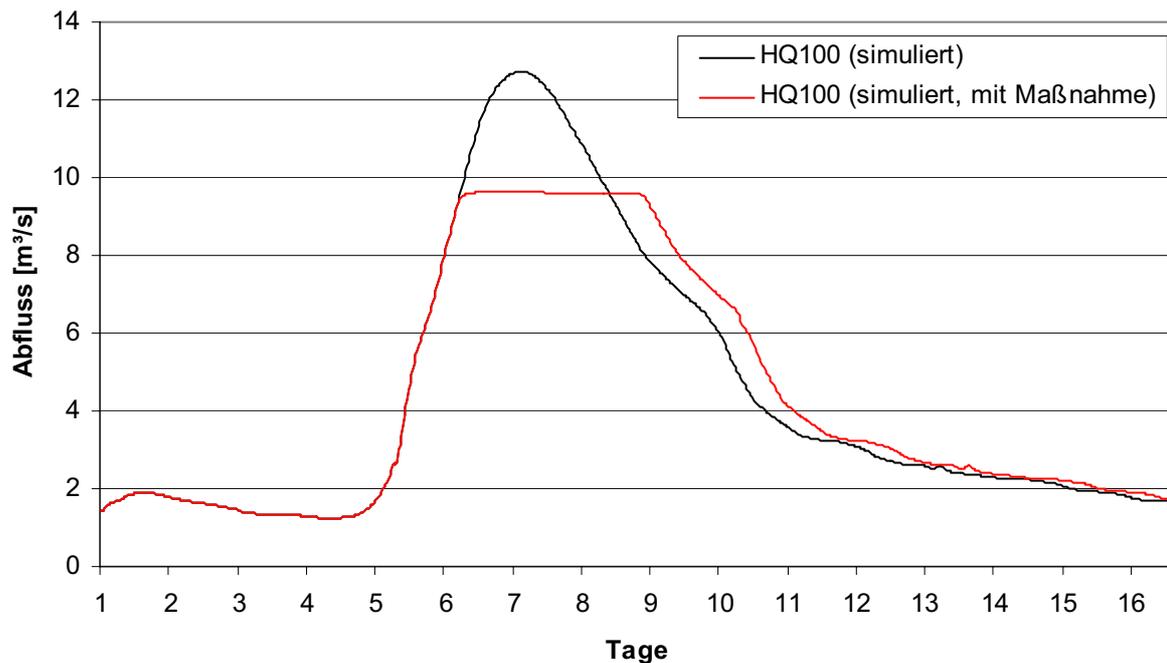


Abb. 9-32: Vergleich der Abflussganglinien am Pegel Lauenbrück Fintau mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

Bei der Simulation des fünfjährigen Bemessungshochwassers $HQ_{5, \text{Sommer}}$ wurde an der Orstlage eine Absenkung des Spitzenabflusses von $6,35 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $3,80 \text{ m}^3/\text{s}$ erzielt. Dies entspricht einer Reduzierung um 40 % (Abb. A - 277).

Am Pegel Lauenbrück Fintau bewirkt die Rückhaltemaßnahme eine Reduktion des hundertjährigen Spitzenabflusses um 24 % von $12,72 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $9,63 \text{ m}^3/\text{s}$ (Abb. 9-32).

Bei der Simulation des fünfjährigen Bemessungshochwassers $HQ_{5, \text{Sommer}}$ ergab sich eine Verringerung von $6,40 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $3,86 \text{ m}^3/\text{s}$. Dies entspricht einer Abminderung um 40 % (Abb. A - 278).

Das gesamte Retentionsvolumen ergibt sich im hundertjährigen Hochwasserereignis zu rund 369.500 m^3 . Bei einem fünfjährigen Hochwasserereignis zu rund 367.500 m^3 . Die Abgabezeiträume (Dauer um das zurückgehaltene Volumen wieder an das Gewässer abzugeben) sind in der Tab. 9-11 aufgeführt.

Tab. 9-11: Daten zur Rückhaltung an der Fintau

Hochwasserereignis	Wehr	Spitzenabfluss am Ort des Einbaus	max. Abfluss nach Einbau des Wehres	Abgabezeitraum	Rückhaltevolumen
		[m^3/s]	[m^3/s]	[h]	[m^3]
HQ ₁₀₀	1	12,61	9,50	10,8	369.500
HQ _{5, Sommer}	1	6,35	3,80	26,9	367.500

Die Rückhaltemaßnahme an der Fintau im Bereich des Querdamms erzielt gute Ergebnisse, die sich in einer Absenkung des Spitzenabflusses von 25 % bei einem HQ_{100} bzw. von 40 % für ein $HQ_{5, \text{Sommer}}$ widerspiegeln. Das Retentionspotential von rund 370.000 m^3 reicht aus, um den Hochwasserscheitel eines fünfjährigen Hochwasserereignisses um fast die Hälfte und den eines hundertjährigen Hochwasserereignisses um ein Viertel zu senken. Für die Ortslage Lauenbrück sind die Auswirkungen ähnlich, da sich die Maßnahme in unmittelbarer Nähe der Ortslage befindet und belaufen sich auf eine Abminderung von 24 % (HQ_{100}) bzw. 40 % ($HQ_{5, \text{Sommer}}$). Das entspricht im Falle des HQ_{100} einer Drosselung auf ein HQ_{20} .

9.7 Retention im Bereich Bothel

9.7.1 Beschreibung der Maßnahme

Im Einzugsgebiet der Wiedau, oberhalb der Kreisstraße K 209 an der Ortslage Bothel, ist es möglich, durch den Einbau von zwei regelbaren Wehren in die dort bestehenden Brücken, Retentionsflächen zu nutzen (Bereich der K 209 und an der weiter oberhalb gelegenen Verlängerung der Straße vom Bahnhof Brockel) (Abb. 9-33). Im weiteren Verlauf werden diese Wehre als Wehr 1 und Wehr 2 beschrieben. Das Wehr 1 ist dabei an der Verlängerung der Straße vom Bahnhof Brockel gelegen. Wehr 2 wird im Straßendamm der K 209 eingebaut.

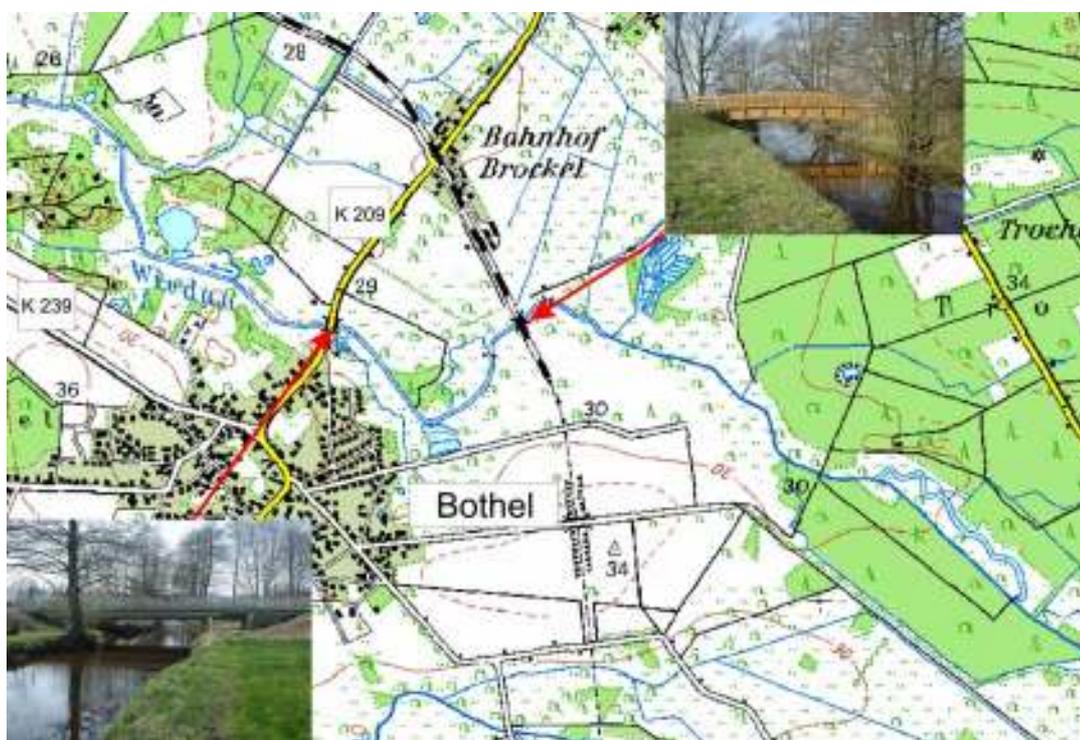


Abb. 9-33: Wiedau im Bereich Bothel [LGN,2002]; Ausschnitte:Einbauorte der Wehre, links: K 209; rechts: Verlängerung Straße Bahnhof Brockel [FRANZIUS-INSTITUT, 2005]

Die in Abb. 9-34 und Abb. 9-35 dargestellten Retentionsflächen haben ein Ausmaß von 13,3 ha bzw. 41,2 ha. Die Maßnahme an der K 209 ist dabei durch die Ortslage Bothel beschränkt. Die Retentionsfläche könnte durch Objektschutzmaßnahmen (Deich) vergrößert werden. Für die Maßnahme an der Verlängerung der Straße vom Bahnhof Brockel ist kein Objektschutz notwendig.



Abb. 9-34: Retentionsfläche an der K 209 im Bereich Bothel



Abb. 9-35: Retentionsfläche an der Verlängerung der Straße Bahnhof Brockel

In Abb. 9-36 sind die Einzugsgebiete der Wiedau und des Hahnenbachs dargestellt. Für die Berechnung der Maßnahme werden die in Tab. 9-12 aufgeführten charakteristischen gewässerkundlichen Daten für den Bereich Rodau am Pegel Worth zu Grunde gelegt.

Tab. 9-12: Abflüsse der Wiedau am Pegel Worth [NLWKN Verden, 2005]

Pegel	A_{EO} [km ²]	HQ_{100} [m ³ /s]	HQ_5 [m ³ /s]	$HQ_{5Sommer}$ [m ³ /s]
Worth	149	20,3	14,8	9,4



Abb. 9-36: Einzugsgebiete der Wiedau und des Hahnenbachs mit Lage des Pegels Worth und der oberen Modellgrenze

Bei den Voruntersuchungen hat sich bei der Berechnung der Überschwemmungsflächen für den Ausgangszustand ergeben, dass am Wehr 2 sowohl für das HQ₁₀₀ als auch das HQ₅ die Retentionsfläche bereits voll eingestaut ist. Somit wurde im Folgenden nur die Maßnahme am Wehr 1 untersucht. Um die Wiedau hier bei Hochwasserereignissen aufzustauen und die in Abb. 9-35 abgebildete Retentionsfläche 41,2 ha einzustauen, wurden ein geregeltes, unterströmtes Wehr implementiert. Die Steuerungsparameter für das Wehr sind in Tab. 9-13 aufgeführt.

Tab. 9-13: Parameter für die Wehrsteuerung an der Wiedau

Bemessungshochwasser	Anfangswert	max. Wehrgeschwindigkeit	Wehrbreite	max. Änderung des Wehreneiveaus pro Iterationszeitschritt
	[mNN]	[m/s]	[m]	[m]
HQ ₁₀₀	27,5	0,001	3	0,5
HQ _{5, Sommer}	27,5	0,001	3	0,1

Die Erstellung der Steuerungsdateien erfolgte analog zu den Beschreibungen aus Kapitel 9.3.1. In Abb. A - 279 und Abb. A - 280 sind die Steuerungsdateien für das Wehr und beide Bemessungsereignisse dargestellt.

9.7.2 Ergebnisse der Maßnahme

Der Rückhalt im Einzugsgebiet der Wiedau hat in der Simulation des hundertjährigen Hochwasserereignisses eine Abminderung des Spitzenabflusses von 17,70 m³/s auf 15,80 m³/s an der Maßnahme (Straße Bahnhof Brockel) ergeben. Dies entspricht einer Reduzierung um 11 % (Abb. 9-37).

Bei der Simulation des fünfjährigen Bemessungshochwassers HQ_{5, Sommer} wurde an der Ortslage eine Absenkung des Spitzenabflusses von 7,90 m³/s auf 6,05 m³/s erzielt. Dies entspricht einer Reduzierung um 23 % (Abb. A - 281).

Am Pegel Worth bewirkt die Rückhaltmaßnahme eine Reduktion des hundertjährigen Spitzenabflusses um 9 % von 19,79 m³/s auf 17,95 m³/s (Abb. 9-38).

Bei der Simulation des fünfjährigen Bemessungshochwassers HQ_{5, Sommer} ergab sich eine Verringerung von 8,86 m³/s auf 7,04 m³/s. Dies entspricht einer Abminderung um 21 % (Abb. A - 282).

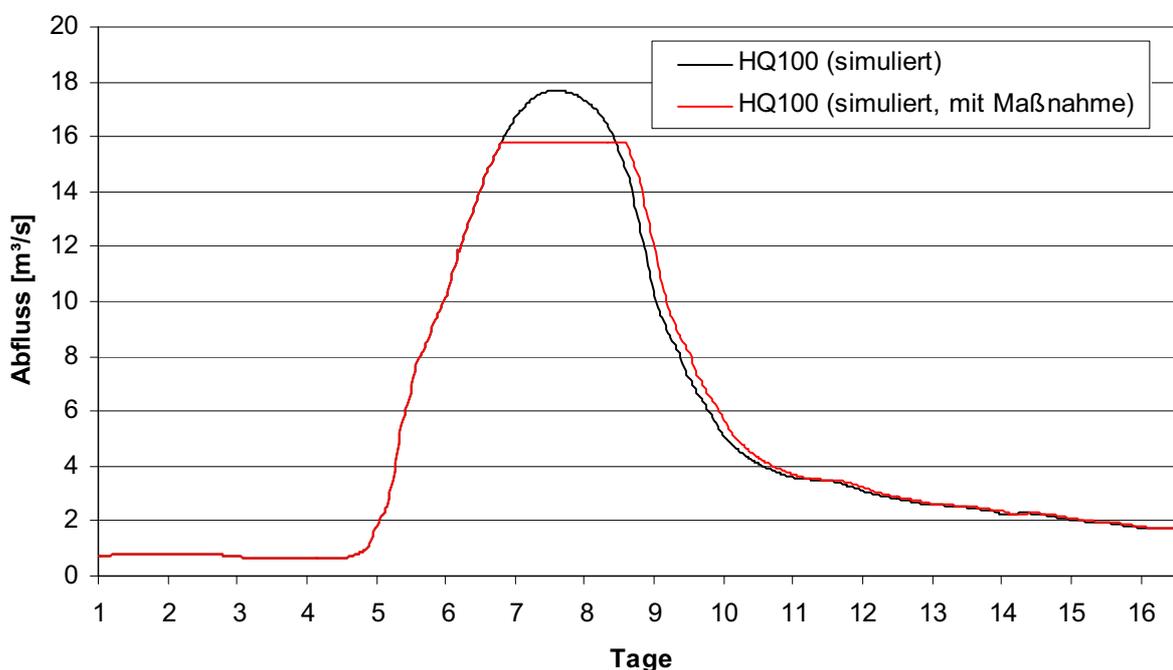


Abb. 9-37: Vergleich der Abflussganglinien an der Maßnahme (Straße Bahnhof Brockel) mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

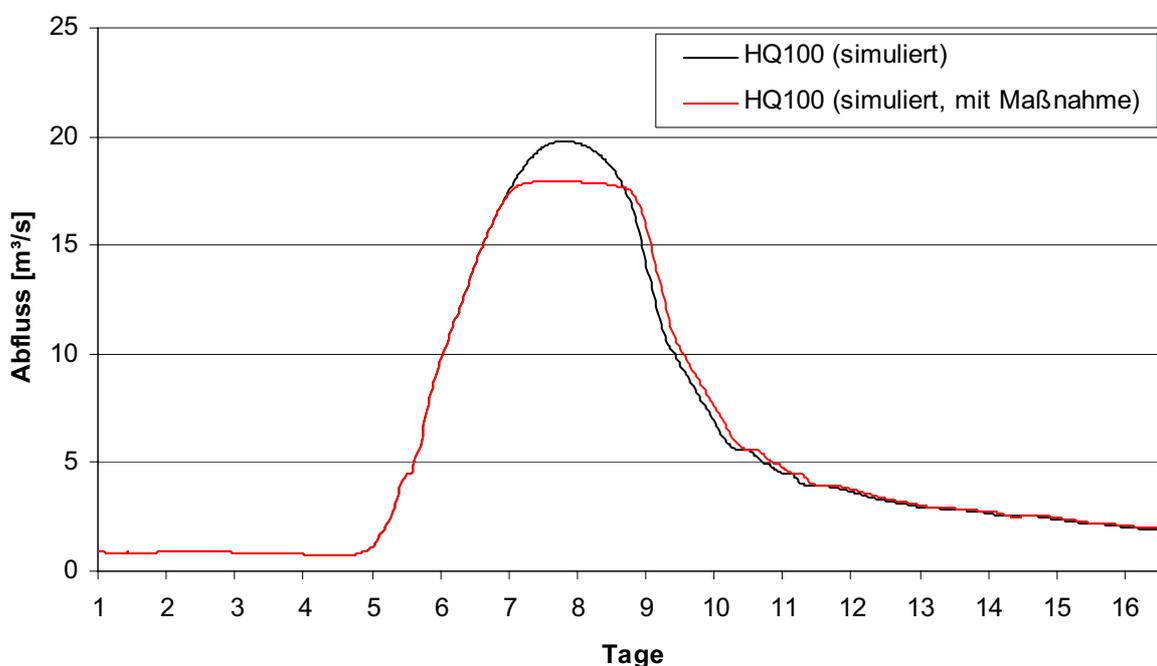


Abb. 9-38: Vergleich der Abflussganglinien am Pegel Worth mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

Das gesamte Retentionsvolumen ergibt sich im hundertjährigen Hochwasserereignis zu rund 187.000 m³. Bei einem fünfjährigen Hochwasserereignis zu rund 192.000 m³. Die Abgabezeit-

räume (Dauer um das zurückgehaltene Volumen wieder an das Gewässer abzugeben) sind in Tab. 9-14 aufgeführt.

Tab. 9-14: Daten zur Rückhaltung an der Wiedau

Hochwasser ereignis	Wehr	Spitzenabfluss am Ort des Einbaus	max. Abfluss nach Einbau des Wehres	Abgabezeitraum	Rückhaltevolumen
		[m ³ /s]	[m ³ /s]	[h]	[m ³]
HQ ₁₀₀	1	17,70	15,80	3,28	187.000
HQ _{5, Sommer}	1	7,90	6,05	8,82	192.000

Die Rückhaltemaßnahme an der Wiedau im Bereich der Ortslage Bothel erzielt gute Ergebnisse, die sich in einer Absenkung des Spitzenabflusses von 11 % bei einem HQ₁₀₀ bzw. von 23 % für ein HQ_{5, Sommer} widerspiegeln. Das Retentionspotential von rund 190.000 m³ reicht aus, um den Hochwasserscheitel eines fünfjährigen Hochwasserereignisses um ein Viertel und den eines hundertjährigen Hochwasserereignisses um ein Zehntel zu senken. Für die Ortslage Worth sind die Auswirkungen ähnlich, da sich die Maßnahme nur im Abstand von ca. 4,5 km befindet und keine weiteren Vorfluter in diesem Bereich einmünden. Die Abminderungen belaufen sich auf 9 % (HQ₁₀₀) bzw. 21 % (HQ_{5, Sommer}). Das entspricht im Falle des HQ₁₀₀ einer Drosselung auf ein HQ₂₀.

9.8 Retention im Bereich Worth

9.8.1 Beschreibung der Maßnahme

Oberhalb der Ortslage Worth ist es an der Wiedau möglich durch den Einbau eines regelbaren unterströmten Wehres in das vorhandene Brückenbauwerk der K 206 die dort vorhandene Retentionsfläche zu nutzen und einen Wasserrückhalt zu fördern (Abb. 9-39). Die dort vorhandene Retentionsfläche (Abb. 9-40) hat eine Größe von ca. 62,8 ha und wird seitlich durch die Ortslagen Hemsbünde und Worth begrenzt.

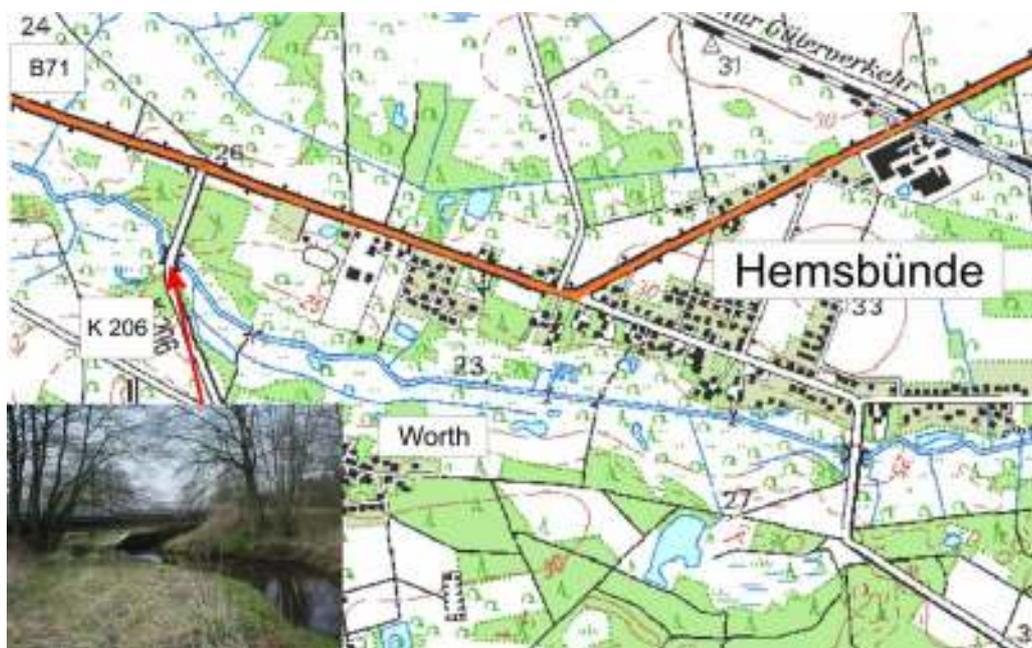


Abb. 9-39: Wiedau im Bereich Worth [LGN,2002]; Ausschnitt: Einbauort des Wehres an der K 209; rechts [FRANZIUS-INSTITUT, 2005]

Für die Umsetzung der Maßnahme sollte ein Objektschutz für die anliegenden Ortschaften geprüft werden.

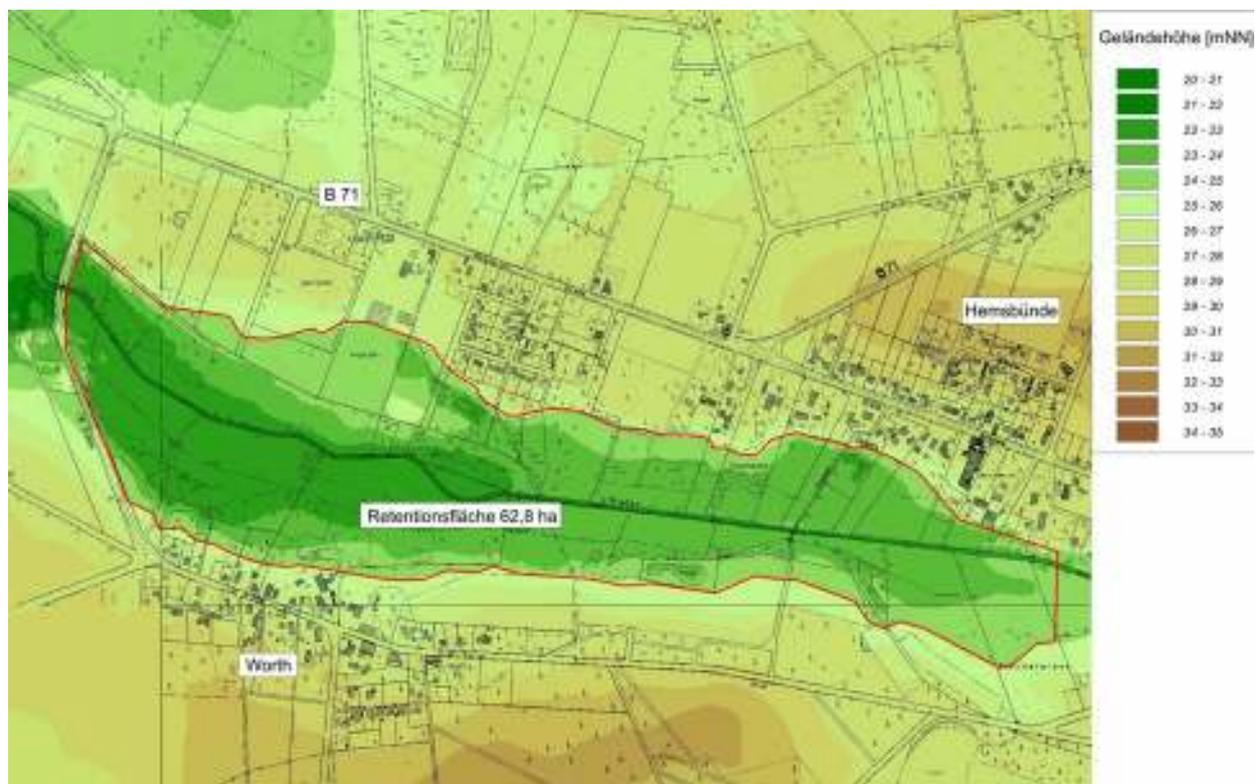


Abb. 9-40: Retentionsfläche oberhalb der Ortslage Worth

Die Einzugsgebiete und Ablüsse für die Wiedau und die Lage des Pegels Worth sind im vorherigen Kapitel 9.7.1 in der Abb. 9-36 und der Tab. 9-12 bereits beschrieben worden.

Um die Wiedau im Bereich der Kreisstraße 206 bei Hochwasserereignissen aufzustauen und die in Abb. 9-40 abgebildeten Retentionsflächen von 62,8 ha einzustauen, wurde ein geregeltes, unterströmtes Wehr implementiert (Tab. 9-15).

Tab. 9-15: Parameter für die Wehrsteuerung an der Wiedau

Bemessungshochwasser	Anfangswert	max. Wehrgeschwindigkeit	Wehrbreite	max. Änderung des Wehreneiveaus pro Iterationszeitschritt
	[mNN]	[m/s]	[m]	[m]
HQ ₁₀₀	25	0,001	4	0,5
HQ _{5, Sommer}	25	0,001	4	0,5

Die für die Steuerung nötigen Abflusskurven wurden wie in Kapitel 9.3.1 beschrieben erzeugt.

9.8.2 Ergebnisse der Maßnahme

Der Rückhalt im Einzugsgebiet der Wiedau hat in der Simulation des hundertjährigen Hochwasserereignisses eine Abminderung des Spitzenabflusses von 19,79 m³/s auf 18,05 m³/s an der Maßnahme (Worth) ergeben. Dies entspricht einer Reduzierung um 9 % (Abb. 9-41).

Bei der Simulation des fünfjährigen Bemessungshochwassers HQ_{5, Sommer} wurde an der Orstlage eine Absenkung des Spitzenabflusses von 8,85 m³/s auf 7,10 m³/s erzielt. Dies entspricht einer Reduzierung um 20 % (Abb. A - 285).

Am Zusammenfluss von Rodau und Wiedau bewirkt die Rückhaltmaßnahme eine Reduktion des hundertjährigen Spitzenabflusses um 4 % von 39,84 m³/s auf 38,33 m³/s (Abb. 9-42).

