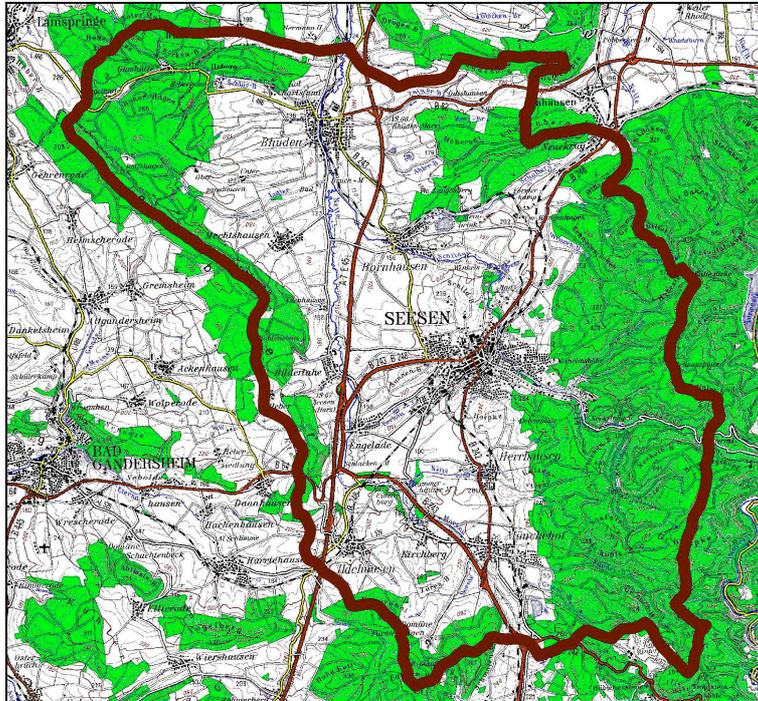


Erstellen eines Flussgebietsmodells für das Einzugsgebiet der Nette



Auftraggeber

Ausbauverband Nette
Am Thie 1
31188 Holle

Auftragnehmer



L+N ingenieurgemeinschaft

Ernst-Grote-Str. 13
30916 Isernhagen



Leibniz Universität Hannover

AG Wasser und Umwelt
Callinstr. 34
30167 Hannover

Juli 2008

Inhaltsverzeichnis

1	Veranlassung und Aufgabenstellung	3
2	Untersuchungsgebiet	3
3	Grunddaten	4
4	Niederschlag-Abfluss-Modell	5
5	Modellaufbau	7
6	Kalibrierung	13
7	KOSTRA-Niederschläge	19
8	Hochwasser und Zielgrößen	21
9	Hochwassersimulationen - KOSTRA	22
10	Simulation historischer Ereignisse	35
10.1	Ereignis 2007	35
10.2	Ereignis 1998	39
10.3	Anmerkungen zur Steuerung der Hochwasserrückhaltebecken	43
11	Zusammenfassung	44
12	Literatur	46

1 Veranlassung und Aufgabenstellung

In den Jahren 2000 bis 2003 hat der Ausbauverband Nette südlich der Ortschaft Rhüden im Einzugsgebiet der Nette ein Hochwasserrückhaltebecken (HRB, Stauvolumen rd. 328.000 m³ zzgl. Volumen aus Bodenentnahmeflächen von rd. 32.000 m³; d.h. das Gesamtvolumen beträgt rd. 360.000 m³) errichtet, um die Abflussverhältnisse für Rhüden zu verbessern bzw. die Überflutungshäufigkeit innerhalb der Ortschaft zu verringern. Da das HRB nicht in der Lage ist, auch extreme Abflüsse zu kontrollieren, plant der Verband die Anlage eines weiteren Beckens, um neben dem Abfluss der Nette auch den Abfluss der zwischen Rhüden und dem HRB einmündenden Schildau zu beeinflussen. Dieses östlich der Ortschaft Bornhausen gelegene Becken soll die Hochwassergefahr für Rhüden weiter reduzieren und verbessert gleichzeitig den Hochwasserschutz für Bornhausen. Derzeit wird eine Beckengröße von ca. 580.000 m³ angestrebt.

Dem unterzeichnenden Ingenieurbüro wurde der Auftrag erteilt, mittels eines Niederschlag-Abfluss-Modells Hochwasser verschiedener Jährlichkeiten zu simulieren. Als relevante Niederschläge werden dazu Angaben aus dem KOSTRA-Atlas (2000) angesetzt.

Die Ergebnisse werden hiermit vorgelegt.

2 Untersuchungsgebiet

Das Untersuchungsgebiet umfasst das obere Einzugsgebiet der Nette ab der Kreisgrenze Hildesheim/Goslar und beträgt ca. 150 km². Die wesentlichen Gewässer im Untersuchungsgebiet sind die Nette und die Schildau. Die Abb. 1 zeigt das Gebiet sowie die Lage des Abschlussbauwerks des bestehenden HRB „Nette“ und den Standort des geplanten HRB „Schildau“. Das HRB „Nette“ besitzt ein Stauvolumen von rd. 360.000 m³ und kontrolliert ein Einzugsgebiet von ca. 60 km²; das neue HRB „Schildau“ soll derzeit ein Stauvolumen von rd. 580.000 m³ besitzen und kontrolliert ein Einzugsgebiet von ca. 30 km².