Bei der Simulation des fünfjährigen Bemessungshochwassers HQ_{5, Sommer} ergab sich eine Verringerung von 17,57 m³/s auf 15,24 m³/s. Dies entspricht einer Abminderung um 13 % (Abb. A - 286).

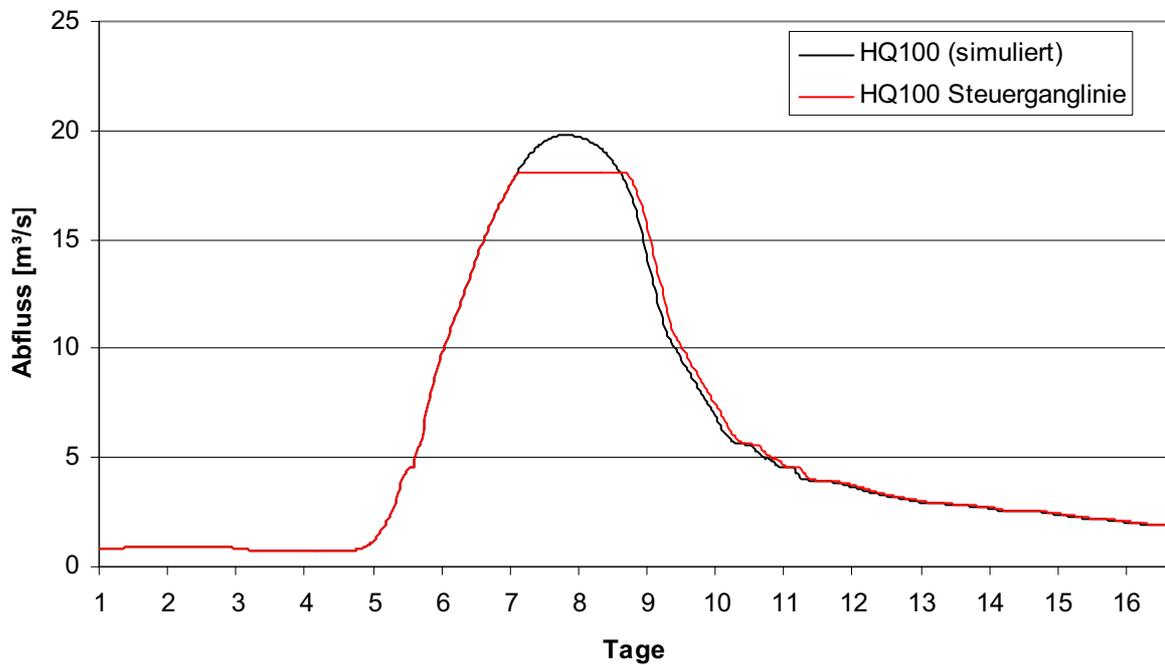


Abb. 9-41: Vergleich der Abflussganglinien an der Maßnahme (Worth) mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

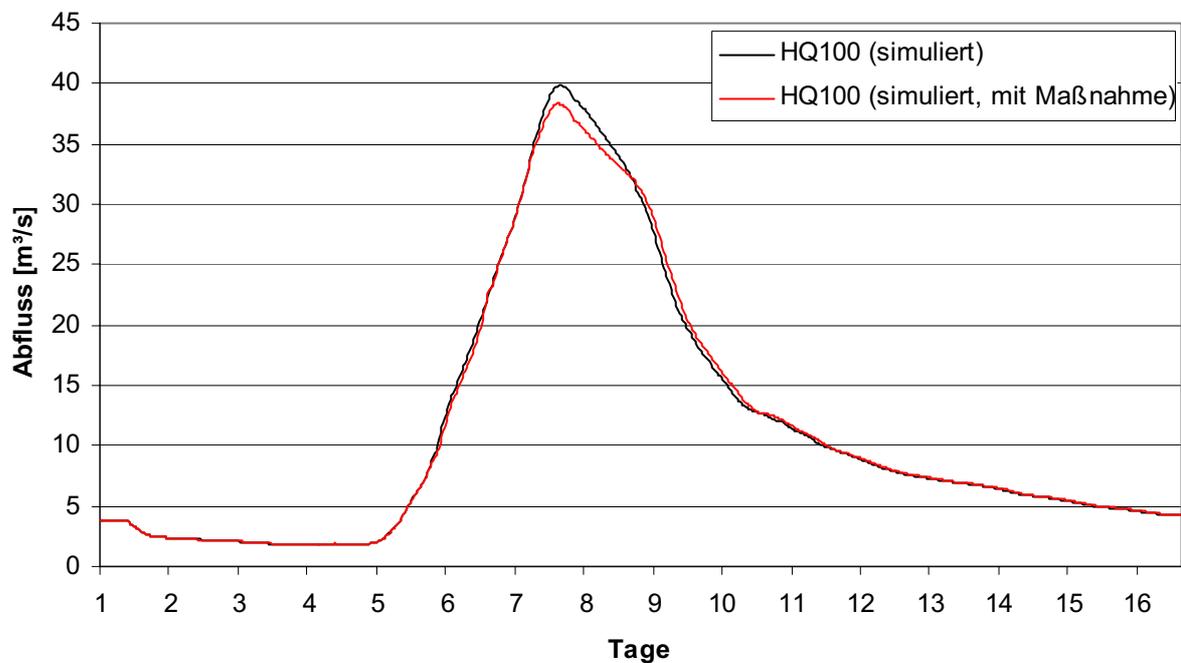


Abb. 9-42: Vergleich der Abflussganglinien am Zusammenfluss von Rodau und Wiedau mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

Das gesamte Retentionsvolumen ergibt sich im hundertjährigen Hochwasserereignis zu rund 157.000 m³. Bei einem fünfjährigen Hochwasserereignis zu rund 162.000 m³. Die Abgabezeiträume (Dauer um das zurückgehaltene Volumen wieder an das Gewässer abzugeben) sind in der Tab. 9-16 aufgeführt.

Tab. 9-16: Daten zur Rückhaltung an der Wiedau

Hochwasserereignis	Wehr	Spitzenabfluss am Ort des Einbaus	max. Abfluss nach Einbau des Wehres	Abgabezeitraum	Rückhaltevolumen
		[m ³ /s]	[m ³ /s]	[h]	[m ³]
HQ ₁₀₀	1	19,79	18,05	2,42	157.000
HQ _{5, Sommer}	1	8,85	7,10	6,38	162.000

Die Rückhaltemaßnahme an der Wiedau im Bereich der Ortslage Worth erzielt gute Ergebnisse, die sich in einer Absenkung des Spitzenabflusses von 9 % bei einem HQ₁₀₀ bzw. von 20 % für ein HQ_{5, Sommer} widerspiegeln. Im Bereich des Zusammenflusses von Rodau und Wiedau sind die Auswirkungen geringer, da die Abminderung durch den Zufluss aus der Rodau nicht mehr so stark ins Gewicht fällt. Sie belaufen sich auf eine Abminderung von 4 % (HQ₁₀₀) bzw. 13 % (HQ_{5, Sommer}).

9.9 Retention in den Bereichen „Weg zwischen den Wassern“ und „Stockfortsweg“

9.9.1 Beschreibung der Maßnahme

Am südwestlichen Rand Rotenburgs, oberhalb der gemeinsamen Mündung von Rodau und Wiedau in die Wümme, kreuzen der „Stockfortsweg“ an der Rodau und der „Weg zwischen den Wassern“ die Rodau und die Wiedau (Abb. 9-44). An diesen Stellen ist es möglich durch die Umgestaltung der Strassen und den zusätzlichen Einbau von regelbaren unterströmten Wehren an beiden Stellen die bestehende Retentionsfläche zu nutzen und den Wasserrückhalt im Einzugsgebiet zu erhöhen (Abb. 9-44).

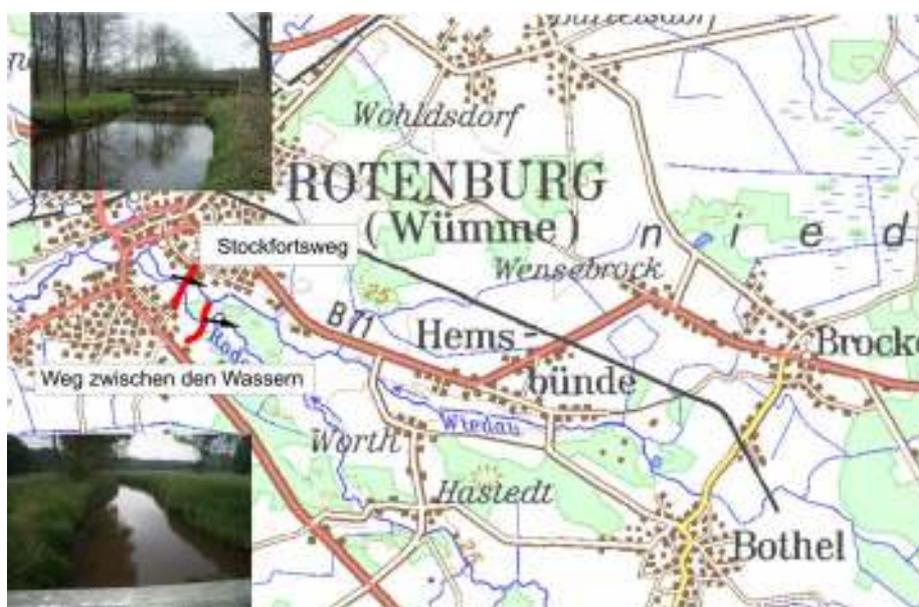


Abb. 9-43: Rodau und Wiedau im Bereich Rotenburg [LGN,2002]; Ausschnitte: Einbauorte der Wehre, oben Stockfortsweg / unten Weg zwischen den Wassern [FRANZIUS-INSTITUT, 2005]

Die durch die örtlichen Gegebenheiten und baulichen Maßnahmen zu schaffenden oder verstärkt zu nutzenden Retentionsflächen sind in Abb. 9-44 dargestellt. Sie umfassen zusammen eine Fläche von 39 ha und teilen sich mit 27 ha auf den Retentionsraum am Weg zwischen den Wassern und mit 12 ha auf den Stockfortsweg auf.

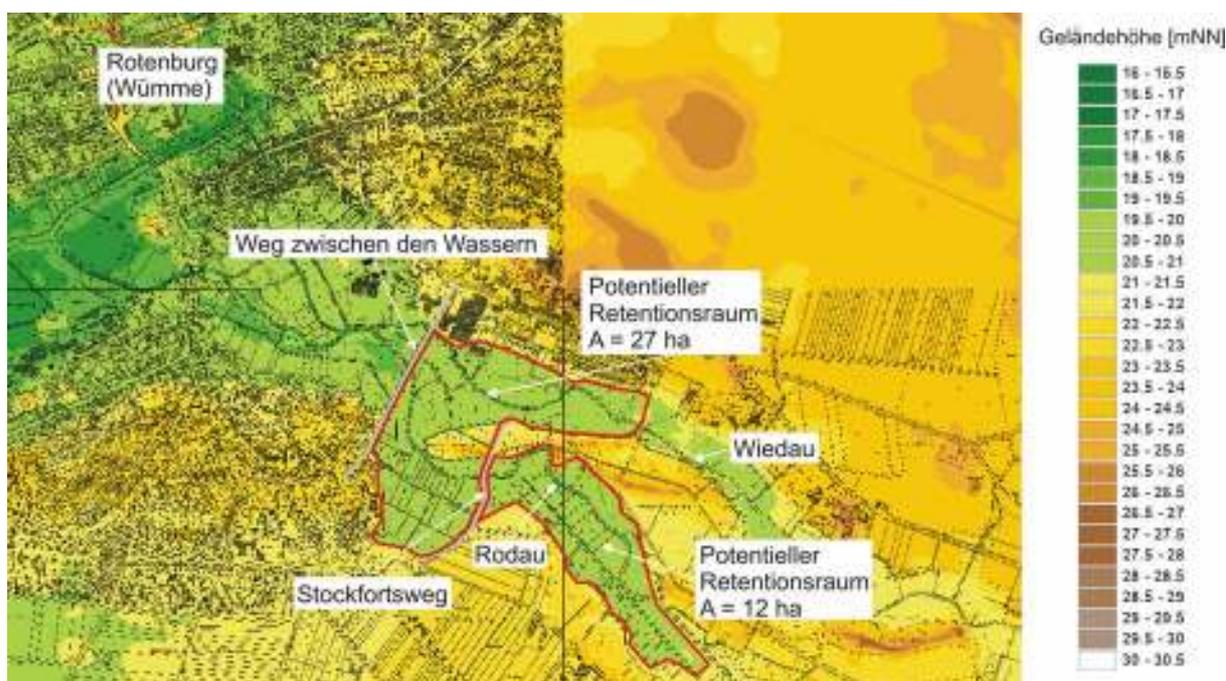


Abb. 9-44: Übersicht der Maßnahmen „Stockfortsweg“ und „Weg zwischen den Wassern“ an Rodau und Wiedau mit Lage und Geländehöhen in mNN

In Abb. 9-45 sind die Einzugsgebiete der Wiedau, der Rodau und des Hahnenbachs dargestellt. Für die Berechnung der Maßnahme werden die in Tab. 9-17 aufgeführten Abflüsse für den Bereich Rodau und Wiedau an den Pegeln Hastedt⁵ und Worth zu Grunde gelegt.

Tab. 9-17: Abflüsse von Rodau und Wiedau [NLWKN, 2005]

Pegel	A_{EO} [km ²]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]	HQ ₅ [m ³ /s]	HQ _{5Sommer} [m ³ /s]
Worth	149	20,3	14,8	9,4
Hastedt	142	19,9	14,5	9,0



Abb. 9-45: Einzugsgebiete der Wiedau, Rodau und des Hahnenbachs mit Lage der Pegel und der oberen Modellgrenzen

Bei der Voruntersuchung zu diesen Maßnahmen hat sich bei der Berechnung der Überschwemmungsflächen herausgestellt, dass für das HQ₁₀₀ bereits beide Flächen voll eingestaut werden. Somit kann nur durch Abbaggerungen und Erhöhungen von Straßenzügen weiterer Retentionsraum geschaffen werden. Beim HQ_{5,Sommer} ist am Stockfortweg eine weitere Nutzung des Retentionsraums möglich. Am Weg zwischen den Wassern ist wie beim HQ₁₀₀ das Retentionsvolumen voll ausgeschöpft. Für die weiteren Berechnungen wurde daher nur das HQ_{5,Sommer} für den Stockfortsweg untersucht und eine mögliche Abgrabung oder Erhöhung der Straßenzüge nicht weiter verfolgt. Um die in Abb. 9-44 dargestellte Retentionsfläche von etwa 12 ha zu

⁵ Der Pegel wird seit 1999 nicht mehr betrieben.

berücksichtigen, wurde ein geregeltes unterströmtes Wehr eingebaut. Zur Steuerung des Wehres wurden die in Tab. 9-18 aufgeführten Parameter benutzt.

Tab. 9-18: Parameter für die Wehrsteuerung an der Rodau und Wiedau

Bemessungshochwasser	Anfangswert	max. Wehrgeschwindigkeit	Wehrbreite	max. Änderung des Wehreneiveaus pro Iterationszeitschritt
	[mNN]	[m/s]	[m]	[m]
HQ _{5, Sommer}	25	0,001	1,5	0,5

Die Erstellung der Steuerungsdateien erfolgte analog zu den Beschreibungen aus Kapitel 9.3.1. Die Steuerganglinie für das HQ_{5, Sommer} ist dazu in Abb. 9-46 dargestellt.

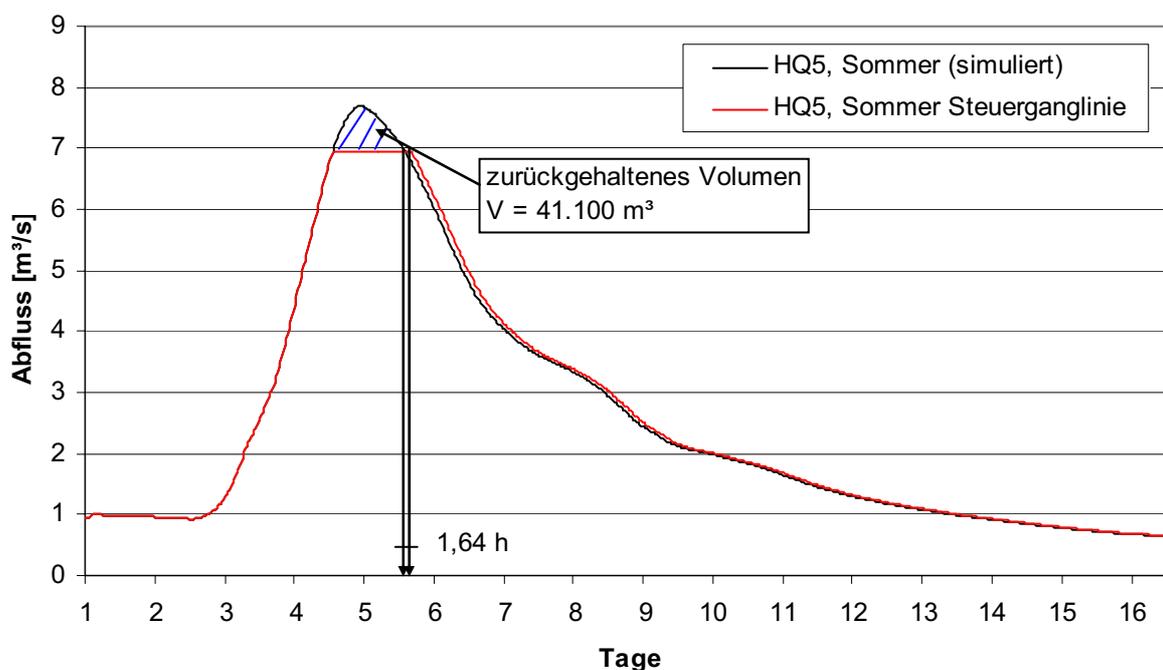


Abb. 9-46: Steuerungsganglinie des Wehres am Stockfortsweg im Vergleich zur Abflussganglinie des Bemessungshochwassers HQ_{5, Sommer}

9.9.2 Ergebnisse der Maßnahme

Bei der Simulation des fünfjährigen Bemessungshochwassers HQ_{5, Sommer} wurde an der Orstlage eine Absenkung des Spitzenabflusses von 7,69 m³/s auf 6,95 m³/s erzielt. Dies entspricht einer Reduzierung um 10 % (Abb. 9-47).

Bei der Simulation des fünfjährigen Bemessungshochwassers $HQ_{5, \text{Sommer}}$ ergab sich eine Verringerung von $17,57 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $16,85 \text{ m}^3/\text{s}$ am Zusammenfluss von Rodau und Wiedau. Dies entspricht einer Abminderung um 4 % (Abb. 9-48).

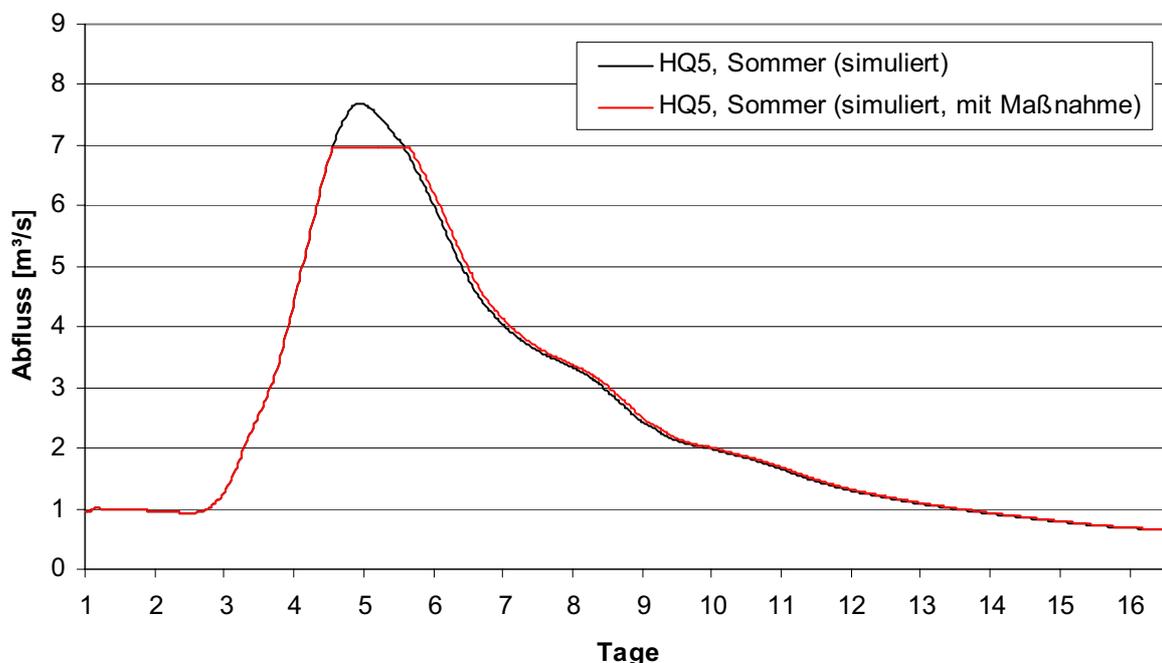


Abb. 9-47: Vergleich der Abflussganglinien an der Maßnahme (Stockfortsweg) mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser $HQ_{5, \text{Sommer}}$

Das gesamte Retentionsvolumen ergibt sich bei einem fünfjährigen Hochwasserereignis zu rund 41.100 m^3 . Die Abgabezeitraum (Dauer um das zurückgehaltene Volumen wieder an das Gewässer abzugeben) beträgt 1,64 Stunden. Da es sich bei der Maßnahme an der Rodau um ein sehr begrenztes Rückhaltevolumen handelt, sind auch die Abflussminderungen mit 10 % an der Maßnahme und 4 % am Zusammenfluss von Rodau und Wiedau sehr gering.

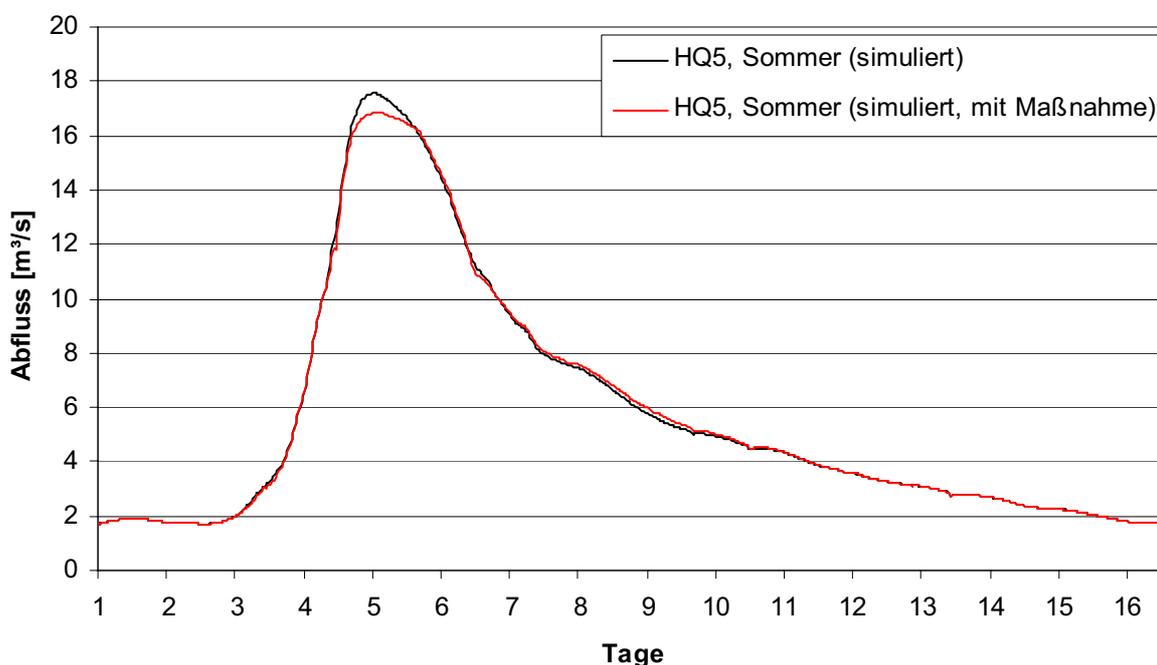


Abb. 9-48: Vergleich der Abflussganglinien am Zusammenfluss von Rodau und Wiedau mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ_{5, Sommer}

9.10 Anschluss von Altarmen im Bereich der Mittleren Wümme

9.10.1 Beschreibung der Maßnahme

Diese Maßnahme beruht auf dem 1996 aufgestellten Gewässerentwicklungsplan für den Abschnitt der Wümme zwischen Rotenburg (Amtsbrücke) und der Bundesautobahn 1 im Landkreis Rotenburg. Zwischen 1927 und 1936 wurde die Wümme in diesem Bereich unter Zugrundelegung einer Abflussspende von 29 l/s*km² (entspricht einem Abfluss von ca. 2,0 m³/s) ausgebaut und begradigt. Dies hat ein größeres Längsgefälle und damit eine höhere Fließgeschwindigkeit zur Folge. Zur Vermeidung hoher Fließgeschwindigkeiten wurden fünf Stauschleusen gebaut. Sie haben die zusätzliche Funktion über Bewässerungsbauwerke und ein Bewässerungsgrabensystem die Wümmeniederung mit Wasser zu versorgen [NLWKN, 2000].

Als Entwicklungsziel wird für diesen Bereich unter anderem die Förderung und / oder Wiederherstellung naturnaher Abflussverhältnisse genannt. Eine mögliche Maßnahme ist die Anbindung noch vorhandener Altarme (Abb. 9-49) und die Wiederherstellung einzelner großer Flussschleifen und Nebenarme im Bereich der Oberen Wümme [NLWKN, 2000].

Im Rahmen dieser Maßnahme werden acht noch vorhandene Altarme der Wümme wieder an das ursprüngliche Gewässer angebunden. Der Fließweg in der Wümme wird dadurch um rund 2 km verlängert. Die Abzweigung und der Wiederanschluss an das Hauptgerinne erfolgen über Sohlgleiten. Die ausgebauten und begradigten Fließstrecken werden zusätzlich durchflossen.

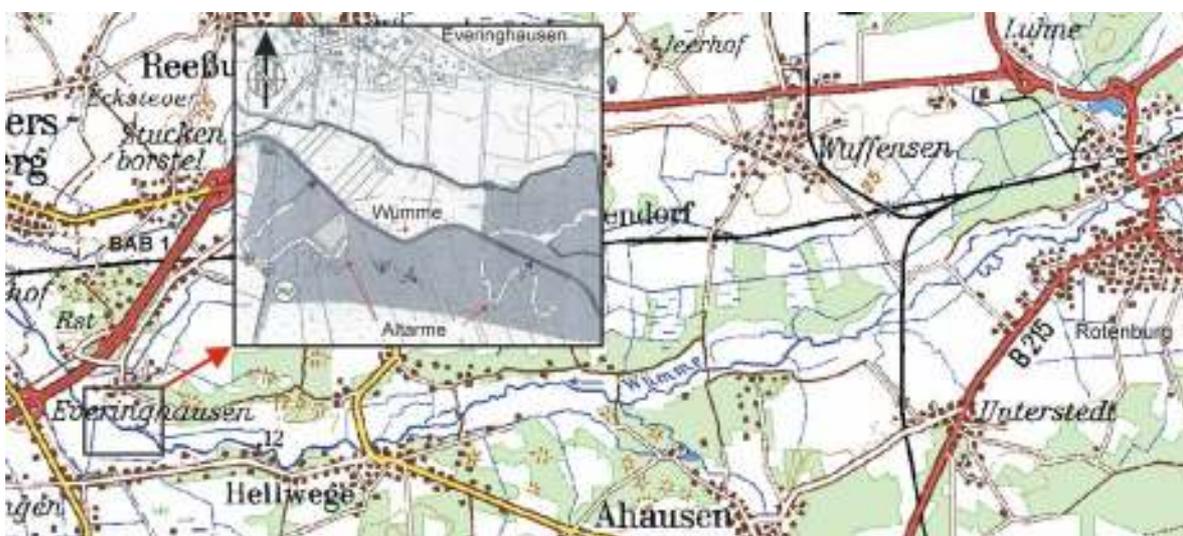


Abb. 9-49: Obere Wümme zwischen Rotenburg und der Bundesautobahn 1 [LGN, 2002]; vergrößerte Darstellung: Altarme der Wümme im Bereich Everinghausen [NLWKN, 2000]

Zur Untersuchung der Effektivität dieser Maßnahme wurde das instationäre Gesamtmodell des Gewässernetzes Hamme, Wümme und Lesum mit dessen Nebenflüssen verwendet.

Der Verlauf der acht Altarme wurde aus dem Gewässerentwicklungsplan Wümme entnommen. Da für die Altarme keine Querschnittsprofile zur Verfügung standen, wurde die Geometrie des Hauptgerinnes an den beiden Anschlussstellen der jeweiligen Altarme übernommen (Abb. 9-50). Zwischen den Anschlussstellen wurden die Profile der Altarme linear interpoliert.

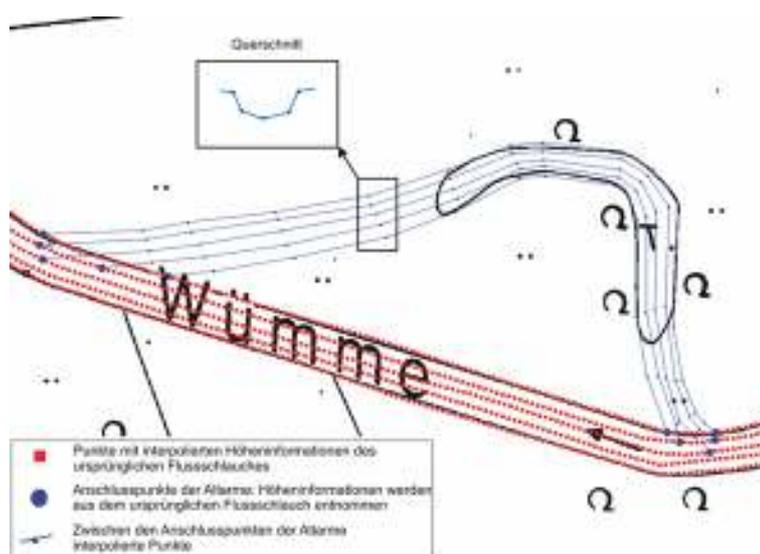


Abb. 9-50: Anbindung der Wümme-Altarme

Anschließend wurden die acht Altarme in das digitale Geländemodell (DGM) der Oberen Wümme eingebettet. Abb. 9-51 zeigt das resultierende DGM im Bereich der Bundesautobahn 1 und Everinghausen.

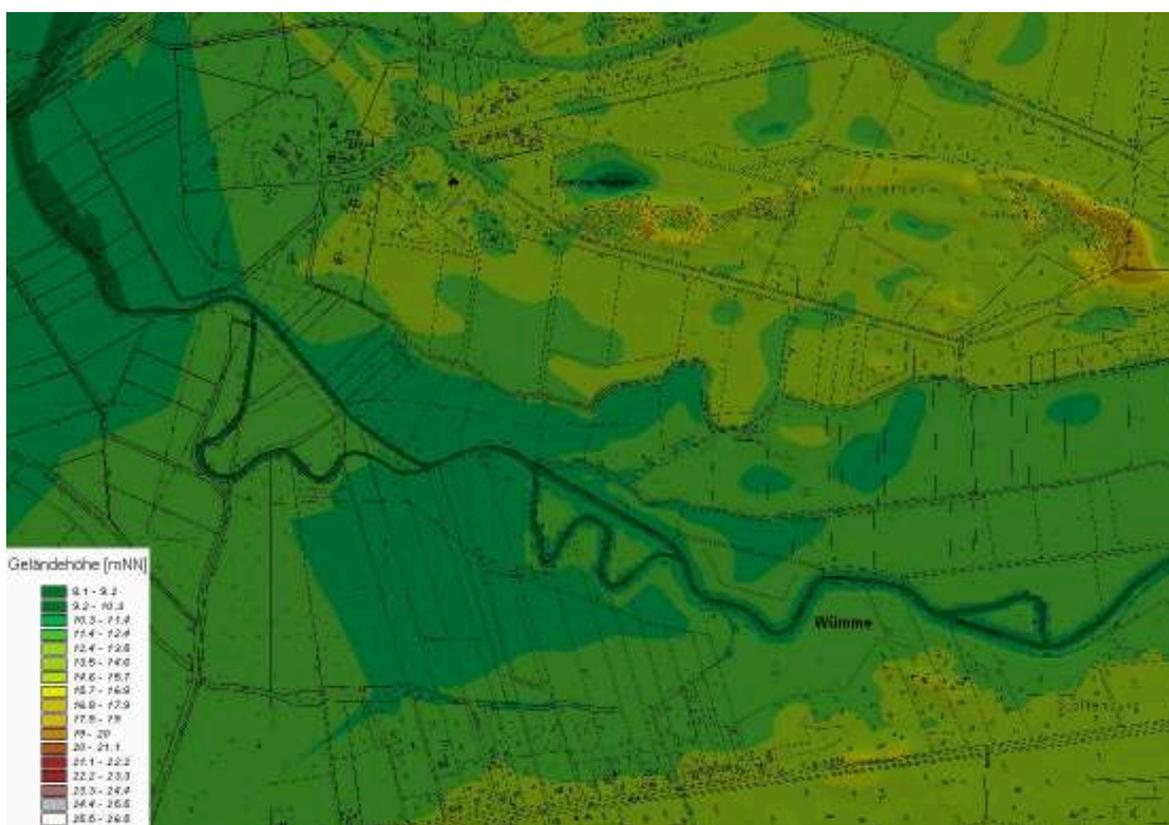


Abb. 9-51: Digitales Geländemodell der Wümme mit angeschlossenen Altarmen im Bereich Everinghausen

9.10.2 Ergebnisse der Maßnahme

Der Anschluss der acht Altarme zwischen Rotenburg und der Bundesautobahn 1, hatte auf das Abflussverhalten nur geringe Auswirkungen. Bei einem Vergleich der Abflussganglinien des hundertjährigen Bemessungshochwassers am Pegel Hellwege-Schleuse ergab sich nur ein beschleunigter Abfluss des Hochwasserscheitels um ca. 1 Stunde. Das gleiche Ergebnis wurde für das $HQ_{5, \text{Sommer}}$ erzielt.

9.11 Vermehrte Rückhaltung in Regenrückhaltebecken und Mühlenteichen

Im Untersuchungsgebiet sind im Bereich der Nebenflüsse der Wümme Mühlenteiche zu finden. Diese Mühlenteiche können, sofern eine hinreichende Vorwarnzeit vor dem Eintreffen der Hochwasserwelle besteht, mit relativ einfachen Mitteln zu einer vermehrten Hochwasserrückhaltung herangezogen werden. Im Einzugsgebiet der Wümme soll der mit Hilfe dieser Maßnahmen erzielbare Effekte für vier verschiedene Mühlenteiche und zwei Regenrückhaltebecken untersucht werden (Tab. 9-19).

Tab. 9-19: Mühlenteiche und Regenrückhaltebecken im Einzugsgebiet der Wümme

Einzugsgebiet	Teich	Größe [m ²]
Fintau	Mühlenteich Eggersmühlen	43.000
Veerse	Lünzener Mühle	28.000
Ahauser Bach	Ahauser Mühle	20.000
Westerholzer Kanal	RRB an der B 75	68.000
Visselbach	RRB in Visselhövede	33.380

Für die Schaffung von Retentionsvolumen wurde der Wasserspiegel im jeweiligen Mühlenteiche vor einem Hochwasserereignis abgesenkt. Die Tiefe der Mühlenteiche und damit die maximal mögliche Absenkung des Wasserspiegels waren nicht bekannt. Daher wurde von einer möglichen Absenkung um 2 m ausgegangen.

Zudem wurde bei der Berechnung des potentiellen Retentionsvolumens angenommen, dass die Uferböschungen der Teiche senkrecht abfallen.

9.11.1 Mühlenteich „Eggersmühlen“ an der Fintau

9.11.1.1 Beschreibung der Maßnahme

Der Mühlenteich Eggersmühlen liegt in der Nähe der Ortschaft Eggersmühlen und wird von der Fintau durchflossen. Der Mühlenteich hat eine Fläche von 4,3 ha, dient als Wasserspeicher und wird für den Betrieb der Mühle bewirtschaftet.



Abb. 9-52: Fintau im Bereich Eggersmühlen [LGN, 2002]; vergrößerte Darstellung: Mühlenteich Eggershausen [NLWKN, 2004]

Der Mühlenteich Eggersmühlen liegt oberhalb der Modellgrenze des numerischen Simulationsmodells (Abb. 9-54). Aus diesem Grund wird die Maßnahme nicht über eine Veränderung der Geometrie, sondern über eine modifizierte Randbedingung in das Modell eingebunden. Die für die Untersuchung angesetzten Abflüsse sind in Tab. 9-20 dargestellt.

Tab. 9-20: Abflüsse der Fintau am Pegel Lauenbrück [NLWKN, 2005] und oberhalb von Eggersmühlen (flächengewichtet)

Gewässer	A_{EO} [km ²]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]	HQ ₅ [m ³ /s]	HQ _{5Sommer} [m ³ /s]
Fintau	96	12,5	7,5	6,1
oberhalb Eggersmühlen	18,9	2,463	1,478	1,202

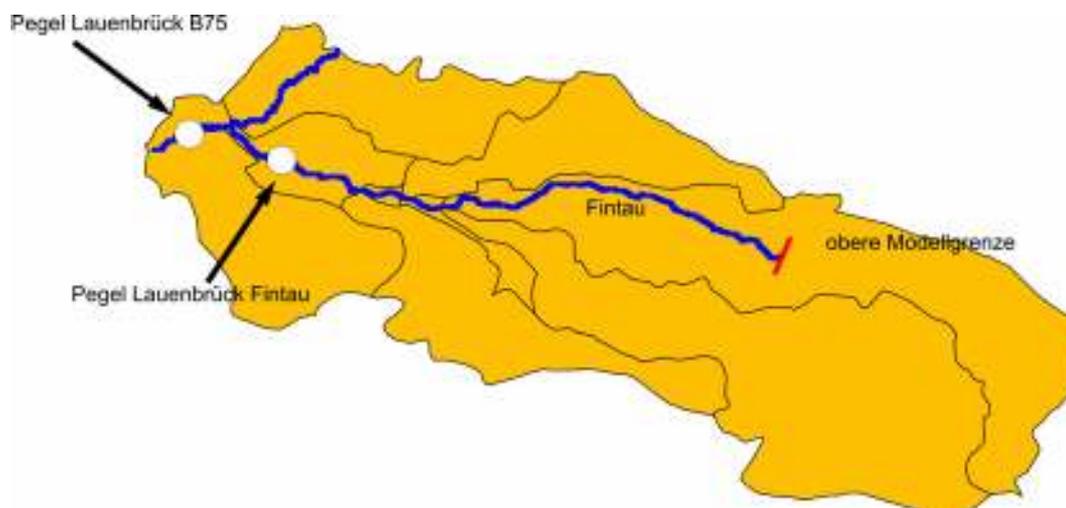


Abb. 9-53: Einzugsgebiete der Fintau mit Lage des Pegels Lauenbrück und der oberen Modellgrenze

Für die Untersuchung wurden die Abflussganglinien der HQ₁₀₀ bzw. HQ_{5, Sommer} Ereignisse im Einzugsgebiet EG1 (Fintau) verändert. Im Folgenden wird die Vorgehensweise am Beispiel der Abflussganglinie des Bemessungshochwassers HQ₁₀₀ erläutert. Abb. 9-55 zeigt die zu modifizierende Abflusskurve für den Simulationszeitraum.

Die Erzeugung der neuen Randbedingungen für die Bemessungshochwasser HQ₁₀₀ und HQ_{5, Sommer}, erfolgt in zwei Schritten:

Im ersten Schritt wird eine Trennlinie durch die Ausgangsabflussganglinie gelegt und das oberhalb dieser Trennlinie liegende Volumen berechnet (Abb. 9-56). Ziel ist dabei einen Abflusswert zu ermitteln, auf dessen Höhe die Trennlinie gesetzt werden muss, um ein im Vorhinein festgelegtes Volumen abschneiden zu können. Je nach Zielsetzung und Absenkung der Wasserspiegellage ergeben sich unterschiedliche Volumina.

Am Mühlenteich „Eggersmühlen“ ergibt sich für eine Absenkung der Wasserspiegellage um zwei Meter ein Retentionsvolumen von ca. 86.000 m³. Aus Gründen der Sicherheit wurde mit einem verringertem Volumen von $V_2 = 82.500 \text{ m}^3$ gerechnet.

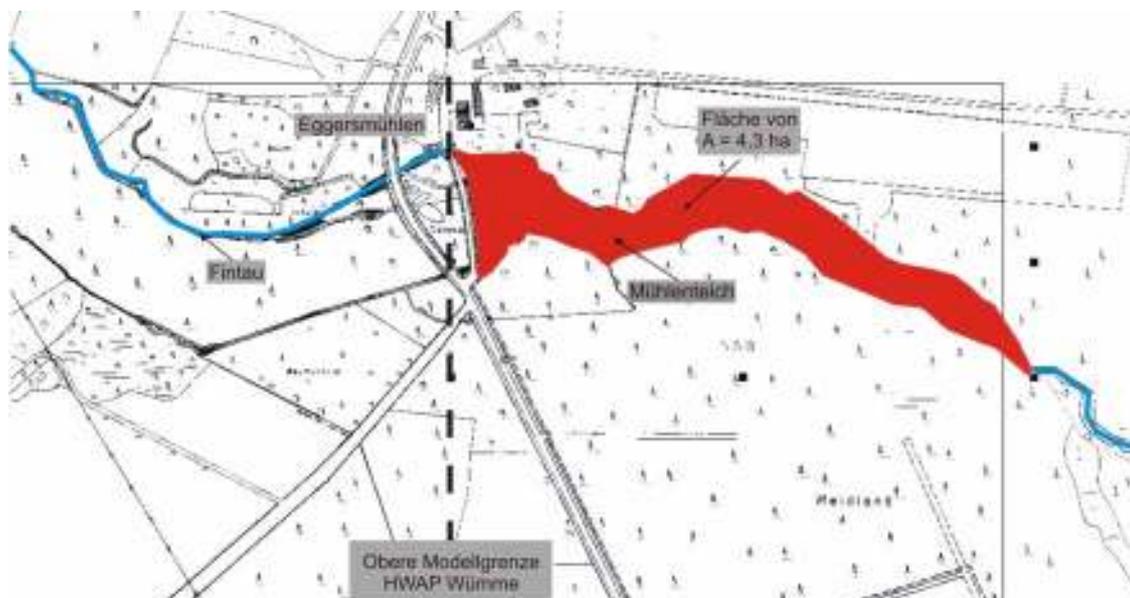


Abb. 9-54: Mühlenteich „Eggersmühlen“ [DGK5 Blattschnitt, LGN]

Im zweiten Schritt wird das im Hochwasserscheitel abgeschnittene Volumen der Abflussganglinie wieder zugeführt. Da die Absenkung der Wasserspiegellage des Teiches vor Eintreffen der Hochwasserwelle geschehen muss, wird das abgeschnittene Volumen vor das Ereignis umverteilt (Abb. 9-57). Ausgehend vom Zeitpunkt an dem die Trennlinie die Abflusskurve zum ersten Mal schneidet, wird das Volumen stückweise rückwärts der ursprünglichen Abflusskurve aufaddiert, bis es der Kurve wieder vollständig zugeführt wurde. Der Abflusswert auf Höhe der Trennlinie darf dabei nicht überschritten werden.

Für die Berechnung wurde ein sprunghafter Anstieg des Abflusses angesetzt (von mittleren Abfluss auf Entleerungsabfluß). Bei ausreichender Vorwarnzeit vor einem Hochwasserereignis sollte jedoch eine für das Gewässer verträglichere Steigerung des Abflusses und somit Entleerung des Teiches durchgeführt werden. Da im Rahmen dieser Untersuchung jedoch in erster Linie die Fragestellung nach dem Retentionspotential der Mühlenteiche im Vordergrund stand, wurde auch bei der Untersuchung der anderen Teiche die oben beschriebene Variante verwendet.

Abb. 9-58 zeigt die modifizierte Abflussganglinie des Teileinzugsgebiets EG1 der Fintau ausgehend vom zugehörigen Bemessungshochwasser HQ_{100} bei einer Absenkung der Wasserspiegellage im Teich von zwei Metern. Diese modifizierte Abflussganglinie dient als neue Randbedingung. Die modifizierte Randbedingung für das $HQ_{5, \text{Sommer}}$ Ereignis ist im Anhang dargestellt (Abb. A - 287).

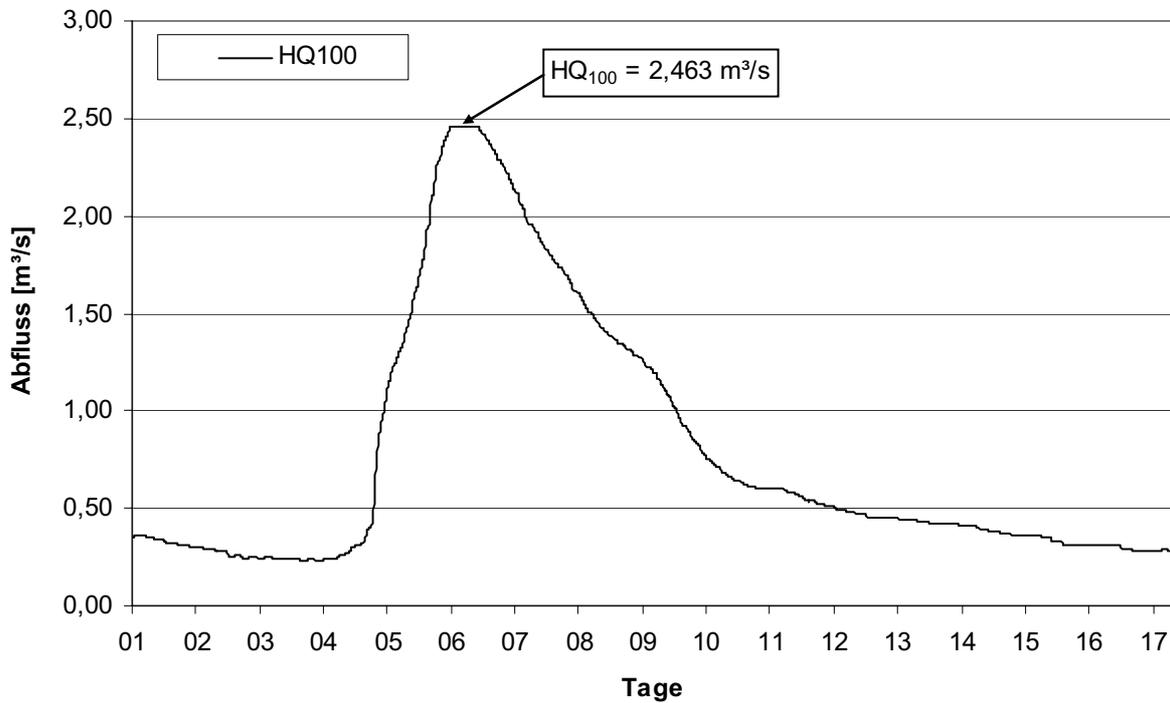


Abb. 9-55: Abflusskurve des Bemessungshochwassers HQ_{100} des Teileinzugsgebiets EG1 der Fintau

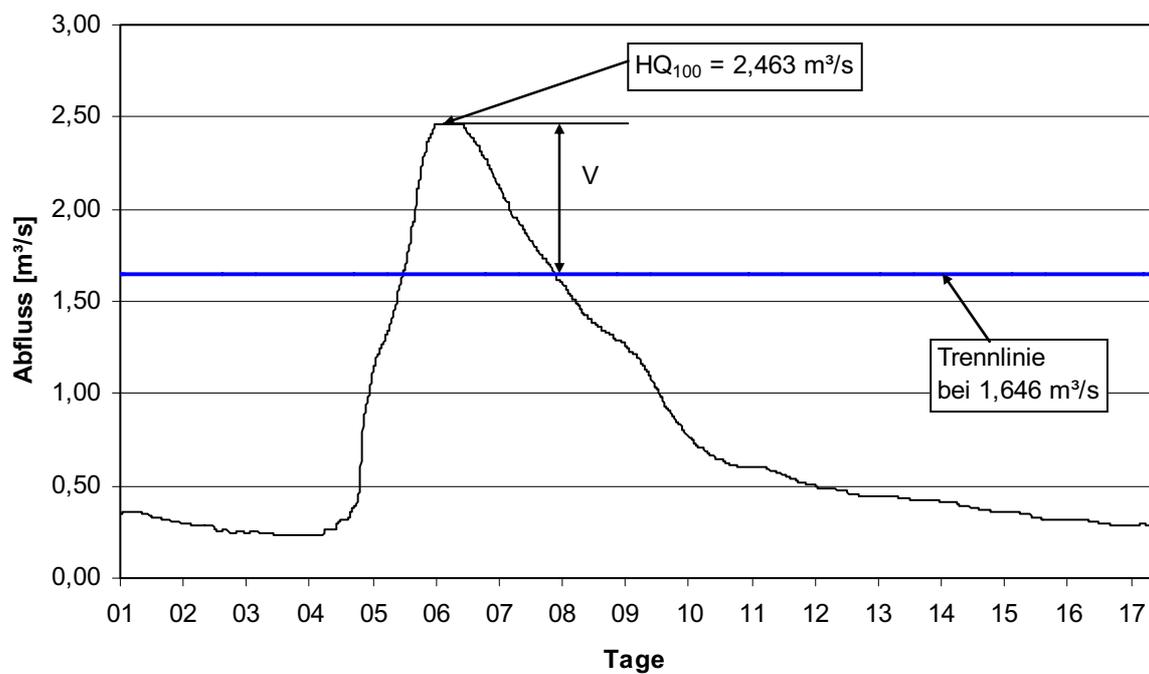


Abb. 9-56: Bestimmung des abzutrennenden Volumens V (Absenkung des Wasserspiegels um 2m)

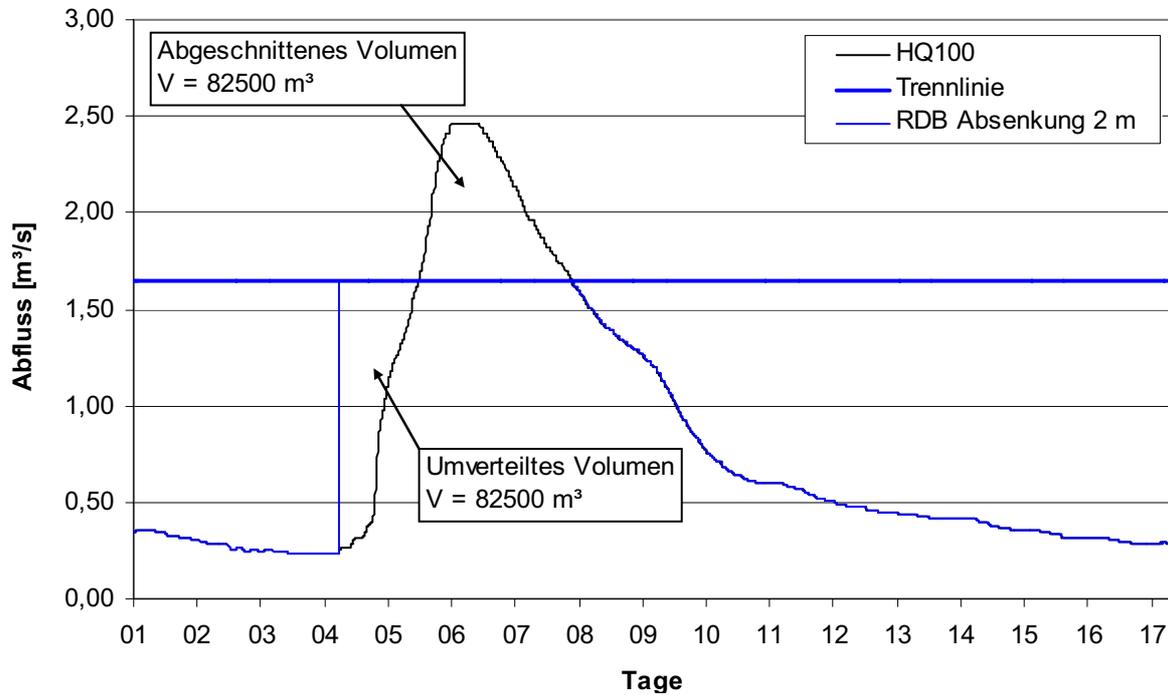


Abb. 9-57: Prinzip der Umverteilung des abgeschnittenen Volumens V

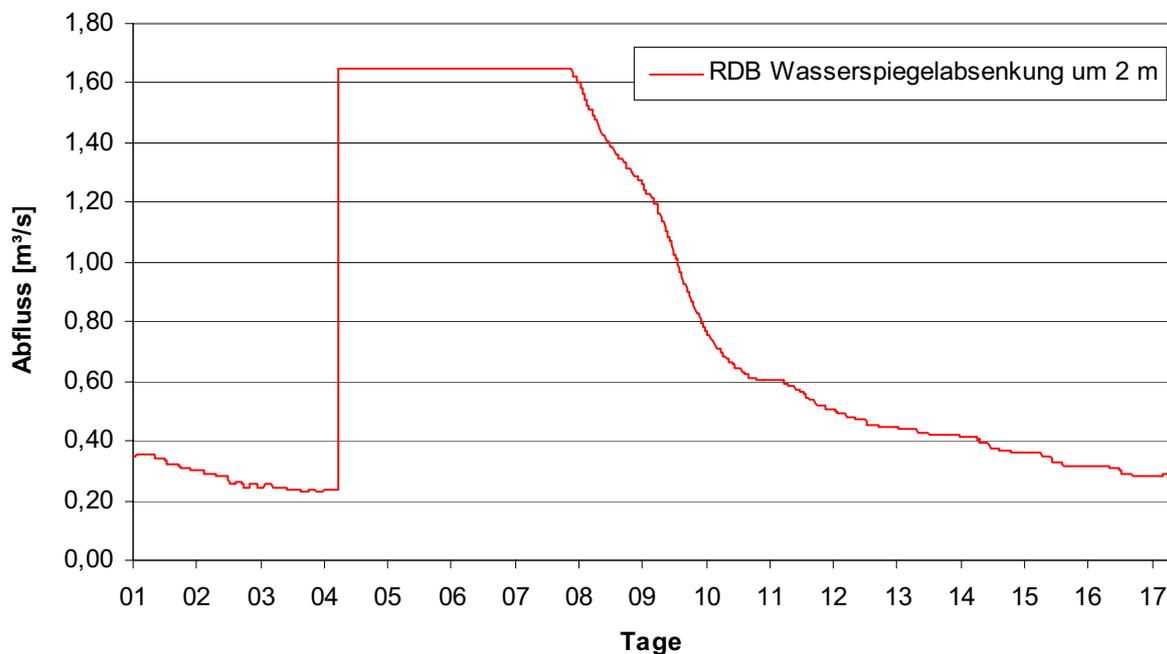


Abb. 9-58: Modifizierte Abflusskurve des Bemessungshochwassers HQ_{100} des Teileinzugsgebiets EG1 der Fintau bei einer Absenkung der Wasserspiegellage im Teich von zwei Meter

9.11.1.2 Ergebnisse der Maßnahme

Der Mühlenteich „Eggersmühlen“ befindet sich direkt am Übergang des ersten in das zweite Teileinzugsgebiet der Fintau. Wie bereits in Kapitel 6.1.1 erläutert, bildet dieser Bereich die obere Grenze des Modellgebiets. Das bedeutet, dass die im Zuge dieser Maßnahme veränderten Abflussganglinien des Bemessungshochwassers HQ_{100} als obere Randbedingung für das Modell der Fintau dienen. Die Simulationsergebnisse decken sich entsprechend mit den modifizierten Abflussganglinien des Teileinzugsgebiets EG1 der Fintau (Abb. 9-58). Abb. 9-59 zeigt den Einfluss der Maßnahme auf den Abfluss für das Bemessungshochwasser HQ_{100} am Auslass des Mühlenteiches.

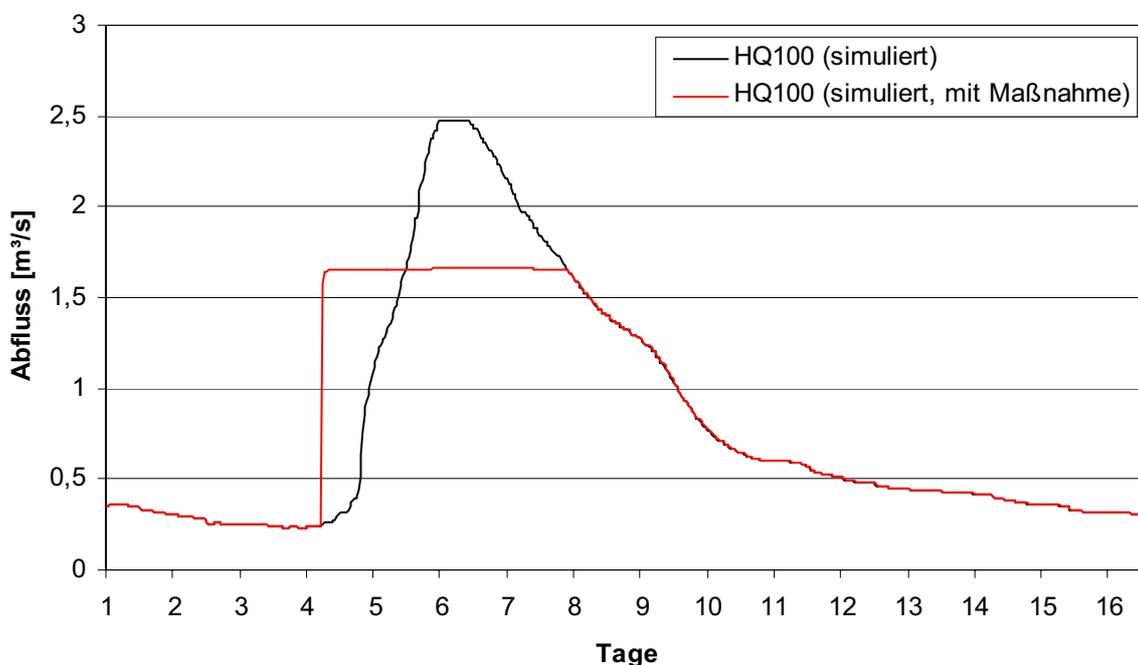


Abb. 9-59: Abfluss am „Mühlenteich Eggersmühlen“ bei einer Wasserspiegelabsenkung um zwei Meter (Bemessungshochwasser HQ_{100})

Den am Pegel Lauenbrück mit der gleichen Maßnahme erzielten Effekt zeigt Abb. 9-60.

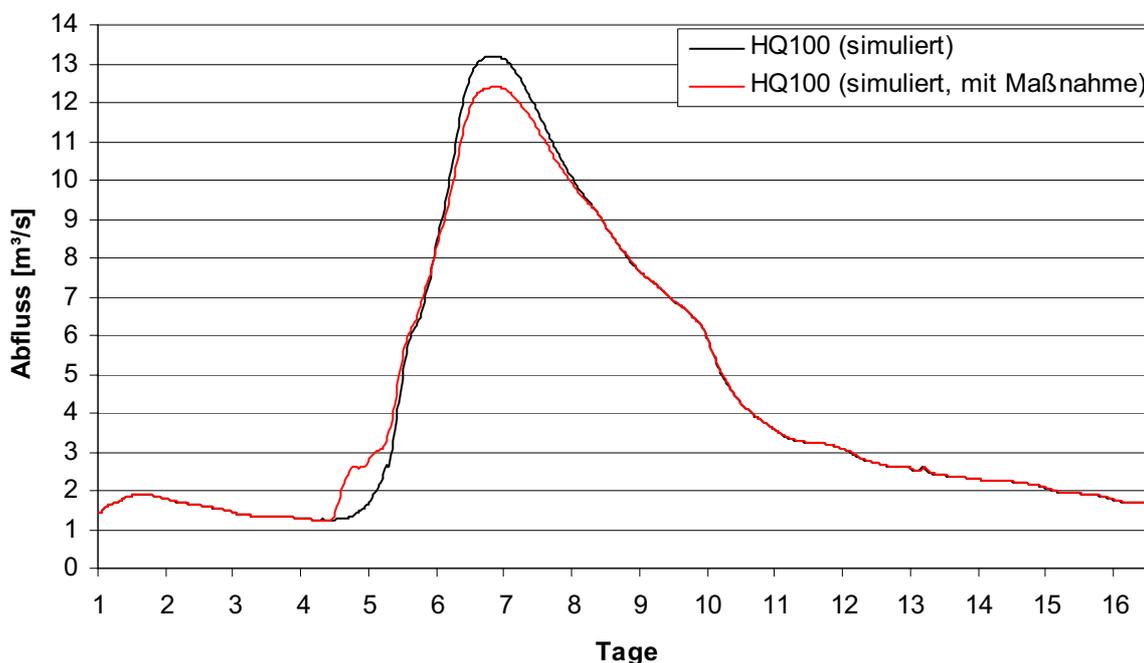


Abb. 9-60: Abfluss am Pegel Lauenbrück bei einer Wasserspiegelabsenkung um zwei Meter am „Mühlenteich Eggersmühlen“ (Bemessungshochwasser HQ₁₀₀)

In Tab. 9-21 sind die erzielten Veränderungen des Abflusses am Auslass des Mühlenteiches und am Pegel Lauenbrück für das Bemessungshochwasser HQ₁₀₀ aufgeführt.

Tab. 9-21: Abflussreduzierung am Auslass des „Mühlenteiches Eggersmühlen“ und am Pegel Lauenbrück für ein HQ₁₀₀

Ort	HQ ₁₀₀ [m³/s]	Q _{Maßnahme} [m³/s]	Differenz [m³/s]
Auslass	2,46	1,65	0,82
Pegel Lauenbrück	13,19	12,40	0,79

Die für ein Bemessungshochwasser HQ_{5, Sommer} am Auslass des Teiches und am Pegel Lauenbrück erzielten Simulationsergebnisse sind in Tab. 9-22 zusammengestellt.

Tab. 9-22: Abflussreduzierung am Auslass des „Mühlenteiches Eggersmühlen“ und am Pegel Lauenbrück für ein HQ_{5, Sommer}

Ort	HQ _{5, Sommer} [m³/s]	Q _{Maßnahme} [m³/s]	Differenz [m³/s]
Auslass	1,20	0,67	0,53
Pegel Lauenbrück	6,40	5,89	0,51

Aus Abb. 9-60 und Tab. 9-21 bzw. Tab. 9-22 ist zu entnehmen, dass der durch die Maßnahme erzielte Effekt im Hinblick auf den Abfluss auch am Pegel Lauenbrück noch vorhanden ist.

Die Differenzen in den Ergebnissen im Vergleich zum HQ_{100} erklären sich dadurch, dass im Gegensatz zu allen anderen Abflussganglinien die des Bemessungshochwassers $HQ_{5, \text{Sommer}}$ an der Fintau nicht synthetisch erzeugt wurde. Stattdessen wurde ein an der Fintau real abgelaufenes Ereignis mit gleichem Spitzenabfluss wie ein $HQ_{5, \text{Sommer}}$ angesetzt. Dieses Ereignis war in der Fülle etwas breiter als eine synthetisch erzeugte Abflussganglinie des Bemessungshochwassers $HQ_{5, \text{Sommer}}$, so dass bei gleicher Absenkung im Teich der erzielte Effekt geringer ausfiel.

Der Einfluss der Maßnahme „Mühlenteich Eggersmühlen“ auf den Wasserstand am Auslass des Teiches und am Pegel Lauenbrück für die Bemessungshochwasser HQ_{100} und $HQ_{5, \text{Sommer}}$ sind in Tab. 9-23 zusammengefasst.

Tab. 9-23: Einfluss der Maßnahme „Mühlenteich Eggersmühlen“ auf den Wasserstand am Auslass des Teiches und am Pegel Lauenbrück für ein HQ_{100} bzw. $HQ_{5, \text{Sommer}}$

Ort	W HQ_{100} [mNN]	W Maßnahme [mNN]	Differenz [mNN]
Auslass	45,70	45,53	0,17
Pegel Lauenbrück	30,51	30,48	0,03
Ort	W $HQ_{5, \text{Sommer}}$ [mNN]	W Maßnahme [mNN]	Differenz [mNN]
Auslass	45,38	45,23	0,15
Pegel Lauenbrück	30,23	30,19	0,04

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Maßnahme kaum Einfluss auf den Wasserstand im Bereich des Pegels Lauenbrück hat. Die Verringerung des Wasserstandes am Auslass des Teiches hat sich am Pegel nahezu ausgeglichen.

Die Simulationsergebnisse stellen das erreichbare Optimum dar, da die Abflussganglinien der Ereignisse schon bekannt waren und somit der ideale Zeitpunkt zum Ablassen des Teiches berechnet werden konnte. Es ist davon auszugehen, dass der Teich unter realen Verhältnissen ohne frühzeitige Kenntnis über die Entstehung eines Hochwassers nicht rechtzeitig vor Anlaufen der Hochwasserwelle abgesenkt worden wäre, da damit schon bei Mittelwasserverhältnissen hätte begonnen werden müssen.

Die Maßnahme hat keine Bedeutung für den überregionalen Hochwasserschutz. Auch regional ist kaum ein Einfluss zu erzielen. Um mit dieser Maßnahme effektiven Hochwasserschutz betreiben zu können, müsste der Wasserspiegel im Mühlenteich „Eggersmühlen“ stärker abgesenkt werden. Für eine Reduzierung des Spitzenabflusses des HQ₁₀₀ – Ereignisses am Auslass des Teiches von 2,46 m³/s auf z.B. etwa 1,0 m³/s wird ein Retentionsvolumen von ca. 260.000 m³ benötigt. Um dieses Volumen bereitstellen zu können müsste der Wasserspiegel im Mühlenteich „Eggersmühlen“, bei senkrechten Uferböschungen, um mehr als 6 m abgesenkt werden. Eine in der Realität nur schwer umzusetzende Bedingung. Senkrechte Uferböschungen in dieser Größenordnung werden sich nicht ohne einen massiven Eingriff standsicher herstellen lassen. Zudem wird eine sehr lange Vorwarnzeit benötigt um den Teich vor der Hochwasserwelle rechtzeitig absenken zu können. In dem oben genannten Beispiel wären mindestens 36 Stunden Vorwarnzeit nötig.

Die Abbildungen der übrigen Ergebnisse, insbesondere für das HQ_{5, Sommer} Ereignis sind im Anhang zusammengestellt (Abb. A - 288 bis Abb. A - 293).

9.11.2 Mühlenteich „Lünzener Mühle“ an der Veerse

9.11.2.1 Beschreibung der Maßnahme

Der Mühlenteich „Lünzener Mühle“ liegt südlich der Ortschaft Lünzen an der Landstraße L 170 (Abb. 9-63). Der Mühlenteich wird für den Betrieb der Mühle genutzt. Zu diesem Zweck wird er über bewegliche Klappen bewirtschaftet.



Abb. 9-61: Mühlenteich Lünzen an der Veerse [LGN, 2002]; Ausschnitt: links Mühle Lünzen von unterstrom, rechts Mühlenteich Lünzen [NLWKN, 2004]

Mit einer Fläche von ca. 28.000 m² bietet er deutlich weniger Rückhaltmöglichkeiten als der zuvor betrachtete Mühlenteich „Eggersmühlen“ an der Fintau. Wie an der Fintau soll eine Wasserstandsabsenkung des Teiches um 2 m durchgeführt werden.

Die Implementierung der Absenkung an der Lünzener Mühle wird durch eine modifizierte Randbedingung des Teileinzugsgebietes EG3 in das Modell eingebunden. Die für die Berechnung wichtigen Abflüsse sind in Tab. 9-24 dargestellt.

Tab. 9-24: Abflüsse der Veerse am Pegel Veerse [NLWKN, 2005]

Pegel	A _{EO} [km ²]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]	HQ ₅ [m ³ /s]	HQ _{5Sommer} [m ³ /s]
Veerse	110	13,8	8,3	7,0



Abb. 9-62: Einzugsgebiete der Veerse mit Lage des Pegels Veerse und der oberen Modellgrenze



Abb. 9-63: Mühlenteich „Lünzener Mühle“ [DGK5 Blattschnitt, LGN]

Die modifizierten Randbedingungen zeigen die Abb. A - 294 und Abb. A - 295.

9.11.2.2 Ergebnisse der Maßnahme

Die mit Hilfe der Maßnahmen gedämpften Abflussganglinien am Auslass des Mühlenteichs „Lünzener Mühle“ für das HQ₁₀₀ zeigt Abb. 9-64.

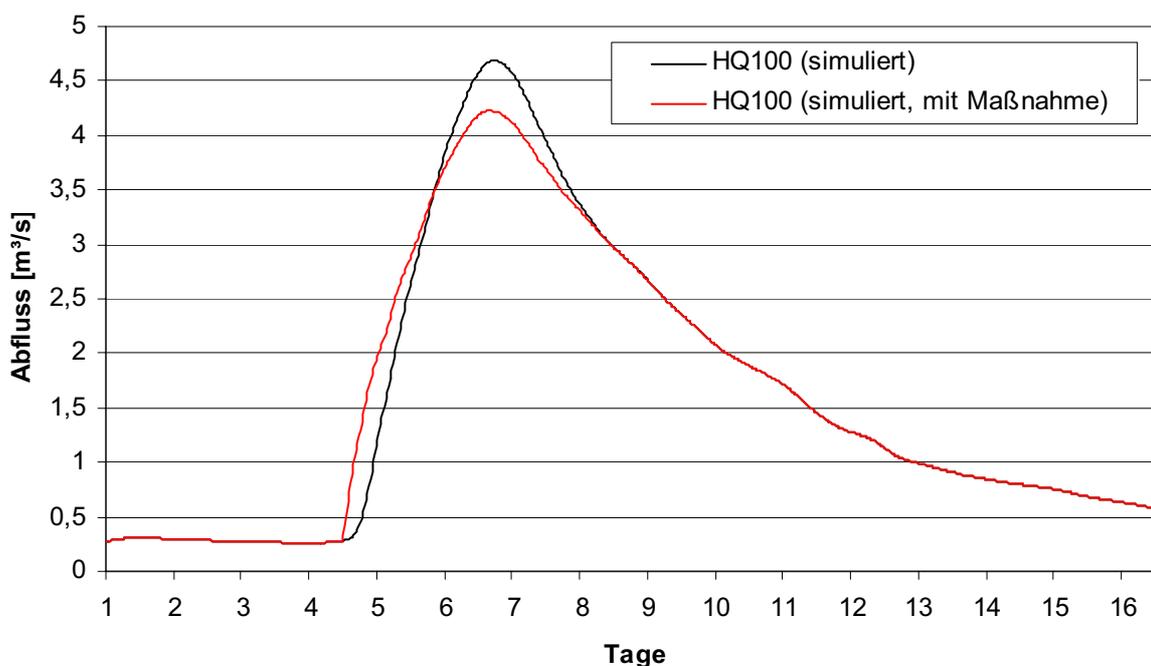


Abb. 9-64: Abfluss am „Mühlenteich Lünzener Mühle“ bei einer Wasserspiegelabsenkung um zwei Meter (Bemessungshochwasser HQ₁₀₀)

Mit einer Verringerung des Spitzenabflusses von $Q = 0,49 \text{ m}^3/\text{s}$ (11,1 %) bei einer Absenkung um zwei Meter ist der erzielte Effekt gering.

Der Effekt der gleichen Maßnahme auf das HQ₁₀₀ – Ereignis am Pegel Veerse ist in Abb. 9-65 dargestellt.

Nach Angaben des NLWKN Verden wird am Pegel Veerse im Fall eines HQ₁₀₀ ein Spitzenabfluss von $Q = 13,8 \text{ m}^3/\text{s}$ erwartet. Simuliert wurde ein Abfluss von $Q = 13,25 \text{ m}^3/\text{s}$. Das entspricht einer Abweichung von etwa 4 %. Mögliche Gründe für diese Abweichung wurden bereits in Kapitel 7.1 erläutert.

Mit Hilfe der Maßnahme konnte eine Verringerung des Spitzenabflusses des Bemessungshochwassers HQ₁₀₀ am Pegel Veerse von ca. 1,8 % bei einer Absenkung des Teiches vor dem Ereignis um einen Meter und etwa 3,1 % bei einer Absenkung des Teiches um zwei Meter erreicht werden. Eine überregionale Bedeutung ist darum nicht erkennbar.

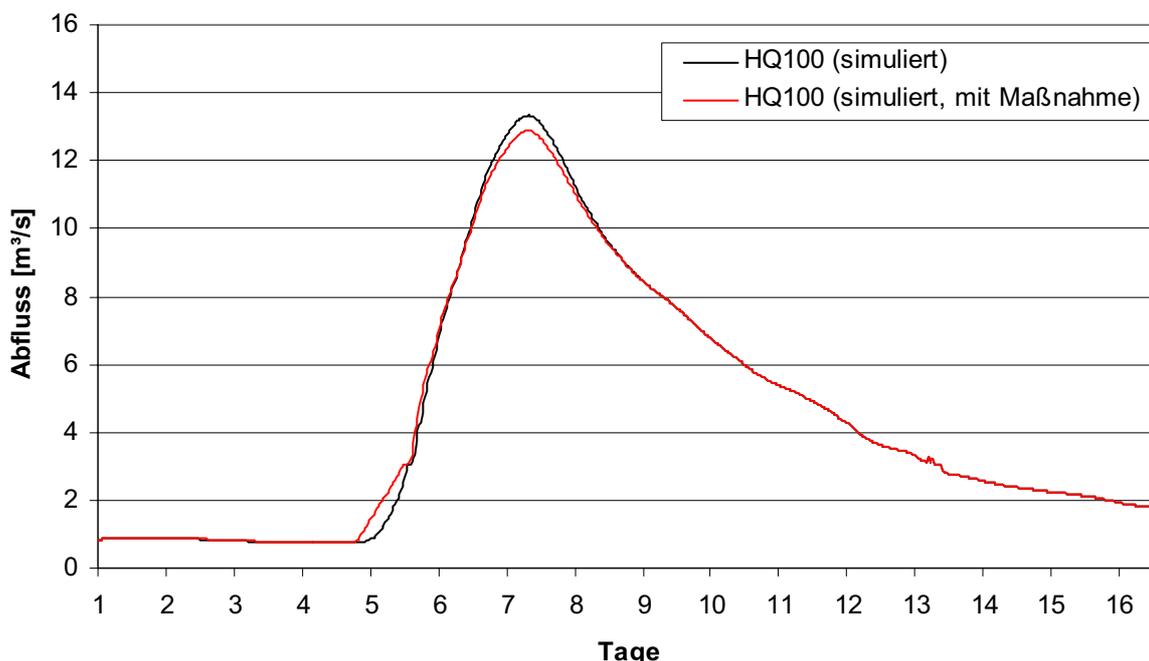


Abb. 9-65: Abfluss am Pegel Veerse bei einer Wasserspiegelabsenkung um zwei Meter (Bemessungshochwasser HQ₁₀₀)

Tab. 9-25 fasst die am Auslass des Teiches und am Pegel Veerse mit dieser Maßnahme erhaltenen Simulationsergebnisse für das Bemessungshochwasser HQ₁₀₀ zusammen.

Tab. 9-25: Abflussreduzierung am Auslass des „Mühlenteiches Lünzener Mühle“ und am Pegel Veerse für ein HQ₁₀₀

Ort	HQ ₁₀₀ [m³/s]	Q _{Maßnahme} [m³/s]	Differenz [m³/s]
Auslass	4,69	4,23	0,46
Pegel Veerse	13,34	12,88	0,46

Die für das Bemessungshochwasser HQ_{5, Sommer} am Auslass des Teiches und am Pegel Veerse erzielten Simulationsergebnisse zeigt Tab. 9-26.

Tab. 9-26: Abflussreduzierung am Auslass des „Mühlenteiches Lünzener Mühle“ und am Pegel Veerse für ein HQ_{5, Sommer}

Ort	HQ _{5, Sommer} [m³/s]	Q _{Maßnahme} [m³/s]	Differenz [m³/s]
Auslass	2,45	2,1	0,35
Pegel Veerse	6,92	6,57	0,35

Aus Abb. 9-65 und Tab. 9-25 bzw. Tab. 9-26 ist zu entnehmen, dass der durch die Maßnahme zu erzielende Effekt im Hinblick auf den Abfluss auch am Pegel Veerse noch vorhanden ist.

Ein Einfluss auf den Wasserstand am Pegel Veerse ist kaum zu erkennen (Tab. 9-27).

Tab. 9-27: Einfluss der Maßnahme „Mühlenteich Lünzener Mühle“ auf den Wasserstand am Auslass des Teiches und am Pegel Veerse für ein HQ_{100} bzw. $HQ_{5, Sommer}$

Ort	W HQ_{100} [mNN]	W $Ma\betanahme$ [mNN]	Differenz [mNN]
Auslass	48,71	48,66	0,05
Pegel Veerse	26,60	26,57	0,03
Ort	W $HQ_{5, Sommer}$ [mNN]	W $Ma\betanahme$ [mNN]	Differenz [mNN]
Auslass	48,44	48,39	0,05
Pegel Veerse	26,12	26,07	0,05

Die Abbildungen der restlichen Ergebnisse sind im Anhang zusammengestellt (Abb. A - 296 bis Abb. A - 301).

Wie schon im Fall des Mühlenteichs „Eggersmühlen“ an der Fintau kann mit der Maßnahme am Mühlenteich „Lünzener Mühle“ nur dann effektive Retention betrieben werden, wenn größere Wasserspiegelabsenkungen (von mindestens 5 m) möglich gemacht werden.

9.11.3 Retentionsraum im Bereich „Ahauser Mühle“ am Ahauser Bach

9.11.3.1 Beschreibung der Maßnahme

Der Mühlenteich „Ahauser Mühle“ liegt nördlich der Ortschaft Ahausen (Abb. 9-68). Er ist mit einer Fläche von 20.000 m² der kleinste der untersuchten Mühlenteiche.

Wie bei den anderen Mühlenteichen soll auch hier eine Absenkung 2 m durchgeführt werden. Zur Minimierung der Hochwasserwelle soll durch ein frühzeitiges Ablassen des Teichvolumens ein Retentionsraum geschaffen werden, der zur Dämpfung der Hochwasserwelle genutzt werden kann.



Abb. 9-66: Ahauser Mühlenteich [LGN, 2002]; Ausschnitt: Mühlenteich Ahausen [FRANZIUS-INSTITUT, 2005]

Der Ahauser Mühlenbach wird ebenfalls über eine Randbedingung berücksichtigt (Abb. A - 302 und Abb. A - 303). Die für die Modifizierung wichtigen Abflüsse sind in Tab. 9-28 dargestellt.

Tab. 9-28: Abflüsse des Ahauser Bachs [NLWKN, 2005]

Gewässer	A_{EO} [km ²]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]	HQ ₅ [m ³ /s]	HQ _{5Sommer} [m ³ /s]
Ahauser Mühlenbach	70	11,1	8,1	5,9

Die Abflussdaten für den Ahauser Bach ergeben sich dabei aus in Abb. 9-67 blau dargestellten Einzugsgebieten.



Abb. 9-67: Einzugsgebiete des Ahauser Baches mit Lage des Pegels Hellwege Schleuse

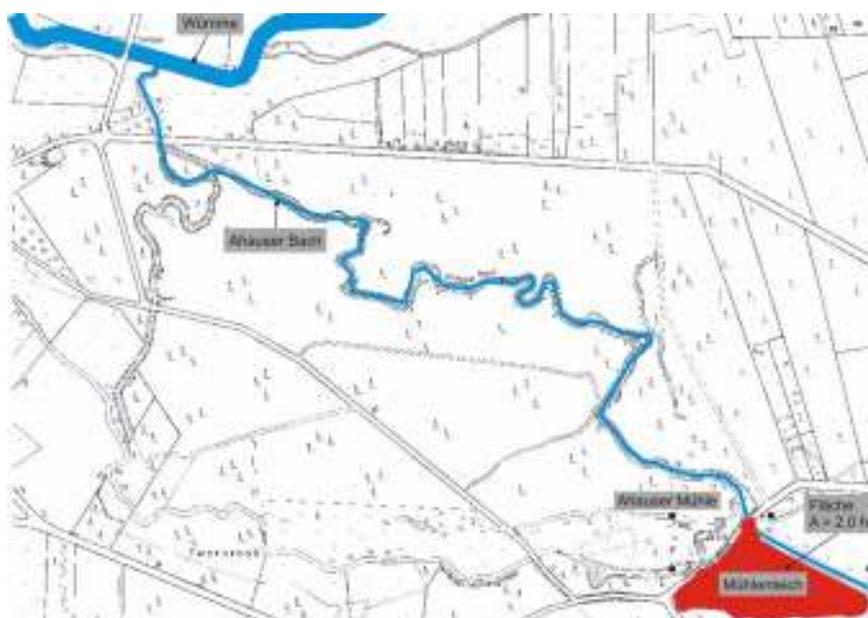


Abb. 9-68: Mühlenteich „Ahauser Mühle“ [DGK5 Blattschnitt, LGN]

9.11.3.2 Ergebnisse der Maßnahme

Der Spitzenabfluss des Ahauser Baches beträgt nach Angaben des NLWKN im Fall eines HQ_{100} etwa $11,1 \text{ m}^3/\text{s}$. Mit Hilfe der Maßnahme konnte dieser um 2,6% bzw. 4,9% abgemindert werden.

Direkt hinter der Mündung des Ahauser Baches in die Wümme ist die Verringerung des Spitzenabflusses im Vergleich zu den im Fall eines HQ_{100} an dieser Stelle vorherrschenden Abflusswerten mit rund 0,28 bzw. 0,52% sehr gering.

Der Einfluss auf das Bemessungshochwasser HQ_{100} ist in Tab. 9-29 zusammengefasst.

Tab. 9-29: Abflussreduzierung an der Mündung in die Wümme für ein HQ_{100}

Ort	$HQ_{100} [\text{m}^3/\text{s}]$	$Q_{\text{Maßnahme}} [\text{m}^3/\text{s}]$	Differenz $[\text{m}^3/\text{s}]$
Mündung	103,17	102,63	0,54

Der Effekt dieser Maßnahme konnte erst kurz hinter der Mündung des Ahauser Baches in die Wümme überprüft werden. Der Spitzenabfluss des Ahauser Baches beträgt im Fall eines $HQ_{5, \text{Sommer}}$ etwa $5,9 \text{ m}^3/\text{s}$ [NLWKN, 2005]. Mit Hilfe der Maßnahme konnte dieser um 8,9% durch Absenkungen des Wasserspiegels im Teich um zwei Meter abgemindert werden.

Die erzielten Simulationsergebnisse an der Mündung des Ahauser Baches für das Bemessungshochwasser $HQ_{5, \text{Sommer}}$ sind in Tab. 9-30 zusammengefasst.

Tab. 9-30: Abfluss hinter der Mündung des Ahauser Baches bei der Nutzung des Mühlenteichs „Ahauser Mühle“ ($HQ_{5, \text{Sommer}}$)

Ort	$HQ_{5, \text{Sommer}} [\text{m}^3/\text{s}]$	$Q_{\text{Maßnahme}} [\text{m}^3/\text{s}]$	Differenz $[\text{m}^3/\text{s}]$
Mündung	35,89	35,27	0,62

Direkt hinter der Mündung des Ahauser Baches ist die Verringerung des Spitzenabflusses im Vergleich zu den im Fall eines $HQ_{5, \text{Sommer}}$ an dieser Stelle vorherrschenden Abflusswerten mit rund 1,7% gering. Ein Einfluss auf den Wasserstand ist weder für den Fall eines HQ_{100} noch eines $HQ_{5, \text{Sommer}}$ zu erkennen (Tab. 9-31).

Tab. 9-31: Wasserstand hinter der Mündung des Ahauser Baches bei der Nutzung des Mühlenteichs „Ahauser Mühle“ (HQ_{100} bzw. $HQ_{5, \text{Sommer}}$)

Ort	W $HQ_{100} [\text{mNN}]$	W $_{\text{Maßnahme}} [\text{mNN}]$	Differenz $[\text{mNN}]$
Mündung	15,66	15,65	0,01
Ort	W $HQ_{5, \text{Sommer}} [\text{mNN}]$	W $_{\text{Maßnahme}} [\text{mNN}]$	Differenz $[\text{mNN}]$
Mündung	14,25	14,22	0,02

Eine überregionale Bedeutung der Maßnahme kann angesichts der erzielten Ergebnisse ausgeschlossen werden.

9.11.4 Regentrückhaltebecken an der B75 am Westerholzer Kanal

9.11.4.1 Beschreibung der Maßnahme

Der Mühlenteich an der B75 am Westerholzer Kanal (Abb. 9-71) wurde 1983 ausgebaggert und eingedeicht. Seither dient er als Regentrückhaltebecken für den Westerholzer Kanal. Das Regentrückhaltebecken ist auf 19,90 mNN dauerhaft eingestaut. Im Hochwasserfall kann es um zusätzliche 1,6 Meter auf 21,50 mNN eingestaut werden [NLWKN, 2005]. Da der Teich eine Fläche von rund 6,8 ha besitzt, entspricht das einem Rückhaltevolumen von etwa 108800 m³.

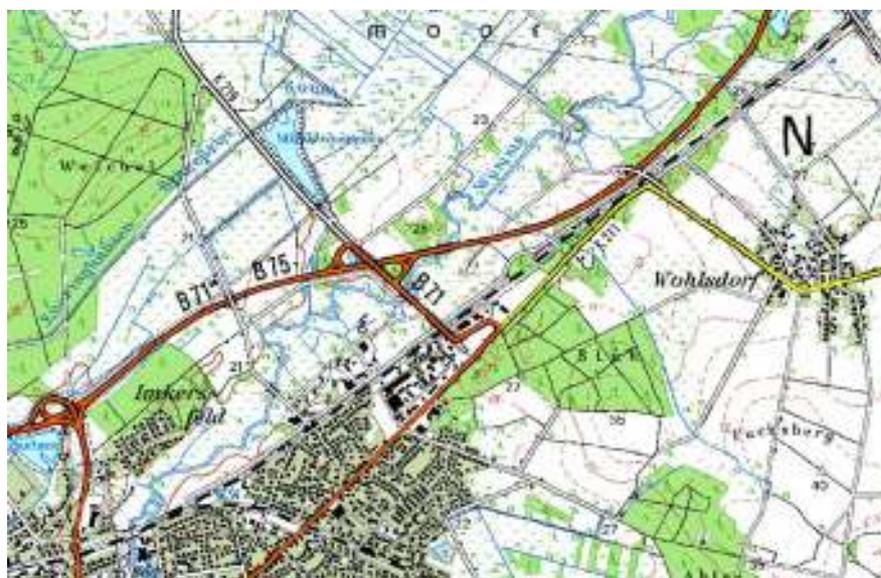


Abb. 9-69: Regentrückhaltebecken „Mühlenteich B75“ am Westenholzer Kanal

Wie bei den drei Maßnahmen zuvor ist der Westerholzer Kanal nicht im Modell erfasst (Abb. 9-73). Daher wurden für diese Maßnahme die Abflussganglinien der Bemessungshochwasser modifiziert und diese modifizierte Randbedingung (Abb. A - 304 und Abb. A - 305) in das Modell eingesteuert. Eine zusätzliche Absenkung der Wasserspiegellage im RRB vor dem Ereignis wurde nicht in Betracht gezogen.

Die für die Modifizierung wichtigen gewässerkundlichen Daten sind Tab. 9-32 zu entnehmen. In Abb. 9-70 sind die zugehörigen Einzugsgebiete des Westenholzer Kanals dargestellt.

Tab. 9-32: Abflüsse des Westerholzer Kanals [NLWKN, 2005]

Gewässer	A _{EO} [km ²]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]	HQ ₅ [m ³ /s]	HQ _{5Sommer} [m ³ /s]
Westerholzer Kanal	25	4,2	2,5	2,1



Abb. 9-70: Einzugsgebiet des Westerholzer Kanals und Lage des Pegels Rotenburg

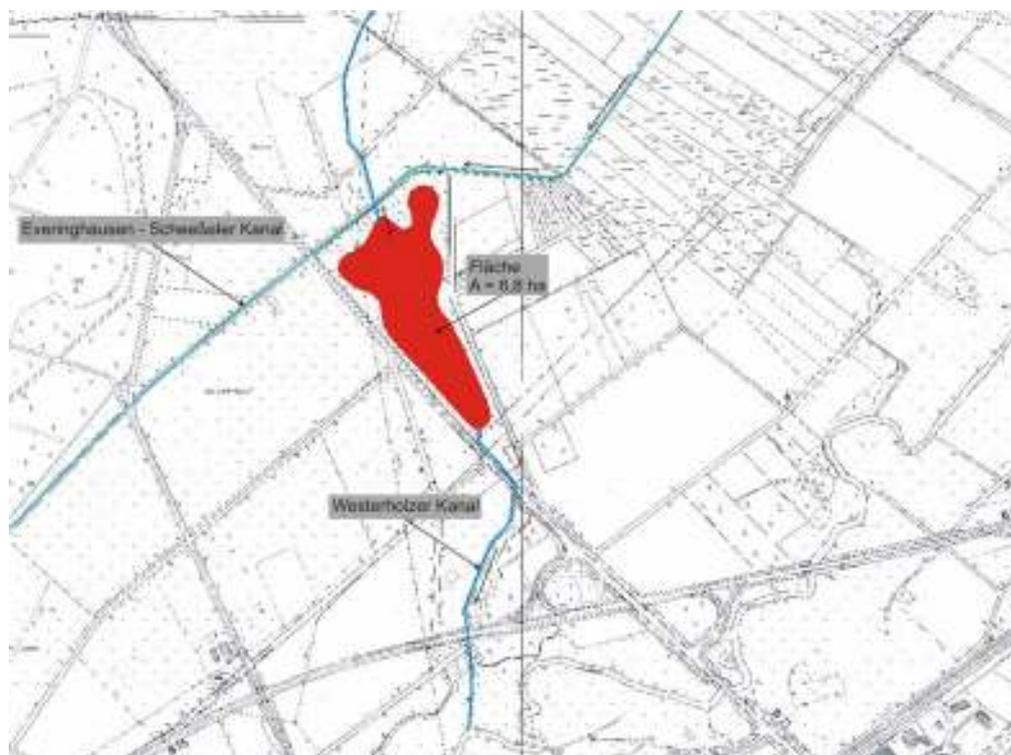


Abb. 9-71: Regenrückhaltebecken „Mühlenteich B75“ am Westerholzer Kanal und Everinghausen - Scheeßeler Kanal

9.11.4.2 Ergebnisse der Maßnahme

Da der Westerholzer Kanal lediglich über eine Randbedingung ins Modell eingebunden ist, kann der Effekt der Maßnahme erst hinter der Mündung des Kanals in die Wümme überprüft

werden. Tab. 9-33 zeigt die Simulationsergebnisse an der Mündung des Westerholzer Kanals mit und ohne Einbindung des Regenrückhaltebeckens für den Fall eines HQ_{100} . Wird das einstaubare Volumen des Regenrückhaltebeckens voll ausgenutzt, so ist es in der Lage, den Spitzenabfluss eines HQ_{100} um ca. $0,63 \text{ m}^3/\text{s}$ auf einen Abfluss von $59,20 \text{ m}^3/\text{s}$ zu dämpfen.

Tab. 9-33: Abfluss an der Mündung des Westerholzer Kanals bei Nutzung des „Regenrückhaltebeckens an der B75“ (HQ_{100})

Ort	$HQ_{100} [\text{m}^3/\text{s}]$	$Q_{\text{Maßnahme}} [\text{m}^3/\text{s}]$	Differenz $[\text{m}^3/\text{s}]$
Mündung Westerholzer Kanal	59,83	59,20	0,63

Wird bei der Betrachtung des $HQ_{5, \text{Sommer}}$ das zur Verfügung stehende Volumen des Regenrückhaltebeckens voll ausgenutzt, so ist es in der Lage den Spitzenabfluss auf einen Abfluss von $9,17 \text{ m}^3/\text{s}$ zu dämpfen (Tab. 9-34).

Tab. 9-34: Abfluss an der Mündung des Westerholzer Kanals bei Nutzung des „Regenrückhaltebeckens an der B75“ ($HQ_{5, \text{Sommer}}$)

Ort	$HQ_{5, \text{Sommer}} [\text{m}^3/\text{s}]$	$Q_{\text{Maßnahme}} [\text{m}^3/\text{s}]$	Differenz $[\text{m}^3/\text{s}]$
Mündung Westerholzer Kanal	9,73	9,17	0,56

Eine Verringerung des Spitzenabflusses um $0,56 \text{ m}^3/\text{s}$ ist auch bei einem $HQ_{5, \text{Sommer}}$ kaum spürbar. Der Einfluss auf den Wasserstand an der Mündung des Westerholzer Kanals ist gering (Tab. 9-35).

Tab. 9-35: Wasserstand an der Mündung des Westerholzer Kanals bei Nutzung des „Regenrückhaltebeckens an der B75“ (HQ_{100} bzw. $HQ_{5, \text{Sommer}}$)

Ort	$W_{HQ_{100}} [\text{mNN}]$	$W_{\text{Maßnahme}} [\text{mNN}]$	Differenz $[\text{mNN}]$
Mündung Westerholzer Kanal	20,22	20,21	0,01
Ort	$W_{HQ_{5, \text{Sommer}}} [\text{mNN}]$	$W_{\text{Maßnahme}} [\text{mNN}]$	Differenz $[\text{mNN}]$
Mündung Westerholzer Kanal	19,12	19,06	0,05

Auch hier ist keine überregionale Bedeutung der Maßnahme erkennbar. Auch eine zusätzliche Absenkung des Wasserspiegels im RRB vor dem Anlaufen der Bemessungshochwasser würde sich überregional kaum auswirken. Für eine deutliche Absenkung unter den Dauereinstau von $19,90 \text{ mNN}$ ist das Auslassbauwerk des RRB nicht ausgelegt.

9.11.5 Vermehrte Rückhaltung im Regenrückhaltebecken Visselhövede im Einzugsgebiet der Rodau

9.11.5.1 Beschreibung der Maßnahme

Das Regenrückhaltebecken befindet sich nordwestlich des Stadtkerns von Visselhövede im oberen Visseltal (Abb. 9-72). Im Zuge einer Renaturierung des Visseltals wurden fünf Retentionsflächen mit einem vorgeschalteten Absetzbecken gebaut. Über einen geschwungen angelegten Graben gelangt das Wasser in die in unterschiedlicher Höhenlage liegenden Retentionsflächen. Die Retentionsflächen wurden auf geneigten Flächen durch Herstellung von Verwallungen geschaffen. Die Drosselung des Abflusses in diesen Flächen bewirkt eine Reduzierung der Abflussspitzen.

Die von der Anlage des Absetzbeckens und den Retentionsflächen betroffene Fläche beträgt 80.300 m² (Abb. 9-72 grün). Von den Rückhaltebecken wird dabei eine Fläche von 33.380 m² (Abb. 9-72 blau) abgedeckt. Die vorhandenen Stauziele, Oberflächen und Speichervolumen sind in Tab. 9-36 dargestellt.

Tab. 9-36: Speichervolumen, Oberfläche und Stauziel des RRB Visselhövede [IDN, 1997]

Retentionsfläche	Oberfläche	Stauziel	derzeitiges Speichervolumen	Speichervolumen bei einem Ausbau auf eine mittlere Tiefe von 2,0 m
	[m ²]	[mNN]	[m ³]	[m ³]
1	10.450	52.55	3.615	20.900
2	6.750	52.05	2.208	13.500
3	5.800	51.55	1.633	11.600
4	3.730	51.05	971	7.460
5	3.550	50.55	797	7.100
Absetzbecken	3.100	53.75	2.700	6.200
Gesamt	33.380	-	11.924	66.760

Im Rahmen des Ausbaus des Regenrückhaltebeckens Visselhövede wird vorgesehen, die unteren Verwallungen zu erhöhen und die Retentionsflächen zu vertiefen, so dass sie im Mittel eine Tiefe von 2,0 m erreichen. Durch diese bauliche Veränderung vergrößert sich das Retentionsvolumen von derzeit rund 12.000 m³ auf rund 67.000 m³. Des Weiteren wird eine Steuerung des Rückhaltebeckens vorgesehen, so dass es im Fall eines Hochwassers gezielt zum Hochwasserschutz an der Wümme beitragen kann.



Abb. 9-72: Übersichtsplan des Regenrückhaltebeckens Visselhövede [IDN, 1997]

Der Visselbach ist nicht Bestandteil des Gesamtmodells der Wümme. Er wird über eine Randbedingung an der Mündung des Visselbachs in die Rodau (bei Rodau-km 9) berücksichtigt. Das Einzugsgebiet des Visselbachs ist dazu in Abb. 9-73 blau dargestellt. Das Regenrückhaltebecken wird daher nicht über eine veränderte Geometrie, sondern über eine veränderte Randbedingung berücksichtigt. Abb. 9-74 zeigt die Abflussganglinie, die ursprünglich als Randbedingung angesetzt wurde und die modifizierte Abflussganglinie für das HQ_{100} . Die Abflussganglinie für das $HQ_{5, \text{Sommer}}$ ist in Abb. A - 306 dargestellt.

Tab. 9-37: Abflüsse der Rodau am Pegel Hastedt und des Visselbachs an der Mündung in die Rodau [NLWKN Verden, 2005]

Gewässer	A_{EO} [km ²]	HQ_{100} [m ³ /s]	HQ_5 [m ³ /s]	$HQ_{5\text{Sommer}}$ [m ³ /s]
Rodau	142	19,9	14,5	9,0
Visselbach	50	8,7	6,3	4,8



Abb. 9-73: Teileinzugsgebiete der Rodau mit der Lage des Pegels Hastedt und der oberen Modellgrenze

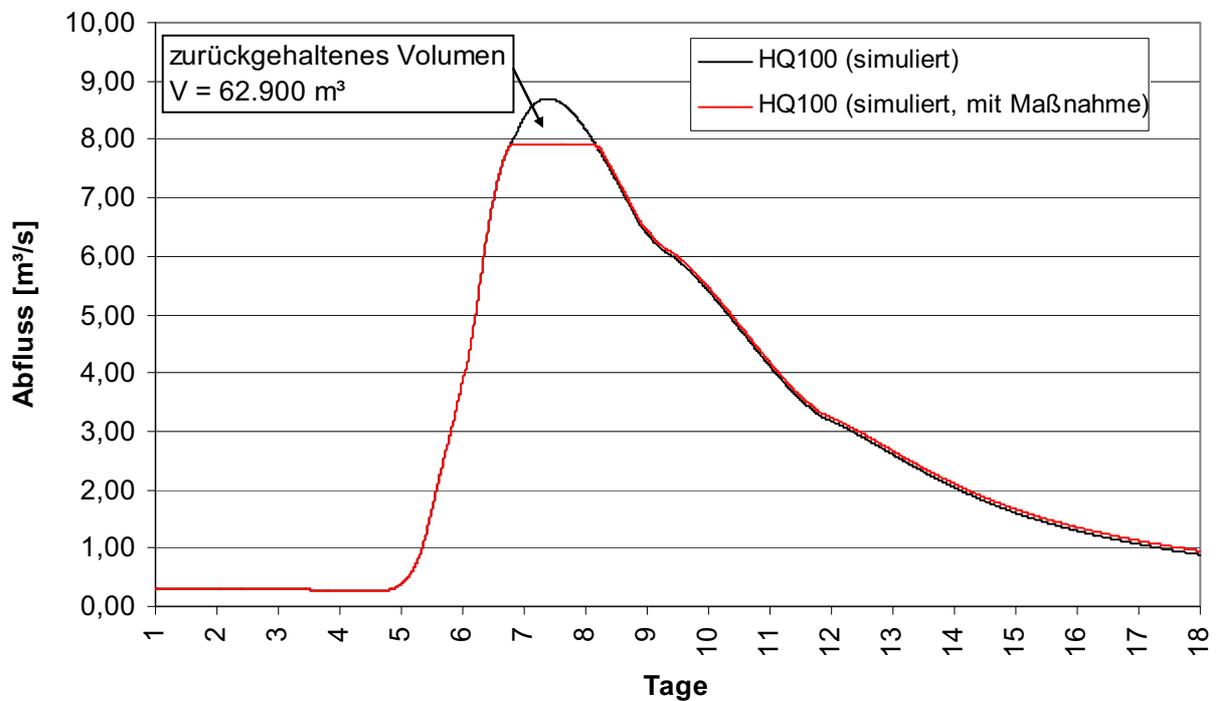


Abb. 9-74: Abfluss des Visselbachs mit und ohne gesteuertes RRB Visselhövede (Bemessungshochwasser HQ₁₀₀)

9.11.5.2 Ergebnisse der Maßnahme

Die Nutzung des Regenrückhaltebeckens Visselhövede bewirkt bei einem HQ_{100} eine Abminderung des Hochwasserscheitels an der Mündung des Visselbachs in die Rodau (Abb. 9-75) um $0,8 \text{ m}^3/\text{s}$ ($HQ_{5, \text{Sommer}}$: $0,65 \text{ m}^3/\text{s}$, Abb. A - 307). Dies entspricht einer Reduzierung um rund 9% ($HQ_{5, \text{Sommer}}$: rund 12%). Die Ergebnisse sind in Tab. 3-32 und Tab. 3-33 dargestellt.

Tab. 9-38: Abfluss an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des „Regenrückhaltebeckens Visselhövede“ (HQ_{100})

Ort	$HQ_{100} [\text{m}^3/\text{s}]$	$Q_{\text{Maßnahme}} [\text{m}^3/\text{s}]$	Differenz $[\text{m}^3/\text{s}]$
Mündung in die Rodau	13,72	12,92	0,80

Tab. 9-39: Abfluss an der Mündung der Rodau mit und ohne Ausbau des „Regenrückhaltebeckens Visselhövede“ ($HQ_{5, \text{Sommer}}$)

Ort	$HQ_{5, \text{Sommer}} [\text{m}^3/\text{s}]$	$Q_{\text{Maßnahme}} [\text{m}^3/\text{s}]$	Differenz $[\text{m}^3/\text{s}]$
Mündung in die Rodau	6,87	6,22	0,65

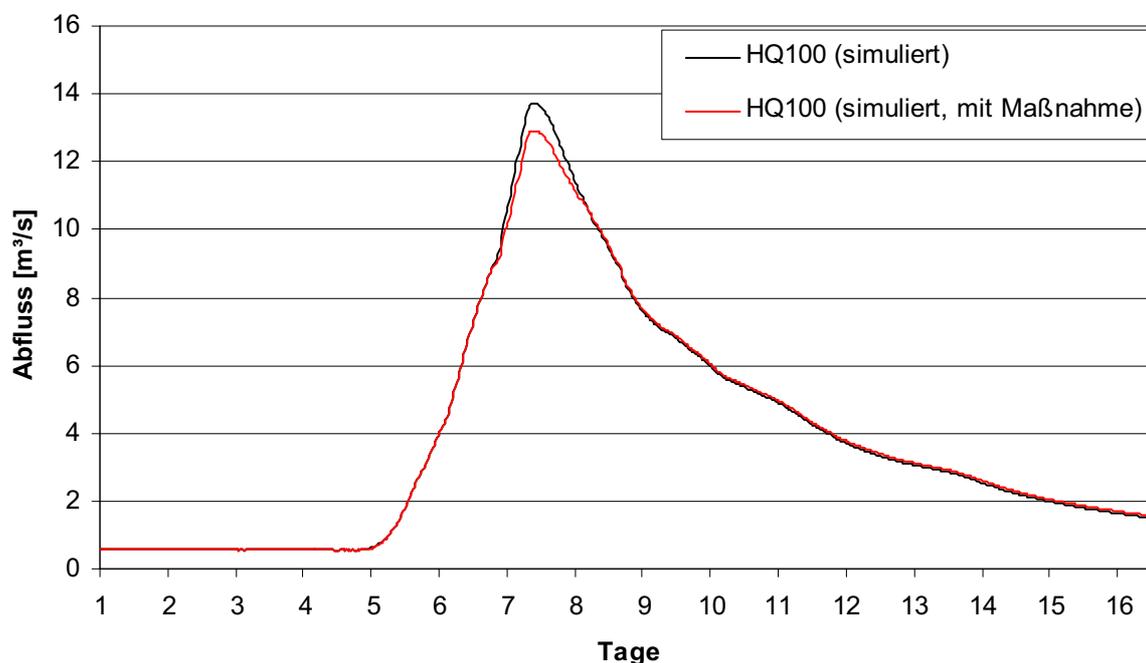


Abb. 9-75: Abfluss an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des RRB Visselhövede (Bemessungshochwasser HQ_{100})

Abb. 9-76 zeigt die Auswirkungen der Maßnahme auf die Wasserstandsganglinie. Es ist eine Absenkung des Wasserstandes um 2 cm zu erkennen, die eine überregionale Auswirkung ausschließt. Die Ergebnisse für das $HQ_{5, \text{Sommer}}$ sind in Abb. A - 307 und Abb. A - 308 dargestellt. Tab. 9-40 zeigt die Auswirkung der Maßnahme auf die Wasserstände.

Tab. 9-40: Wasserstand an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des „Regenrückhaltebeckens Visselhövede“ (HQ₁₀₀ bzw. HQ_{5, Sommer})

Ort	W HQ ₁₀₀ [mNN]	W Maßnahme [mNN]	Differenz [mNN]
Mündung in die Rodau	26,96	26,94	0,02
Ort	W HQ _{5, Sommer} [mNN]	W Maßnahme [mNN]	Differenz [mNN]
Mündung in die Rodau	26,75	26,73	0,02

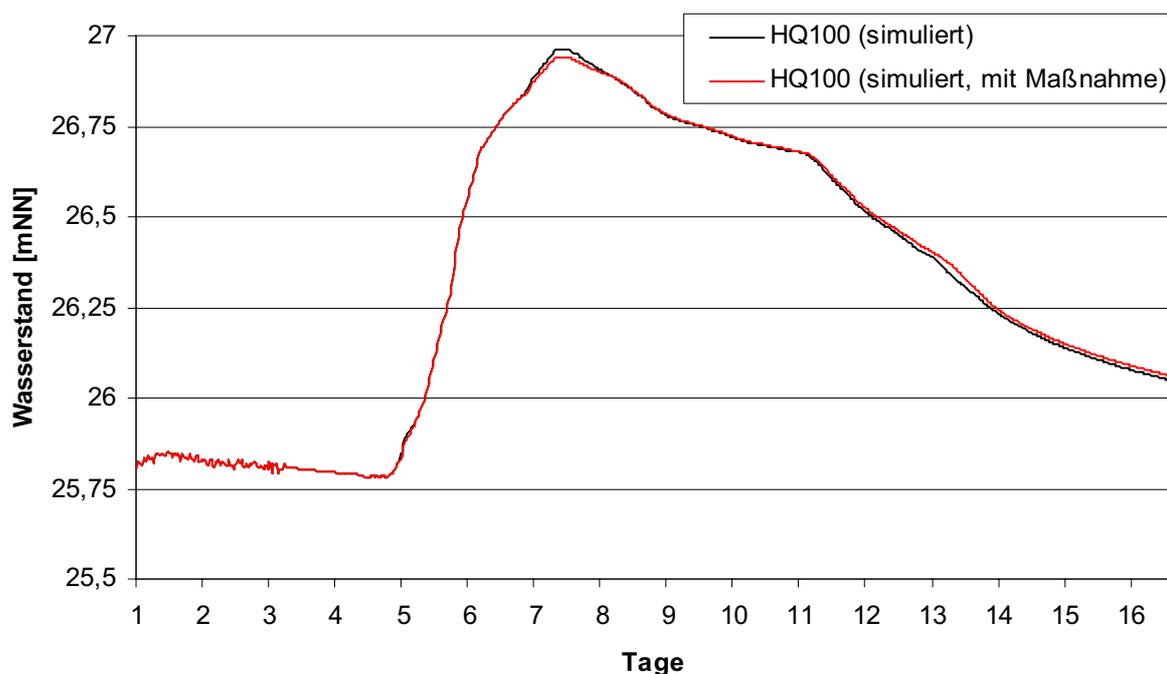


Abb. 9-76: Wasserstand an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des RRB Visselhövede (Bemessungshochwasser HQ₁₀₀)

Somit hat diese Maßnahme keine Auswirkungen auf den Hochwasserabfluss in der Rodau.

9.12 Hochwasserentlastung durch Ausbau des Everinghausen - Scheeßeler Kanal

9.12.1 Beschreibung der Maßnahme

Der Everinghäuser-Scheeßeler-Kanal entspringt westlich der Ortslage Scheeßel und mündet in Everinghausen wieder in die Wümme. Dabei verläuft er parallel zur Wümme. Grundidee dieser Maßnahme ist es, einen Teil des Abflusses aus der Wümme hinter Scheeßel in den Evering-

hausen–Scheeßeler Kanal abzuleiten, um eine Entlastung der Ortslage Rotenburg zu erreichen.



Abb. 9-77: Everinghäuser-Scheeßeler-Kanal [LGN, 2002]

Die Abmessungen des Kanals wurden aus einem Detailplan des Regenrückhaltebeckens an der B75 entnommen und über die gesamte Länge von ca. 23,5 km (ermittelt aus DGK5 Karten) als konstant angenommen.



Abb. 9-78: Einzugsgebiete der Fintau mit Lage der Pegel und der oberen Modellgrenze

Die Forderung den Querschnitt so auszubauen, dass zusätzlich 5 m³/s aus der Wümmе aufgenommen werden können, führt zu einer benötigten Querschnittsfläche von ca. 16,5 m². Dies kann mit einer Sohlbreite von fünf Meter und eine Vertiefung auf zwei Meter bei gleich bleibender Böschungsneigung erreicht werden (A = 18 m²).

Unterhalb Scheeßel tritt die Wümmе etwa ab einem Durchfluss von Q = 18 m³/s über die Ufer. Im Fall des HQ₁₀₀ wird ab einem Durchfluss von Q = 15 m³/s an dieser Stelle der Everinghausen – Scheeßeler Kanal als Entlastung der Wümmе eingesetzt. Da bei einem HQ_{5, Sommer} dort keine 15 m³/s in der Spitze erreicht werden, wurde hier mit einer Variante gerechnet, bei der eine Entlastung schon bei 8 m³/s stattfindet.

9.12.2 Ergebnisse für den Ausbau des Everinghausen - Scheeßeler Kanals

Abb. 9-79 zeigt den Abfluss unterhalb von Scheeßel bei Entlastung durch den Everinghausen - Scheeßeler Kanal.

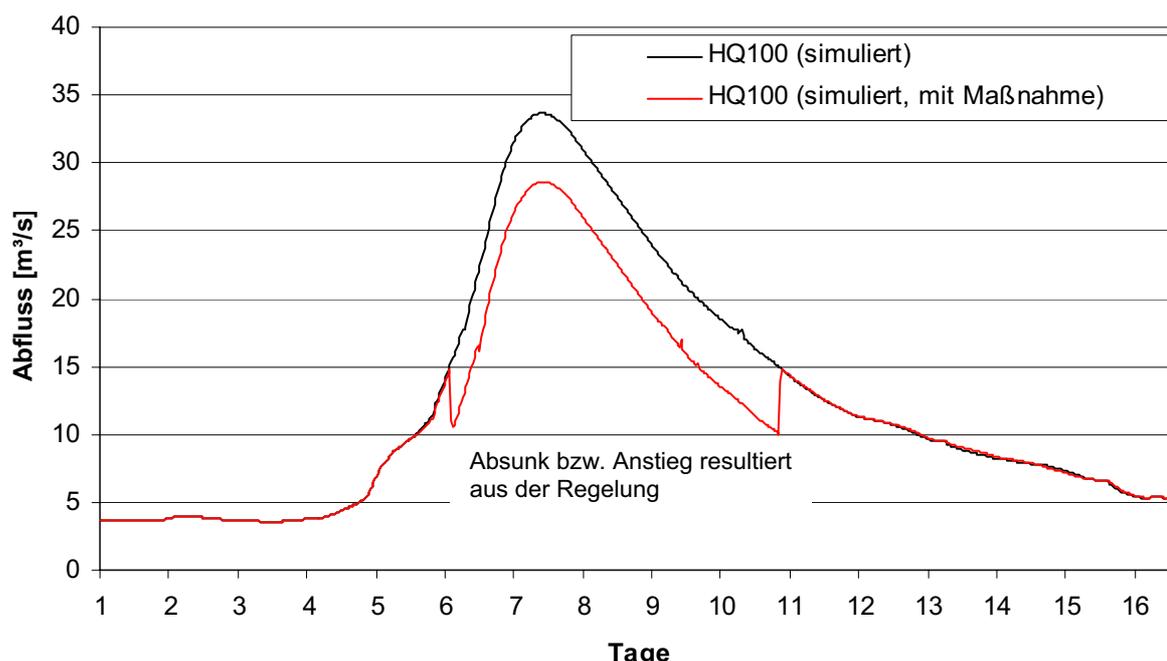


Abb. 9-79: Abfluss unterhalb von Scheeßel bei Ausbau und Erweiterung des Everinghausen - Scheeßeler Kanals (HQ₁₀₀)

Der über den Kanal umgeleitete Abfluss wird bei Everinghausen der Wümmе wieder zugeführt. Der Peak der Hochwasserwelle in der Wümmе benötigt von der Umleitung unterhalb von Scheeßel bis zur Wiedereinleitung bei Everinghausen etwa 17,5 Stunden. Bei der bereits in Kapitel 6 gewählten Fließgeschwindigkeit von v = 0,4 m/s im Kanal, benötigen die umgeleiteten 5 m³/s im Vergleich dazu nur rund 16,5 Stunden.

Das bedeutet, dass der Spitzenabfluss bei Everinghausen nicht beeinflusst wird. Das Differenzvolumen zwischen Mittel- und Hochwasser beträgt etwa 330.000 m³. Wird das in den Kanal umgeleitete Wasservolumen nicht unmittelbar wieder an die Wümmе abgegeben, könnte der Spitzenabfluss bei Everinghausen um etwa 4 m³/s verringert werden.

Die Abb. 9-80 stellt die Simulationsergebnisse der Entlastung für das Bemessungshochwasser HQ_{5, Sommer} dar. Sie zeigt klar den Effekt der Umleitung des Abflusses aus der Wümmе. In der Spitze wird nur noch ein Abfluss von rund 8 m³/s erreicht.

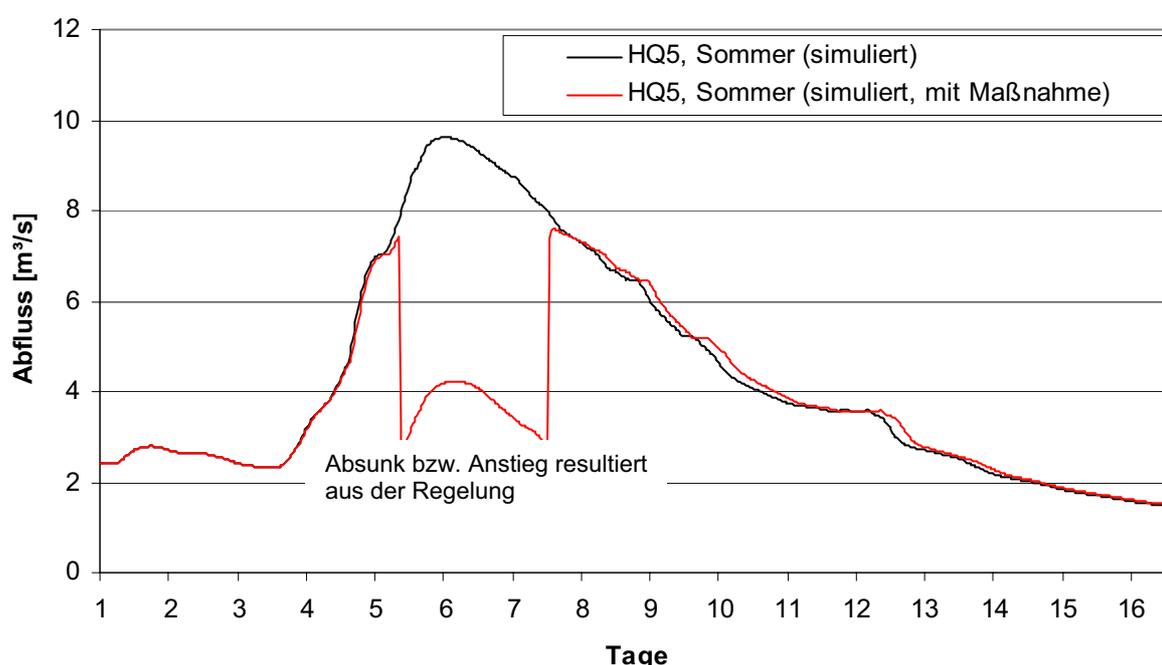


Abb. 9-80: Einfluss der Maßnahme „Ausbau und Erweiterung des Everinghausen - Scheeßeler Kanals“ auf den Abfluss für den Fall eines HQ_{5, Sommer} an der Wümmе unterhalb von Scheeßel

Auch im Falle eines HQ_{5, Sommer} kann der Spitzenabfluss bei Everinghausen nur beeinflusst werden, wenn das Speichervolumen des Kanals genutzt wird.

Die Abbildungen der Simulationsergebnisse bezüglich der Wasserstände sind im Anhang zusammengestellt (Abb. A - 309 und Abb. A - 310).

9.13 Überregionale Auswirkungen der untersuchten Maßnahmen

Um die überregionalen Auswirkungen der zuvor beschriebenen Maßnahmen zu untersuchen, wurden die an den Regionalmodellen untersuchten und optimierten Maßnahmen in das Gesamtmodell der Wümmе, Hamme und Lesum implementiert und die vier Lastfälle neu berechnet. Die Ergebnisse werden an drei repräsentativen Pegeln des Modellgebietes (Lauenbrück B75, Hellwege Schleuse und Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)) ausgewertet (Tab. 9-41 und Tab. 9-42).

Tab. 9-41: Reduzierung der Spitzenabflüsse durch die Kombination aller Maßnahmen an ausgewählten Pegeln des Modellgebietes für die zu untersuchenden Lastfälle

Lastfall	Pegel	Q _{simuliert}		Differenz [m ³ /s]	Differenz [%]
		Ausgangszustand [m ³ /s]	mit Maßnahmen [m ³ /s]		
HQ ₁₀₀ + Sturmflut in der Weser	Lauenbrück B75	26,8	18,1	8,7	-32,4
	Hellwege Schleuse	102,8	91,9	10,9	-10,6
	Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)	112,9	109,1	3,8	-3,4
HQ ₁₀₀ + mittlere Tideverhältnisse in der Weser	Lauenbrück B75	26,8	18,1	8,7	-32,4
	Hellwege Schleuse	102,8	91,9	10,9	-10,6
	Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)	107,3	102,0	5,3	-4,9
HQ _{5, Sommer} + Sturmflut in der Weser	Lauenbrück B75	8,2	4,7	3,5	-42,8
	Hellwege Schleuse	33,9	27,6	6,2	-18,4
	Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)	56,7	52,4	4,2	-7,5

HQ ₅ , Sommer + mittlere Tideverhältnisse in der Weser	Lauenbrück B75	8,2	4,7	3,5	-42,8
	Hellwege Schleuse	33,89	27,6	6,2	-18,4
	Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)	46,7	43,5	3,3	-7,0

Tab. 9-42: Reduzierung der Wasserstände durch die Kombination aller Maßnahmen an ausgewählten Pegeln des Modellgebietes für die zu untersuchenden Lastfälle

Lastfall	Pegel	h _{simuliert}		Differenz [m]
		Ausgangszustand [mNN]	mit Maßnahmen [mNN]	
HQ ₁₀₀ + Sturmflut in der Weser	Lauenbrück B75	28,10	27,90	-0,20
	Hellwege Schleuse	12,58	12,44	-0,14
	Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)	3,24	3,21	-0,03
HQ ₁₀₀ + mittlere Tideverhältnisse in der Weser	Lauenbrück B75	28,10	27,90	-0,20
	Hellwege Schleuse	12,58	12,44	-0,14
	Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)	2,91	2,86	-0,05
HQ _{5, Sommer} + Sturmflut in der Weser	Lauenbrück B75	27,59	26,99	-0,60
	Hellwege Schleuse	12,02	11,83	-0,19
	Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)	2,85	2,77	-0,08
HQ _{5, Sommer} + middle-	Lauenbrück	27,59	26,99	-0,60

re Tideverhältnisse in der Weser	B75			
	Hellwege Schleuse	12,02	11,83	-0,19
	Borgfeld (WSA BREMEN, Jan- Reiners- Brücke)	2,18	2,14	-0,04

Der Einfluss der Tide ist oberhalb der Wümmewiesen nicht mehr nachzuweisen. Daher werden die Ergebnisse beider Lastfälle an den Pegeln Lauenbrück B75 und Hellwege Schleuse jeweils unter dem Oberbegriff HQ_{100} bzw. $HQ_{5, \text{Sommer}}$ zusammengefasst.

9.13.1 Pegel Lauenbrück B75

Im Bereich der Oberen Wümme von der Quelle bzw. der oberen Modellgrenze bis zur Einmündung der Fintau bei Lauenbrück wurde einzig die in Kapitel 9.4.2 beschriebene Maßnahme (Rückhaltung im Einzugsgebiet der Oberen Wümme [K 41 und Ortslage Dreihausen]) implementiert. Daher sind die Auswirkungen bei der Simulation aller Maßnahmen am Gesamtsystem in diesem Bereich identisch.

Am Pegel Lauenbrück B75, unterhalb der Einmündung der Fintau in die Wümme, sind die Auswirkungen von 3 weiteren Maßnahmen (Rückhaltung im Einzugsgebiet der Fintau [Mühlenteich Eggersmühlen, Vahlde und im Bereich des geplanten Querdammes]) erkennbar.

Die Untersuchung der Maßnahmen am Gesamtmodell ergibt bei einem hundertjährigen Hochwasserereignis am Pegel Lauenbrück B75 eine Absenkung des Spitzenabflusses um rund 32,4 % bzw. 8,7 m³/s (Abb. 9-81; $HQ_{5, \text{Sommer}}$: rund 42,7 % bzw. 3,5 m³/s, Abb. A - 311).

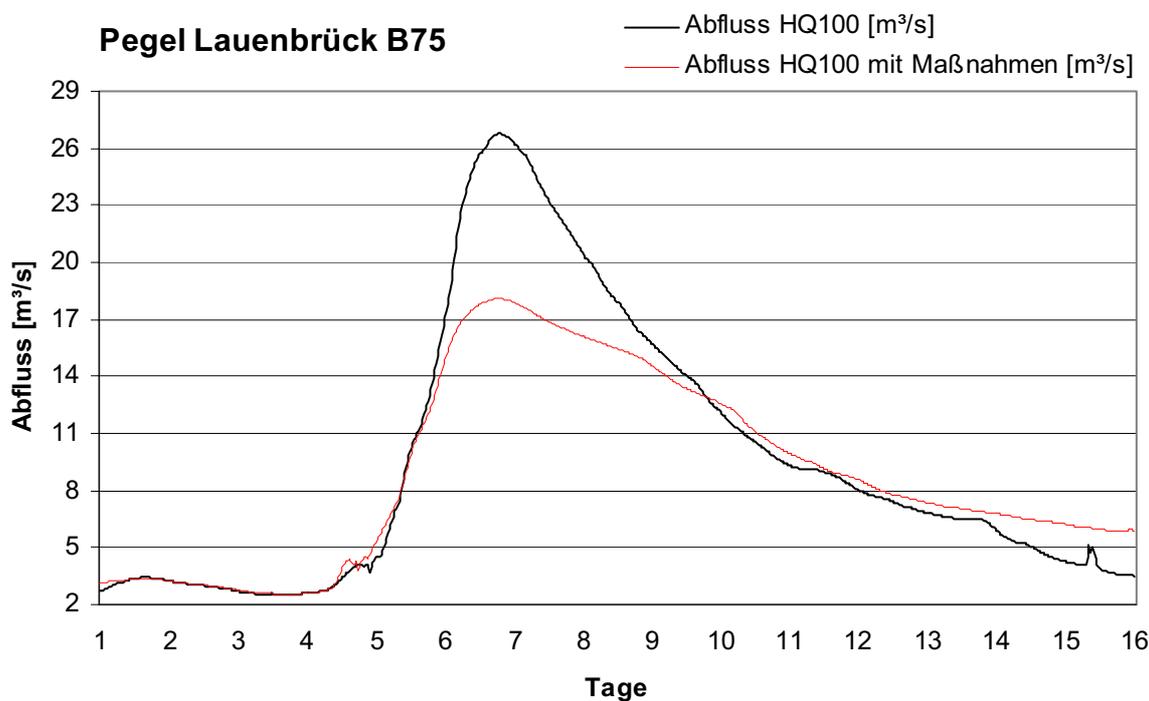


Abb. 9-81: Abfluss am Pegel Lauenbrück B75 mit und ohne Maßnahmen bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

Daraus resultiert eine Absenkung des Wasserstandes der Wümme am Pegel Lauenbrück B75 um rund 20 cm (Abb. 9-82; HQ_{5, Sommer}: rund 60 cm, Abb. A - 312). In Abb. 9-82 sind drei Hauptmerkmale der Maßnahmen deutlich zu erkennen:

Wasserstandsanstieg im Vorlauf der Hochwasserwelle durch den Ablass des Mühlenteichs Eggersmühlen

Reduzierung des Wasserstandes im Hochwasserscheitel durch die gesteuerten Rückhaltemaßnahmen

Wasserstandsanstieg im Nachlauf der Hochwasserwelle durch die verzögerte Abgabe des zurückgehaltenen Retentionsvolumens

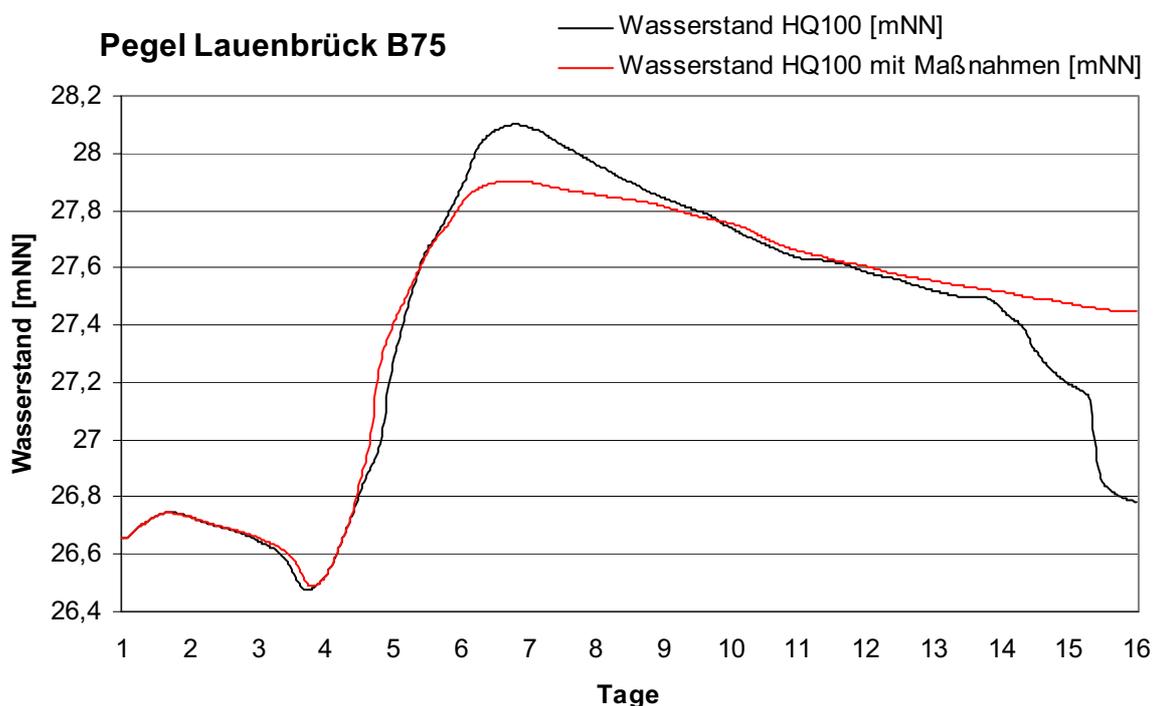


Abb. 9-82: Wasserstand am Pegel Lauenbrück B75 mit und ohne Maßnahmen bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

In Tab. 9-43 werden die Wasserstände des Ausgangszustandes an zwei relevanten Punkten der Fintau (Pegel Lauenbrück Fintau und Mündung der Fintau in die Wümme) mit den Wasserständen nach dem Einbau sämtlicher Maßnahmen verglichen. Es ist zu erkennen, dass die Wirkung der Maßnahmen einen stark reduzierenden Einfluss auf den Wasserstand der Fintau im Bereich Lauenbrück hat. Am Pegel Lauenbrück Fintau wird der Wasserstand bei einem hundertjährigen Hochwasserereignis um 23 cm (HQ_{5, Sommer}: 46 cm) verringert. An der Mündung der Fintau erhöht sich dieser Wert auf 25 cm (HQ_{5, Sommer}: 61 cm). In diesem Bereich wirken sich auch die Maßnahmen an der Oberen Wümme reduzierend auf den Wasserstand in der Fintau aus.

Tab. 9-43: Reduzierung der Wasserstände durch die Kombination aller Maßnahmen im Bereich der Fintau

Bemessungshochwasser und Ort	h _{simuliert}		
	Ausgangszustand [mNN]	mit Maßnahmen [mNN]	Differenz [m]
Pegel Lauenbrück Fintau HQ ₁₀₀	30,51	30,26	0,25
Mündung Fintau HQ ₁₀₀	28,61	28,36	0,25

Pegel Lauenbrück Fintau HQ ₅ , Sommer	30,23	29,77	0,46
Mündung Fintau HQ ₅ , Sommer	27,90	27,29	0,61

Ein Vergleich der Überschwemmungsgebiete mit bzw. ohne Maßnahmen zeigt daher im Bereich Lauenbrück eine deutliche Verbesserung der Hochwassersituation (Abb. 9-83).

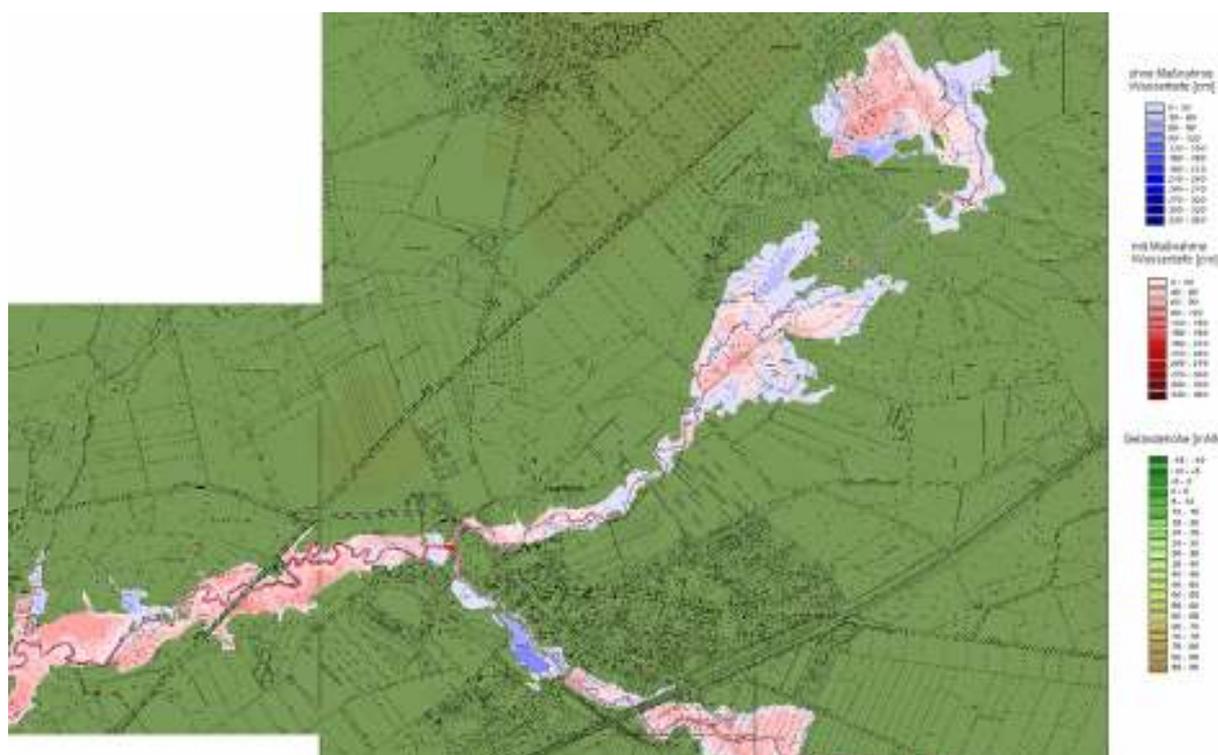


Abb. 9-83: Vergleich der Überschwemmungsgebiete im Bereich der Ortslage Lauenbrück bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀ mit und ohne Maßnahmen

9.13.2 Pegel Hellwege Schleuse

Am Pegel Hellwege Schleuse ist die summative Wirkung folgender Maßnahmen erkennbar:

- Rückhaltung im Einzugsgebiet der Oberen Wümme (Dreihausen und an der K 41)
- Rückhaltung im Einzugsgebiet der Fintau (Vahlde und im Bereich des geplanten Querdammes)
- Rückhaltung im Einzugsgebiet der Wiedau (Bothel und Worth)
- Rückhaltung im Einzugsgebiet der Rodau (Stockfortsweg, nur bei einem HQ₅, Sommer)
- Anschluss von Altarmen im Bereich der Oberen Wümme
- Hochwasserentlastung durch den Ausbau des Everinghausen - Scheeßeler Kanals

- Vermehrte Rückhaltung in Regenrückhaltebecken und Mühlenteichen (Mühlenteiche: Eggersmühlen an der Fintau, Lünzener Mühle an der Veerse und Ahauser Mühle am Ahauser Bauch; Regenrückhaltebecken: am Westerholzer Kanal an der B75, in Visselhövede)

Daher ist die absolute Reduzierung des hundertjährigen Spitzenabflusses im Vergleich zum Pegel Lauenbrück B75 größer. Auf Grund des rund 4-mal so großen Spitzenabflusses am Pegel Hellwege Schleuse beträgt die relative Verringerung nur noch rund 10,6 % (Abb. 9-84; $HQ_{5, \text{Sommer}}$: rund 18 %, Abb. A - 313).

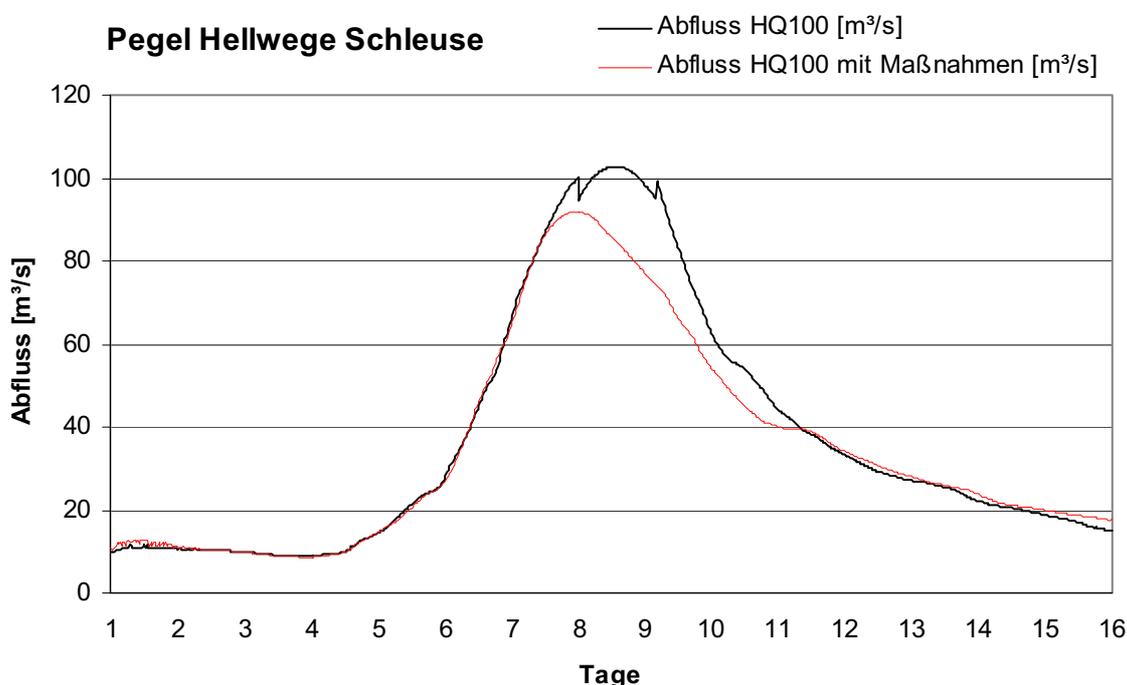


Abb. 9-84: Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse mit und ohne Maßnahmen bei einem Bemessungshochwasser HQ_{100}

Der Wasserstand am Pegel Hellwege Schleuse wird durch die Kombination aller Maßnahmen um 14 cm auf rund 12,44 mNN abgesenkt (Abb. 9-85; $HQ_{5, \text{Sommer}}$: rund 19 cm, Abb. A - 314).

Für den Bereich Rotenburg wird eine Spitzenabflussreduzierung von rund 3,5 m³/s erzielt (Abb. 9-86; $HQ_{5, \text{Sommer}}$: 3,5 m³/s, Abb. A - 315). Hieraus resultiert eine Verminderung des Hochwasserstandes um rund 12 cm (Abb. 9-87; $HQ_{5, \text{Sommer}}$: 49 cm, Abb. A - 316).

Ein auffallendes Merkmal der Wasserstandskurven an der Mündung der Wiedau ist die starke Wasserstandsreduzierung bereits im Vorlauf der Hochwasserwelle. Diese resultiert aus der Implementierung der Altarme in das Modell. Rund 3 km unterhalb der Einmündung der Wiedau in die Wümme befindet sich die Schleuse 1. Die Schleuse soll die Wümme bei Niedrig- und Mittelwasserverhältnissen auf ein Stauziel von rund 17,20 mNN aufstauen. Durch den Einbau der Altarme wird diese Staustufe umgangen und der Aufstau entfällt.

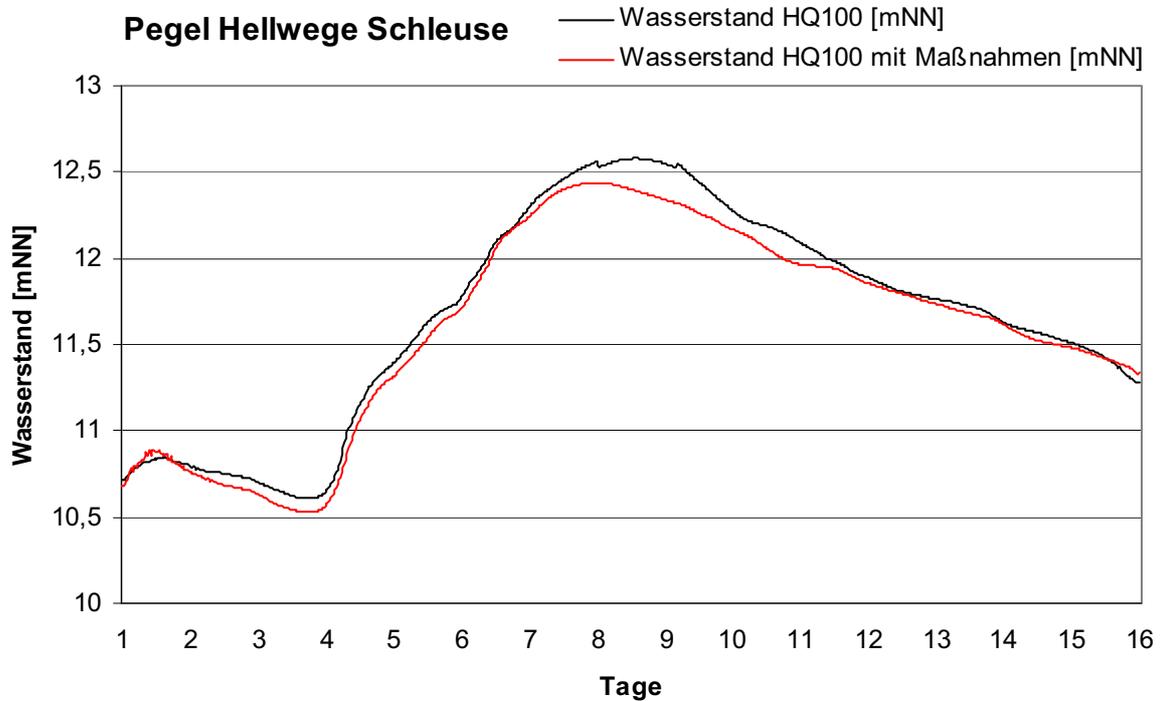


Abb. 9-85: Wasserstand am Pegel Hellwege Schleuse mit / ohne Maßnahmen bei einem HQ₁₀₀

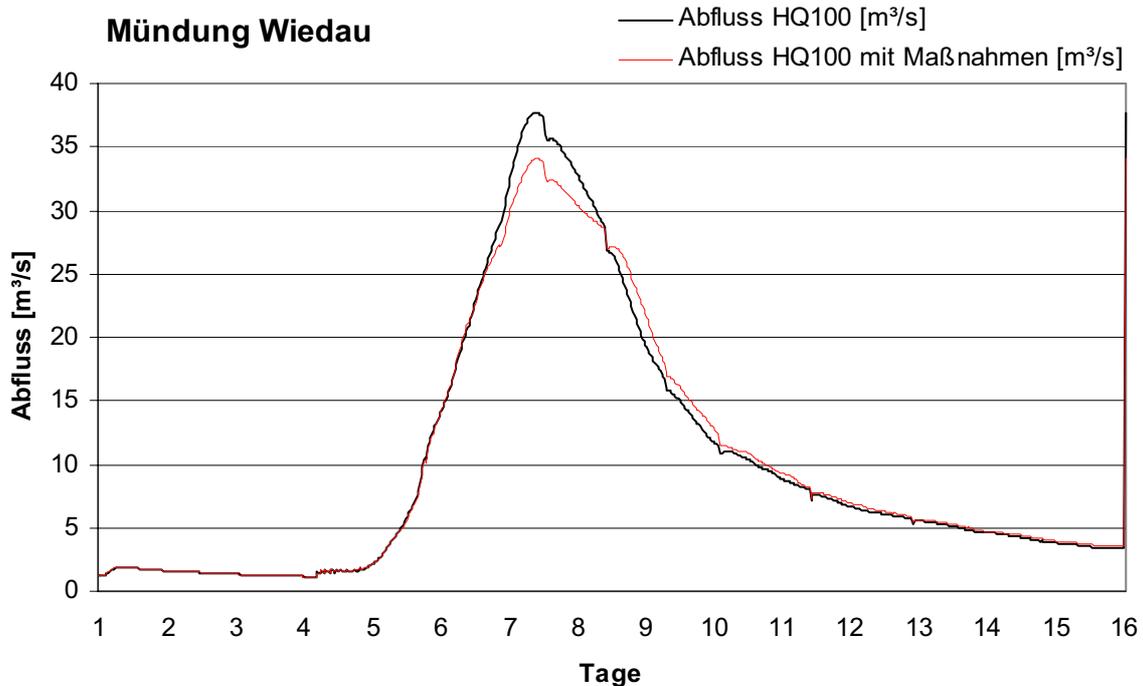


Abb. 9-86: Abfluss an der Mündung der Wiedau mit / ohne Maßnahmen bei einem HQ₁₀₀

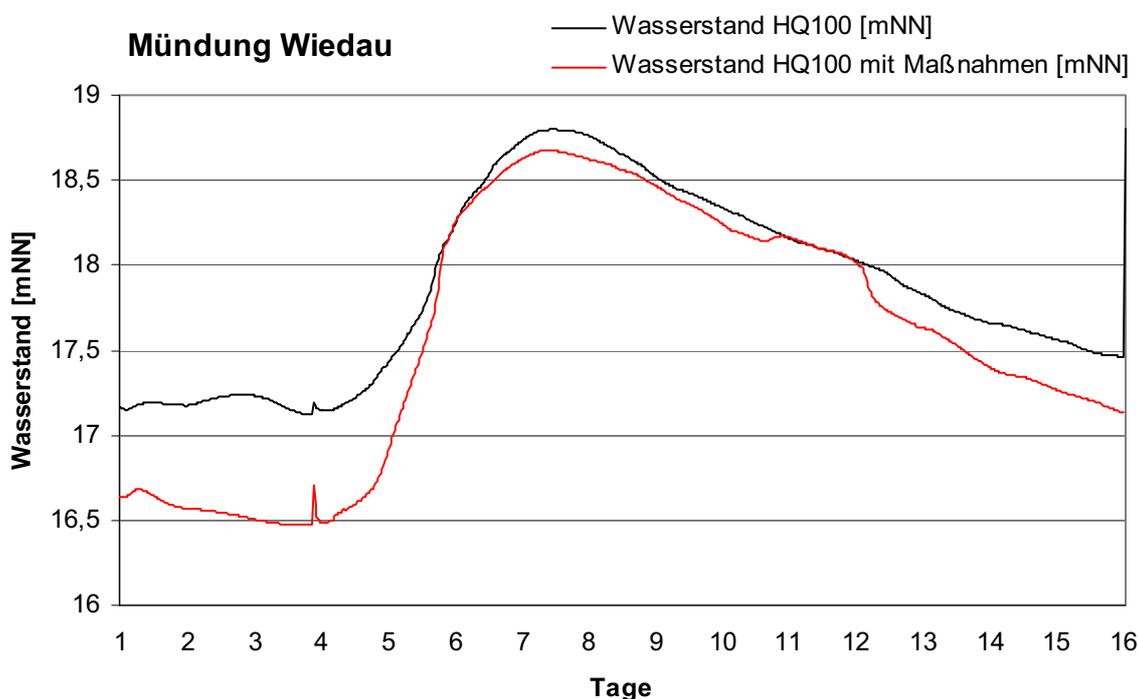


Abb. 9-87: Wasserstand an der Mündung der Wiedau mit / ohne Maßnahmen bei einem HQ_{100}

Abb. 9-88 stellt die Überschwemmungsgebiete mit und ohne Maßnahmen gegenüber. Es ist zu erkennen, dass sich die Ausbreitung der Überschwemmungsgebiete geringfügig verringert hat. Die Wasserstandsreduzierung entlastet somit den Großraum Rotenburg, ist jedoch noch nicht ausreichend, um die besonders gefährdeten Bereiche Rotenburgs (Mühlenstrasse, Aalter Allee) vor einem hundertjährigen Hochwasser zu schützen. Für eine deutliche Verbesserung der Hochwassersituation bei einem hundertjährigen Hochwasser in Rotenburg ist eine Wasserstandsreduzierung von weiteren 50 bis 60 cm nötig. Dieses Ziel ist mit den untersuchten Maßnahmen nicht zu erreichen.



Abb. 9-88: Vergleich der Überschwemmungsgebiete im Bereich der Ortslage Rotenburg bei einem Bemessungshochwasser HQ_{100} mit und ohne Maßnahme

9.13.3 Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)

Als letzter Referenzpegel wurde der Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) gewählt. Der Pegel liegt rund 160 m unterhalb der Wörpemündung in der Wümme. Somit ist an diesem Pegel auch der Einfluss der Rückhaltemaßnahme an der Wörpe (Wilstedter Mühle) sichtbar.

Durch die lange Standzeit des Wassers in den Wümmewiesen sind die Auswirkungen der Maßnahmen, die am Pegel Hellwege Schleuse noch eine Reduzierung um rund $11 \text{ m}^3/\text{s}$ betragen, in Borgfeld nicht mehr auszumachen. Die Reduzierung des Spitzenabflusses resultiert einzig aus der Rückhaltemaßnahme an der Wörpe. Am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) beträgt die Abminderung des Spitzenabflusses bei einem hundertjährigen Hochwasserereignis nur noch 4 bzw. $5 \text{ m}^3/\text{s}$ (Lastfall „Sturmflut in der Weser“ $3,8 \text{ m}^3/\text{s}$, dies entspricht rund 3,4 %, Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ $5,3 \text{ m}^3/\text{s}$, dies entspricht rund 4,9 %; Abb. 9-89 und Abb. 9-90). Bei dem Bemessungshochwasser $HQ_{5, \text{Sommer}}$ beträgt die Reduzierung des Spitzenabflusses noch rund $4,2$ bzw. $3,3 \text{ m}^3/\text{s}$ (Lastfall „Sturmflut in der Weser“ $4,2 \text{ m}^3/\text{s}$, dies entspricht rund 7,5 %, Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ $3,3 \text{ m}^3/\text{s}$, dies entspricht rund 7,0 %; Abb. A - 317 und Abb. A - 318).

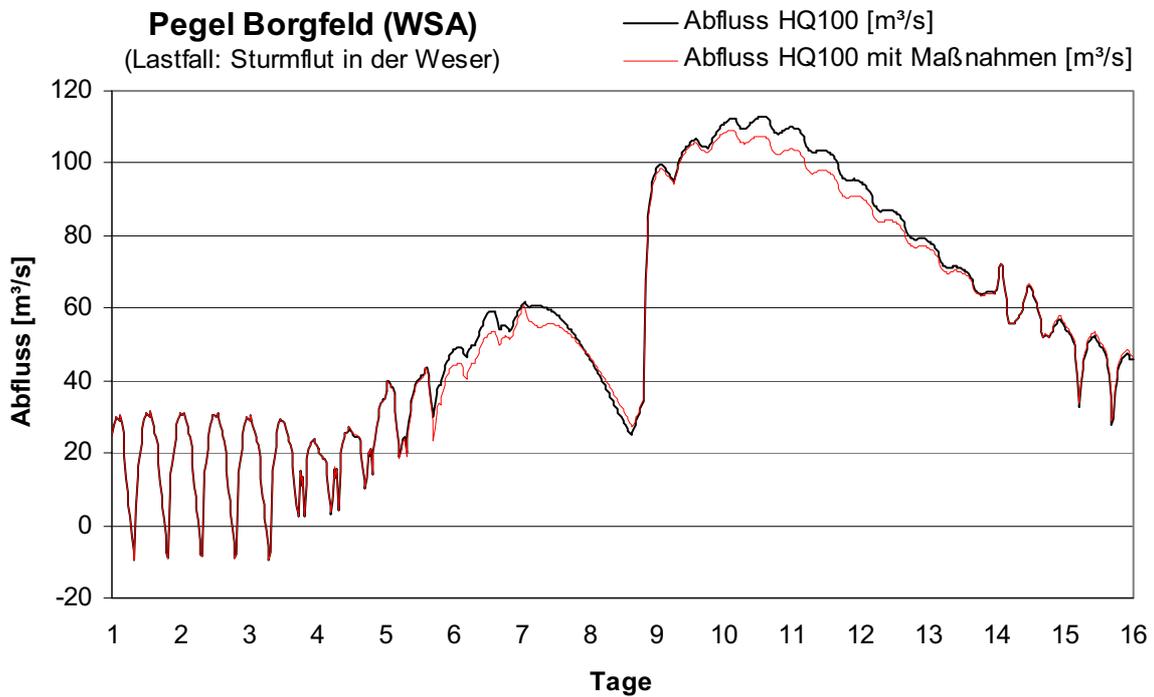


Abb. 9-89: Abfluss am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) mit und ohne Maßnahmen bei einem HQ₁₀₀ (Lastfall: Sturmflut in der Weser)

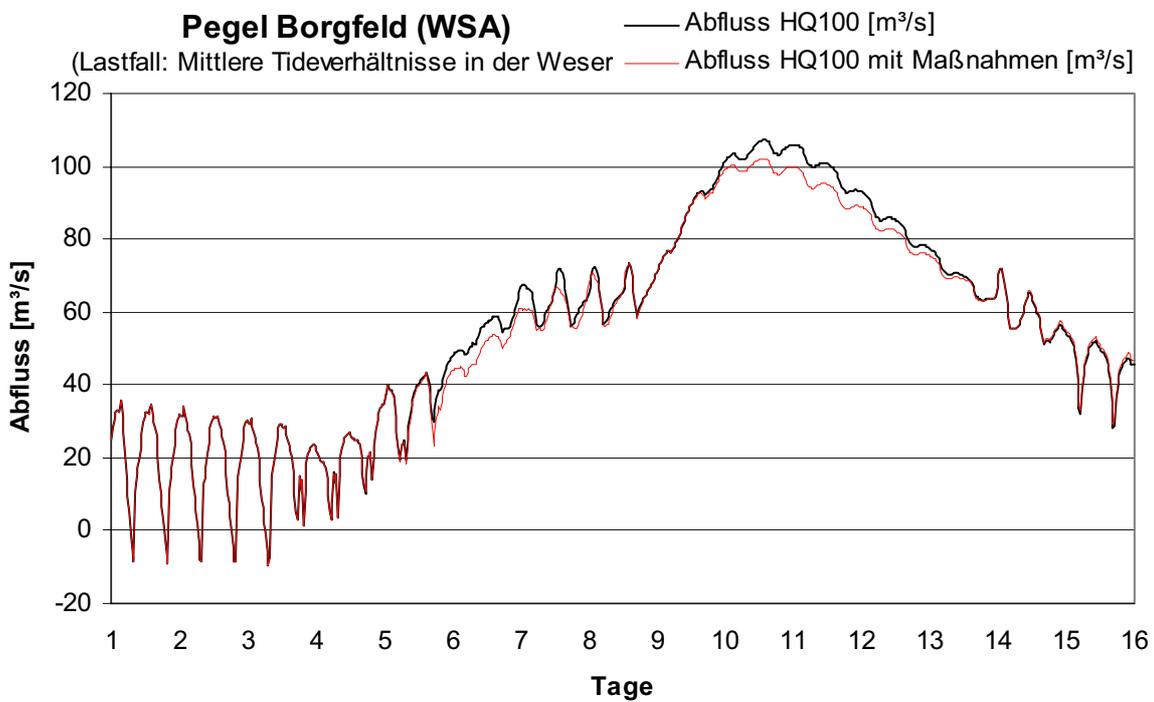


Abb. 9-90: Abfluss am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) mit und ohne Maßnahmen bei einem HQ₁₀₀ (Lastfall: Mittlere Tideverhältnisse in der Weser)

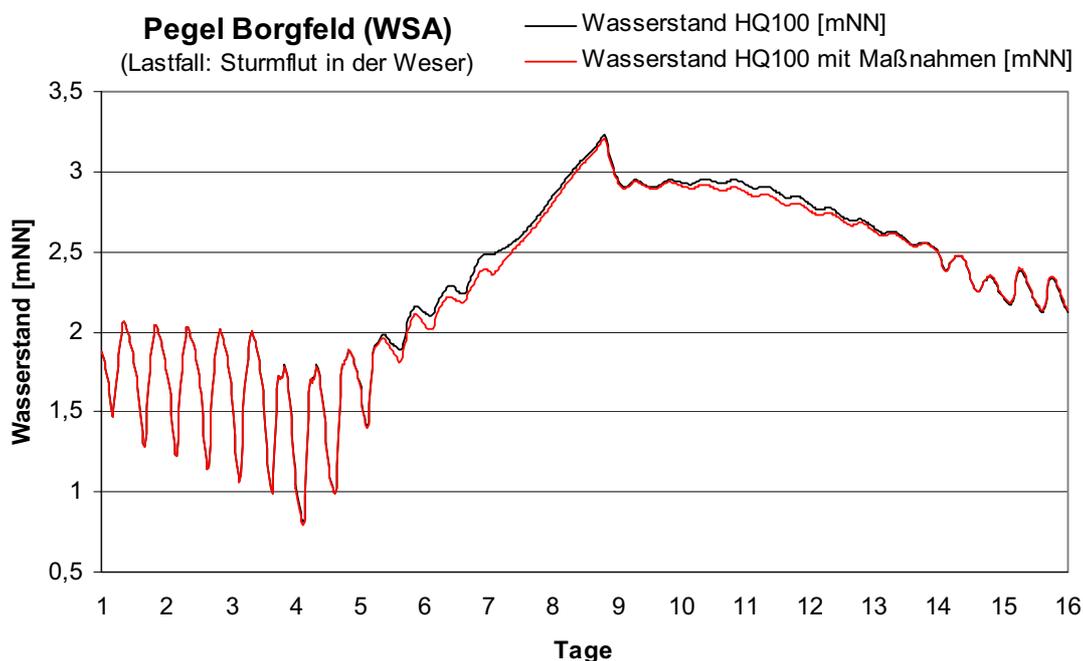


Abb. 9-91: Wasserstand am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) mit und ohne Maßnahmen bei einem HQ_{100} (Lastfall: Sturmflut in der Weser)

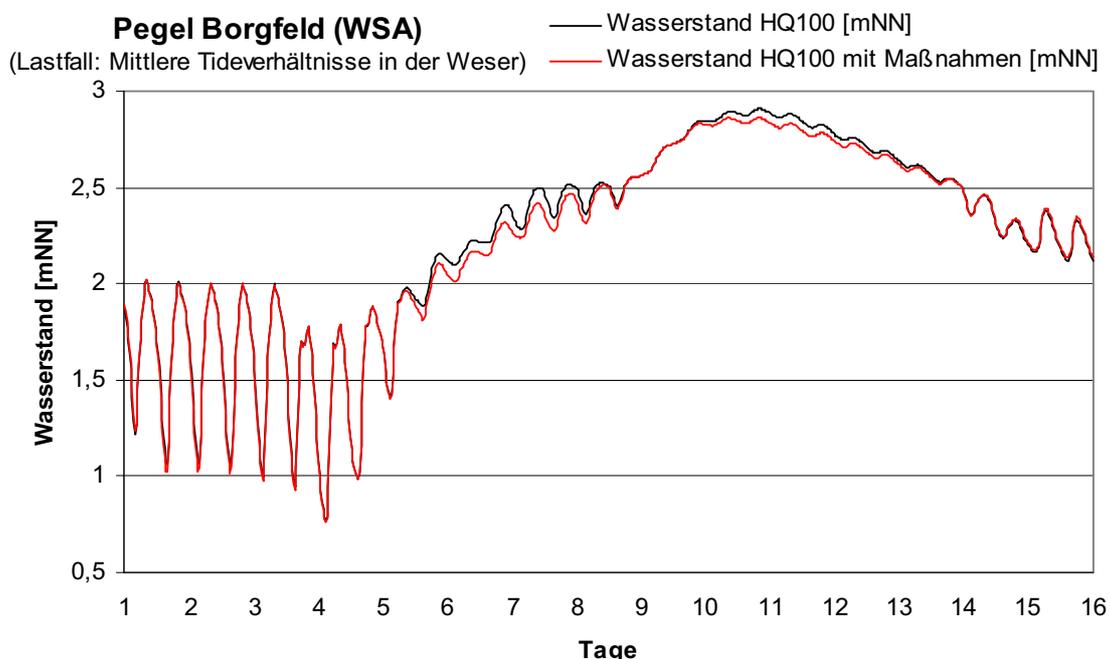


Abb. 9-92: Wasserstand am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) mit und ohne Maßnahmen bei einem HQ_{100} (Lastfall: Mittlere Tideverhältnisse in der Weser)

Auf Grund des großen Volumens der Hochwasserwelle bewirken die Reduzierungen des Spitzenabflusses nur geringe Abminderungen des maximalen Wasserstandes. Bei einem hundert-jährigen Hochwasserereignis beträgt diese 3 bzw. 5 cm (Lastfall „Sturmflut in der Weser“)

3 cm, Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ 5 cm; Abb. 9-91 und Abb. 9-92). Bei dem Bemessungshochwasser $HQ_{5, \text{Sommer}}$ beträgt die Reduzierung des maximalen Wasserstandes 8 bzw. 4 cm (Lastfall „Sturmflut in der Weser“ 8 cm, Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ 4 cm; Abb. A - 319 und Abb. A - 320).

9.13.4 Zusammenfassung und Bewertung der Maßnahmen

Die untersuchten Hochwasserschutzmaßnahmen, insbesondere die Rückhaltungen an der Oberen Wümme, der Fintau, der Wiedau und an der Wörpe, wirken auch am Gesamtsystem eindeutig hochwasserreduzierend. Im Vergleich zu den Ergebnissen der Regionalmodelle sind die Auswirkungen der Maßnahmen am Gesamtsystem aber entsprechend dem im Verhältnis zur Fülle der Hochwasserwelle der Wümme eher kleinen Rückhaltevolumen gering.

Die Rückhaltemaßnahmen bewirken in den Nebengewässern eine starke Verbesserung der Hochwassersituation. Die Ortslagen Lauenbrück (an der Fintau), Grasberg, Lilienthal und Heidberg (an der Wörpe) und der Wümme-Park (an der Oberen Wümme) werden durch die im Oberlauf der Flüsse vorgenommenen Rückhaltemaßnahmen nachhaltig vor einem hundertjährigen Hochwasserereignis geschützt. Für die gefährdete Ortslage Rotenburg (an der Einmündung der Wiedau in die Wümme) konnte die Hochwassersituation zwar verbessert, jedoch nicht endgültig gelöst werden. In diesem Bereich sind weitere Überlegungen notwendig. Es bieten sich z.B. technische Hochwasserschutzmaßnahmen an, da die Ausuferungen in der Stadt lokal begrenzt sind (Aalter Allee, Mühlenstrasse).

Die Rückhaltemaßnahmen sind mit geringem technischem und personellem Aufwand realisierbar. Des Weiteren sind die gewählten Retentionsflächen ausschließlich Waldgebiete und landwirtschaftliche Flächen, sodass das zurückgehaltene Volumen so lange in der Fläche gehalten werden kann, bis sich die Hochwassersituation in den Unterliegergemeinden entschärft hat. Daher bietet sich eine Umsetzung dieser Maßnahmen an.

Die vermehrte Rückhaltung in Mühlenteichen und Regenrückhaltebecken hingegen ist zum einen technisch schwieriger umzusetzen (Ausbau von Regenrückhaltebecken, Bestimmung des Zeitpunktes an dem die Mühlenteiche zu entleeren sind) und bewirken zum anderen nur eine geringe Absenkung des Spitzenabflusses.

Die Hochwasserentlastung durch den Everinghausen-Scheeßeler Kanal ist eine weitere sinnvolle Hochwasserschutzmaßnahme. Durch die Umleitung eines Teilvolumens der Hochwasserwelle in der Wümme wird der Bereich Rotenburg direkt entlastet. Die einfache technische Umsetzung ist ein weiterer positiver Aspekt dieser Maßnahme. Bei entsprechendem Ausbau könnte die Hochwassersituation in Rotenburg weiter verbessert werden.

Der Anschluss von Altarmen an die Wümme hat keinen Effekt auf die Hochwassersituation in der Wümme, da in diesem Bereich die angrenzenden Auen auch ohne den Anschluss der Altarme überschwemmt sind.

10 Zusammenfassung

Dem FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN wurde am 15.04.2004 vom damaligen NIEDERSÄCHSISCHEN LANDESBETRIEB FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KÜSTENSCHUTZ (NLWK), Betriebsstelle Verden, der Auftrag für ein Forschungs- und Entwicklungsvorhaben im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme erteilt. Dieser Hochwasserschutzplan wurde im Auftrag der ehemaligen BEZIRKSREGIERUNG LÜNEBURG, AUßENSTELLE VERDEN, sowie des SENATORS FÜR BAU, UMWELT UND VERKEHR BREMEN erstellt und ist Teil der Küsten- und Hochwasserschutzprogramme der Länder Bremen und Niedersachsen.

Die Aufgabe des FRANZIUS-INSTITUTS umfasste:

- die Erweiterung eines bereits bestehenden hydronumerischen Modells des Lesum-Hamme-Wümme-Einzugsgebietes,
- die Verbesserung der modelltechnischen Grundlagen dieses Regionalmodells durch die Einarbeitung der durch den NLWKN aufgenommenen Querschnitte, Geländehöhen und Bauwerksdaten,
- die instationäre Kalibrierung des Regionalmodells für die Hochwasserereignisse September 2001 (01.09.2001 – 22.09.2001) und Juli 2002 (15.07.2002 – 01.08.2002),
- den Aufbau eines Niederschlag-Abfluss-Modells für das gesamte Einzugsgebiet der Lesum-Hamme-Wümme,
- die Kalibrierung dieses NA-Modells anhand der o.g. Hochwasserereignisse,
- die Kopplung des NA-Modells mit dem hydrodynamischen Modell,
- die Ermittlung und Darstellung der Überschwemmungsflächen und maximalen Wasserstände für das stationäre HQ_{100} -Ereignis in Teileinzugsgebieten,
- die Ermittlung und Darstellung der Überschwemmungsflächen und maximalen Wasserstände für die instationären Hochwasserereignisse $HQ_{5, \text{Sommer}}$ und HQ_{100} für die Bestimmung des Gefährdungspotentials und
- die Untersuchung und Simulation von Maßnahmen in Teileinzugsgebieten und im gesamten Untersuchungsgebiet.

Für die Untersuchung der o.g. Fragestellungen wurde zunächst das bereits vorhandene hydrodynamische 1D-Modell des Lesum-Hamme-Wümme-Flussgebietes bis in das Quellgebiet der Wümme erweitert und um die Nebenflüsse Rodau, Fintau, Veerse, Wiedau, Wieste und Wörpe ergänzt. An der Hamme wurden die Schmoor, die Rummeldeiksbeek, der Giehler Bach und die Kollbeck in das Modell integriert. Für die Nebengewässer wurden vornehmlich Ausbauunterlagen ausgewertet, die durch eine Neuvermessung ausgewählter Querschnitte ergänzt wurden.

Die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells für die o.g. Hochwasserereignisse ergab Abweichungen der Wasserstände im Hochwasserscheitel von 1 bis 10 cm. Diese Genauigkeit konnte nur erreicht werden, indem die ausgedehnten Vorlandbereiche oberhalb von Hellwege, an der Hamme sowie insbesondere im Binnendelta der Wümme mit ihrer Retentionswirkung durch eine entsprechende Stromaufteilung auf den Vorländern erfasst wurden. Der Prozess der Ausuferung in den sehr flachen Niederungsbereichen konnte mit Hilfe des verfügbaren 1D-Modells nur näherungsweise erfasst werden. Für Untersuchungen in Teilbereichen wäre eine Ergebnisverbesserung durch den Aufbau eines zweidimensionalen Modells verbunden mit genaueren Angaben zur Steuerung der Ritterhuder Schleuse und der Wehre im Wümme-Südarmlinien erzielbar.

Die Wasserstände an den zur Verfügung stehenden Pegeln konnten mit einer für die Aufgabenstellung ausreichenden Genauigkeit reproduziert werden. Das naturähnliche Ein- und Ausschlagen der Tide hat gezeigt, dass die Ergebnisse des hydrodynamischen Modells auch die dynamischen Eigenschaften des Systems ausreichend genau abbilden.

Für die Vorhersage der Abflussverhältnisse wurde ein NA-Modell für das gesamte Lesum-Hamme-Wümme Gebiet aufgebaut. Für die Beschickung dieses Modells mit Anfangs- und Randbedingungen (Vorsättigung des Bodens, Niederschlagsverteilung etc.) wurde ein halbautomatisiertes Verfahren entwickelt, das es gestattet, zukünftig beliebige Niederschlagsereignisse bzgl. ihrer Auswirkungen auf das Abflussgeschehen zu untersuchen bzw. die prognostizieren. Eine Weiterentwicklung dieser Methodik würde die Vorhersage der Abflussverhältnisse in Echtzeit ermöglichen. Die erreichbaren Genauigkeiten wären sehr hoch und würden in der Größenordnung der innerhalb der Kalibrierung des NA-Modells erreichten Genauigkeiten liegen.

Die Kalibrierung des NA-Modells wurde anhand der o.g. Hochwasserereignisse durchgeführt. Der mittlere quadratische Fehler der im Rahmen der Kalibrierung berechneten Abflüsse lag in etwa 90% der Teileinzugsgebiete zwischen 0,75 und 1,0, was insgesamt ein gutes Ergebnis darstellt. Dies dokumentiert, dass die erzielte Modellqualität ausreicht, um Scheitelabflüsse im Einzugsgebiet der Lesum mit einer maximalen Abweichung von 1-2 m³/s in den Nebengewässern bzw. einer maximalen Abweichung von 5-10 m³/s am Pegel Hellwege-Schleuse zu prognostizieren.

Die Modellqualität könnte durch gezielte Abflussmessungen weiter verbessert werden. Insbesondere die genauere Kenntnis über die Fließgeschwindigkeiten an den Pegeln im tidebeeinflussten Gebiet würde eine exaktere Volumenbilanz des Abflusses ermöglichen. Weiterhin wäre durch die vorübergehende Einrichtung von Dauermessstellen an Gewässern mit starker Verkrautungsintensität eine bessere Absicherung des Eta-Wertes als Maß für die Durchflusshemmung zu erzielen. Schließlich könnten zusätzliche Messungen in bestimmten Teileinzugsgebieten und während ablaufender Hochwasserereignisse die Fehlerquote infolge unterschiedlicher Fließzeiten mindern bzw. die Kalibrierung verbessern.

Für die im Rahmen der NA-Modellierung durchzuführenden Prognoserechnungen wurde zunächst ein synthetisch erzeugtes Niederschlagsereignis mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren simuliert. Untersucht wurden drei Varianten mit Niederschlagsdauern von 24, 48 und 72 Stunden. Die Niederschlagshöhen der entsprechenden Niederschlagsdauern wurden dem KOSTRA - Atlas des DEUTSCHEN WETTERDIENSTES entnommen. Der zeitliche Verlauf des Niederschlags wurde nach der Empfehlung des DVWK gewählt. Es zeigte sich, dass eine Dauer von $D = 72,0$ h und eine zugehörige Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm die ungünstigste Variante ist.

Für die Bestimmung des Gefährdungspotentials im gesamten Einzugsgebiet wurden charakteristische Hochwasserereignisse (HQ_{100} und $HQ_{5, \text{Sommer}}$) untersucht, die auf der Grundlage des zuvor beschriebenen Regionalmodells simuliert wurden. Die Ergebnisse der Simulationen zeigen, dass im oberen Einzugsgebiet die Unterschiede der stationären und instationären Simulation im Bereich des Hochwasserscheitels minimal sind. Im tidebeeinflussten Bereich des Einzugsgebietes ist die Wahl des Lastfalles in der Weser entscheidend für die Wasserstände bis zum Pegel Hellwege Schleuse. Die höchsten Wasserstände treten ohne Zweifel für den Lastfall „Sturmflut in der Weser“ auf. Es wäre zu untersuchen wie wahrscheinlich dieser Extremlastfall in Überlagerung mit einem HQ_{100} -Ereignis ist.

Für die Entwicklung von Maßnahmen des Hochwasserschutzes wurden die Randbedingungen durch das NA-Modell ermittelt. Hierfür wurden für die hydrologischen Teilräume „Hamme“ (ab dem Ritterhuder Sperrwerk), „Lesum Mündung bis Hellwege-Schleuse“ und „Obere Wümme oberhalb Hellwege-Schleuse“ anhand der vorhandenen Pegelwerte die für das jeweilige Hochwasserereignis ($HQ_{5, \text{Sommer}}$ und HQ_{100}) anzusetzenden Maximalwerte ermittelt und im Bedarfsfall extrapoliert. Zur Untersuchung der Effektivität der untersuchten Maßnahmen wurde das instationäre Gesamtmodell des Gewässernetzes Hamme-Wümme-Lesum mit dessen Nebenflüssen verwendet.

Die untersuchten Hochwasserschutzmaßnahmen, insbesondere die Retentionsmaßnahmen an der Oberen Wümme, der Fintau, der Wiedau und an der Wörpe, wirken auch am Gesamtsystem eindeutig hochwasserreduzierend. Im Vergleich zu den Ergebnissen der Modelle in Teil-einzugsgebieten, sind die Auswirkungen der Maßnahmen am Gesamtsystem aber entsprechend dem im Verhältnis zur Fülle der Hochwasserwelle der Wümme eher kleinen Rückhaltewolumen gering.

Die Rückhaltemaßnahmen bewirken in den Nebengewässern eine Verbesserung der Hochwassersituation. Die Ortslagen Lauenbrück (an der Fintau), Grasberg, Lilienthal und Heidberg (an der Wörpe) und der Wümme-Park (an der Oberen Wümme) werden durch die im Oberlauf der Flüsse vorgenommenen Rückhaltemaßnahmen nachhaltig vor einem hundertjährigen Hochwasserereignis geschützt. Für die gefährdete Ortslage Rotenburg (an der Einmündung der Wiedau in die Wümme) konnte die Hochwassersituation zwar verbessert, jedoch nicht endgültig gelöst werden. In diesem Bereich sind weitere Überlegungen notwendig. Es bieten sich

z.B. technische Hochwasserschutzmaßnahmen an, da die Ausuferungen in der Stadt lokal begrenzt sind (Aalter Allee, Mühlenstrasse). Die Rückhaltemaßnahmen sind mit geringem technischen und personellen Aufwand realisierbar. Des Weiteren sind die gewählten Retentionsflächen ausschließlich Waldgebiete und landwirtschaftliche Flächen, sodass das zurückgehaltene Volumen so lange in der Fläche gehalten werden kann, bis sich die Hochwassersituation in den Unterliegergemeinden entschärft hat. Daher bietet sich eine Umsetzung dieser Maßnahmen an. Die vermehrte Rückhaltung in Mühlenteichen und Regentrückhaltebecken hingegen ist zum einen technisch schwieriger umzusetzen (Ausbau von Regentrückhaltebecken, Bestimmung des Zeitpunktes an dem die Mühlenteiche zu entleeren sind) und bewirken zum anderen nur eine geringe Absenkung des Spitzenabflusses.

Die Hochwasserentlastung durch den Everinghausen-Scheeßeler Kanal ist eine weitere sinnvolle Hochwasserschutzmaßnahme. Durch die Umleitung eines Teilvolumens der Hochwasserwelle in der Wümme wird der Bereich Rotenburg direkt und nachhaltig entlastet. Die einfache technische Umsetzung ist ein weiterer positiver Aspekt dieser Maßnahme. Bei entsprechendem Ausbau könnte die Hochwassersituation in Rotenburg weiter verbessert werden. Der Anschluss von Altarmen an die Wümme hat keinen Effekt auf die Hochwassersituation in der Wümme, da in diesem Bereich die angrenzenden Auen auch ohne den Anschluss der Altarme überschwemmt sind.

Die im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass es mit Hilfe hochqualitativer hydronumerischer Modelle möglich ist, das Systemverhalten auch ausgedehnter Flusssysteme hinreichend genau zu beschreiben und auf dieser Grundlage effiziente Maßnahmen für einen nachhaltigen Hochwasserschutz zu erarbeiten.

Hannover, 20. September 2006

Geschäftsführender Leiter
des FRANZIUS-INSTITUTS: Projektleiter:

Prof. Dr.-Ing. C. Zimmermann Dr.-Ing. A. Matheja

Sachbearbeiter:

Dipl.-Ing. H. Spekker

Dipl.-Ing. C. Pohl

Dipl.-Ing. L. Schweter

Literatur

- Amt der Oberösterreichischen Landesregierung Hochwasser-Abwehr: Anlage des Internationalen Symposions "Interpraevent 1980" in Bad Ischl, Linz, 1980
- ATV-DVWK Ursache-Wirkungsbeziehungen zu Hochwasserereignissen, ATV-DVWK-Arbeitsbericht, ISBN 3-924063-67-2, August 2003
- Berg, B. Hochwasser der Weser, Wümme, Lesum und Ochtum im Gebiet der freien Hansestadt Bremen, Bremen, 1867
- Bezirksregierung Braunschweig Leitfaden Hochwasserschutz, Göttingen, 2003
- Bezirksregierung Lüneburg Bestandsaufnahme zur Umsetzung der EG-Wasserrahmenrichtlinie - Bearbeitungsgebiet Wümme, Verden, 2004
- BMU Stand und Einsatz mathematisch-numerischer Modelle in der Wasserwirtschaft, Koblenz, 1997
- BFG Mathematisch-numerische Modelle in der Wasserwirtschaft, Handlungsempfehlungen, Koblenz, 2002
- BMU Hochwasserereignisse an großen Seen und Flüssen, 2004
- BMU Hydrologischer Atlas von Deutschland, Bonn, 2000
- BMU Perspektiven für eine ökologisch ausgerichtete Hochwasservorsorge, 2004
- BMU Eckpunkte für ein Artikelgesetz zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes, Berlin, 2003
- BMU / MU Niedersachsen Allgemeine Hinweise zur WRRL in Deutschland / Niedersachsen / Bremen, 2004
- Brandt, T. Hinweise zum Aufstellen und Anpassen von Niederschlag-Abfluss-Modellen, Wasserwirtschaft, Heft 80, Wiesbaden, 1990
- Brundiers K.,
Fleischhauer, G. Die Weser: Hannoversch-Münden-Bremerhaven mit Aller, Lesum, Wümme, Hamme, Hunte, Küstenkanal, Elbe-Weser-Weg, Hamburg, 1989
- BWK, 1999 Hydraulische Berechnung von naturnahen Fließgewässern, Teil 1, Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau, e.V. (BWK), 1999

- BWK Grundlage für stationäre eindimensionale Wasserspiegelberechnungen, Technischer Bericht 2/97, Düsseldorf, 2000
- Danish Hydraulic Institute MIKE 11 A Modelling System for Rivers and Channels, Reference Manual, Horsholm, Dänemark, 2002
- Danish Hydraulic Institute MIKE 11 A Modelling System for Rivers and Channels, User Guide, Horsholm, Dänemark, 2002
- Deutscher Wetterdienst Klimadaten von Deutschland, Zeitraum 1961-1990, Offenbach, 1996
- DIN 19700 Stauanlagen, Deutsches Institut für Normung, Berlin, 2004
- DIN 4049 Hydrologie, Grundbegriffe, Deutsches Institut für Normung, Berlin, 1992
- DVWK Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluß-Modellen in kleinen Einzugsgebieten, Teil I: Analyse, DVWK-Regeln 112, Bonn, 1982
- DVWK Ermittlung der Verdunstung von Land- und Wasserflächen, DVWK-Merkblatt 238, Bonn, 1996
- DVWK Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluß-Modellen in kleinen Einzugsgebieten, Teil II: Synthese, DVWK-Regeln 113, Bonn, 1984
- DVWK Der Abfluss in verkrauteten Gewässern - eine Gegenüberstellung der Verfahren Pantle, Gils und Schenk, Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, Heft 2, 1966
- DVWK Die wechselnde Abflusshemmung in verkrauteten Gewässern, Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, Heft 5, 1962
- DVWK Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern, DVWK-Merkblatt 127, Bonn, 1999
- DVWK Hydraulische Berechnung von Fließgewässern, DVWK –Merkblatt 220, Hamburg – Berlin, 1991
- DVWK Niederschlag–Empfehlung für Betreiber von Niederschlagsstationen, DVWK-Merkblatt 230, Essen, 1994
- DVWK Niederschlag, Aufbereitung und Weitergabe von Niederschlagregistrierungen, DVWK-Regeln 123, Hamburg, 1985
- DVWK Niederschlag, Starkregenauswertung nach Wiederkehrzeit und Dauer, DVWK-Regeln 124, Hamburg, 1985

- DVWK Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen, DVWK-Merkblatt 251, Bonn, 1999
- DVWK Empfehlung zur Berechnung der Hochwasserwahrscheinlichkeit, DVWK-Regeln 101, Hamburg, 1979
- DWD Klimastatusbericht 2002, 2002
- DWD Klimastatusbericht 2003, 2003
- DWD KOSTRA-DWD 1.0.3 (2002), vom Deutschen Wetterdienst autorisierte digitale Datenbank des ITWH (Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie) auf Datenbasis des DWD, Offenbach, 1997.
- Elsholz, M., Sellheim, P. Pegel an kleinen Fließgewässern, Niedersächsisches Landesamt für Ökologie, Hildesheim, 2000
- ESRI, 1996 (1) Manual ArcView, Version 3.1, Environmental System Research Institute, 1996
- ESRI, 1996 (2) Manual Spatial Analyst, Version 1.1, Environmental System Research Institute, 1996
- ESRI, 1997 Manual 3D Analyst, Version 1.0, Environmental System Research Institute, 1997
- Europäisches Parlament Richtlinie 2000/60/EG – WRRL, EU-Richtlinie, Europäisches Parlament, 2000
- Franzius-Institut Untersuchungen zum nachhaltigen und umweltverträglichen Hochwasserschutz im Bereich der Borgfelder Wümmewiesen, Franzius-Institut, Hannover, 2004
- Franzius-Institut Ausweisung von Überschwemmungsgebieten im Bereich von Lesum, Hamme und Wümme, Franzius-Institut, Hannover, 2002
- Franzius-Institut Untersuchungen zur Reduzierung von Sedimentation und Baggermengen am Liegeplatz des Segelschiffes ‚Deutschland‘ in der Lesum und der Einfahrt zum Hafen Vegesack, Franzius-Institut, Hannover, 2000
- Franzius-Institut Entwicklung der Mittelweser seit Beginn der Nutzung als Wasserstraße, Franzius-Institut, Hannover, 1996
- Franzius-Institut Einfluss einer Sohlschwelle in der Wümme auf das Tide- und Hochwasserregime, Franzius-Institut, Hannover, 1991
- Franzius-Institut Hydraulische Modellversuche für Lesum Hamme und Wümme, Franzius-Institut, Hannover, 1972

- Franzius-Institut Modellversuche für die Ortsumgehung Lilienthal, Franzius-Institut, Hannover, 1985
- Freie Hansestadt
Bremen - der Sena-
tor für Bau und
Umwelt Hochwasserschutz im Land Bremen, Broschüre, 2003
- Fritsch, U. Quantifizierung des Einflusses der Land, Potsdam-Institut für Klimafolgenforschung, Potsdam, 2001
- Fritzsche, B. Europäische Wasserrahmenrichtlinie, Das Pilotprojekt Lausitzer Neiße, Wasserwirtschaft, Heft 3, Wiesbaden, 2004
- GFZ Potsdam Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse RIMAX, Tagungsband, Potsdam, 2005
- Geitz, M. Einfluss der räumlichen Niederschlagsvariabilität auf Ergebnisse von Niederschlag-Abfluss-Berechnungen, Institut für Wasserwesen, Universität der Bundeswehr München, Heft 51, Neubiberg, 1994
- Gils, H. Die wechselnde Abflusshemmung in verkrauteten Gewässern, Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, Jg. 6, H. 5, Koblenz, 1962
- Gils, H. Der Abfluß in verkrauteten Gewässern – eine Gegenüberstellung der Verfahren Pantle, Gils und Schenk, Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, Jg. 10, H.2, Koblenz, 1966
- HEC-RAS Manual Hydraulic Reference Manual, River Analysis System HEC-RAS, Version 3.0, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 2002
- Jankiewicz, P. Differenzierte Parametrisierung von Verfahren zur Verdunstungsbestimmung unter Berücksichtigung von Bodenfeuchte und Phänologie, Wasserwirtschaft, Heft 5, Wiesbaden, 2004
- Keil, C. Numerische Simulation von Starkniederschlagsereignissen mit mesoskaligen Wetter-Vorhersagemodellen, Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt, Köln, 2000
- Klatt, P. Vorhersage von Hochwasser aus radargemessenem und prognostiziertem Niederschlag, Ruhr-Universität Bochum, Heft 1, 1983
- KOHANE, R. Berechnungsmethoden für Hochwasserabfluss in Fließgewässern mit überströmten Vorländern, Dissertation, In: Mitteilungen des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart, Heft 73, 1991

- Landesumweltamt
Brandenburg Handbuch für die Hochwasserabwehr an Gewässern und Deichen im
Land Brandenburg, Brandenburg, 1995
- Langguth, H.-R.,
Voigt, R. Hydrogeologische Methoden, Aachen, 2004
- LAWA Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz, Stuttgart,
1995
- LAWA Handlungskonzept zur Umsetzung der Wasserrahmenrichtlinie, 2004
- LAWA Handlungsempfehlung zur Erstellung von Hochwasser-Aktionsplänen -
Konzepte und Strategien: Oberirdische Gewässer, Schwerin
- LAWA Wirksamkeit von Hochwasservorsorge und Hochwasserschutzmaß-
nahmen, 2004
- LAWA Elemente der Richtlinie des Rates für den Schutz und die Bewirtschaf-
tung der Gewässer der Europäischen Gemeinschaft (EG-
Wasserrahmenrichtlinie), 2004
- LAWA Pegelvorschrift – Anlage A, Teil 1 und Teil 2 / Anlage B / Anlage D, An-
hang II / Anlage F
- Emschergenossen-
schaft Konzept zur Verminderung der Hochwasserabflüsse, Emschergenos-
senschaft, Essen, 1991
- Maniak, U. Auswirkungen veränderter Abflussbedingungen im Einzugsgebiet der
Lesum, Erläuterungsbericht, Leichtweiss-Institut für Wasserbau, Tech-
nische Universität Braunschweig, Braunschweig, 2002
- Maniak, U. Hydrologie und Wasserwirtschaft. Eine Einführung für Ingenieure, 4.
Aufl., Springer-Verlag, Berlin, 1997
- Merz, B. Modellierung des Niederschlag-Abfluss-Vorgangs in kleinen Einzugs-
gebieten unter Berücksichtigung der natürlichen Variabilität, Mitteilun-
gen des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft der Universität
Karlsruhe, Heft 56, Karlsruhe, 1996
- Müller-
Westermeier, G. Klimadaten von Deutschland Zeitraum 1961-1990, DWD, Offenbach
am Main, 1996
- Niedersächsischer
Minister für Ernäh-
rung, Landwirt-
schaft und Forsten Verzeichnis der Niederschlagsmessstellen in Niedersachsen und Bre-
men, 1982

- Nds. Min. für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten Flächenverzeichnis zur Hydrographischen Karte Niedersachsen, 1983
- Nds. Min. für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten Hydrographische Karte Niedersachsen, 1983
- Nds. Landesamt für Bodenforschung Böden in Niedersachsen, Niedersächsisches Bodeninformationssystem NIBIS, Hannover, 1997
- Nds. Landesamt für Bodenforschung Arbeitshefte Boden, Heft 3, Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung, Hannover, 2004
- Nds. Landesamt für Bodenforschung Arbeitshefte Boden, Heft 4, Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung, Hannover, 2004
- Nds. Umweltministerium Wasserwirtschaftlicher Rahmenplan Wümme-Unterweser, Hannover, 1994
- NLÖ Anwendung der Wasserstands-Durchfluss-Beziehung, Niedersächsisches Landesamt für Ökologie, Hildesheim, 1999
- NLÖ Gewässergütekartierung in Niedersachsen, Hildesheim, 2004
- NLÖ Gewässerüberwachungssystem Niedersachsen –GüN Pegelmessnetz – Messnetzkonzeption, Messstrategie, Hildesheim, 2002
- NLÖ Hochwasserbemessungswerte für die Fließgewässer in Niedersachsen, Abflüsse in Hydrologischen Landschaften über Regionalisierungsansätze, Niedersächsisches Landesamt für Ökologie, Hildesheim, 2003
- NLÖ Oberirdische Gewässer - Anwendung der Wasserstands-Durchfluss-Beziehung, Hildesheim, 1999
- NLWK Verden Gewässergütebericht 2004, NLWK-Schriftenreihe Band 10, Verden, 2004
- Patt, H. Hochwasser-Handbuch, Auswirkungen und Schutz, Springer - Verlag, Berlin, 2001
- Rosemann, H. J. Die Hochwasservorhersage auf der Grundlage eines mathematischen Niederschlag-Abfluss-Modelles für räumlich gegliederte Einzugsgebiete, Schriftenreihe des Bayrischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, Heft 5, München, 1977
- Schatzl, R. Skalenabhängiger Vergleich zwischen Wetterradardaten und Niederschlagsmessungen, TU Graz, Graz, 2002

- Scherrer, S. Abflussbildung bei Starkniederschlägen, Identifikation von Abflussprozessen mittels künstlicher Niederschläge, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, VAW 147, Zürich, 1997
- SCHNEIDER, K.-J. Bautabellen für Ingenieure, 14. Auflage, Düsseldorf, 2001
- Schrenk, G. Ursache-Wirkungsbeziehungen zu Hochwasserereignissen, Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Heft 6, Koblenz, Dez. 2003
- Seher, W. Hochwasserschutz - Handlungsoptionen der Raumplanung zwischen Koexistenz und Kooperation, Wasserwirtschaft, Heft 3, Wiesbaden, 2004
- Stanek, H. Einsatz von Laserscannern zur Erstellung von präzisen Geländemodellen als Grundlage für hydraulische Abflussberechnungen und Simulationen, Hydrographische Nachrichten, Heft 1, Stade, 2004
- TU-Darmstadt Hydrologie-Lexikon, TU-Darmstadt, Darmstadt
- Umweltbundesamt Ergebnisse täglicher Niederschlagsanalysen in Deutschland von 1982 bis 1995, Umweltbundesamt, Berlin, 1997
- UNI-Magazin Informationen auf den Punkt bringen, Uni-Magazin, Heft 1, 2004
- Universität Hannover, Institut für Landschaftspflege und Naturschutz Landschaftshaushalt und Landschaftsentwicklung im Hamme-Wümme-Gebiet, Universität Hannover, Institut für Landschaftspflege und Naturschutz, Hannover, 1979
- Universität Hannover, Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau Vorlesung zum Thema Wasserwirtschaft, Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau, Hannover, 2003
- Vetterlein, E. Entwicklungsplan Weser-Lesum, Hannover, 1926
- Willems, W. Ursache-Wirkungsbeziehungen zu Hochwasserereignissen, ATV-DVWK, Hennef, 2003
- Worreschk, B. Handlungsempfehlung zur Erstellung von Hochwasser-Aktionsplänen: Konzepte und Strategien; Oberirdische Gewässer, LAWA, Schwerin, 1999

- Zaiß, H. Simulation ereignisspezifischer Einflüsse des Niederschlag-Abfluß-Prozesses von Hochwasserereignissen kleiner Einzugsgebiete mit Niederschlag-Abfluss-Modellen, Technische Berichte über Ingenieurhydrologie und Hydraulik Nr. 42, Institut für Wasserbau, Technische Hochschule Darmstadt, Darmstadt, 1989
- ZANKE, U. C. E. Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer, Berlin, 2002
- Lecher, K., Lühr, H.-P. ; Zanke, U.C.E. Taschenbuch der Wasserwirtschaft, 8. Auflage, Berlin, 2001

Internet:

- | | |
|--|---|
| www.dhisoftware.com | Danish Hydraulic Institut |
| www.arge-weser.de | Flussgebietsgemeinschaft Weser |
| www.bremen.de | Freie Hansestadt Bremen |
| www.bund-bremen.net | BUND Landesverband Bremen |
| www.dwd.de | Deutscher Wetterdienst |
| www.geum.de | Ingenieurgesellschaft GEUM.tec |
| www.hydroskript.de | Vorlesung zum Thema Hydrologie und Wasserwirtschaft |
| www.mu.niedersachsen.de | Niedersächsisches Umweltministerium |
| www.nlfb.de | Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung |
| www.nloe.de | Niedersächsisches Landesamt für Ökologie |
| www.sottrum.de | Samtgemeinde Sottrum |
| www.stua-ha.nrw.de | Staatliches Umweltamt Hagen |
| www.stua.he.nrw.de | Staatliches Umweltamt Herten |
| www.umweltbundesamt.de | Umweltbundesamt |
| www.uni-kiel.de | Christian-Albrechts-Universität zu Kiel |
| www.wasserblick.net | Bund- Lander- Informations- und Kommunikationsplattform |
| www.lesumsperrwerk.de | Deichverband Rechtes Weserufer, 2003 |
| www.wabo-teufelsmoor.de | Wasser- und Bodenverband Teufelsmoor |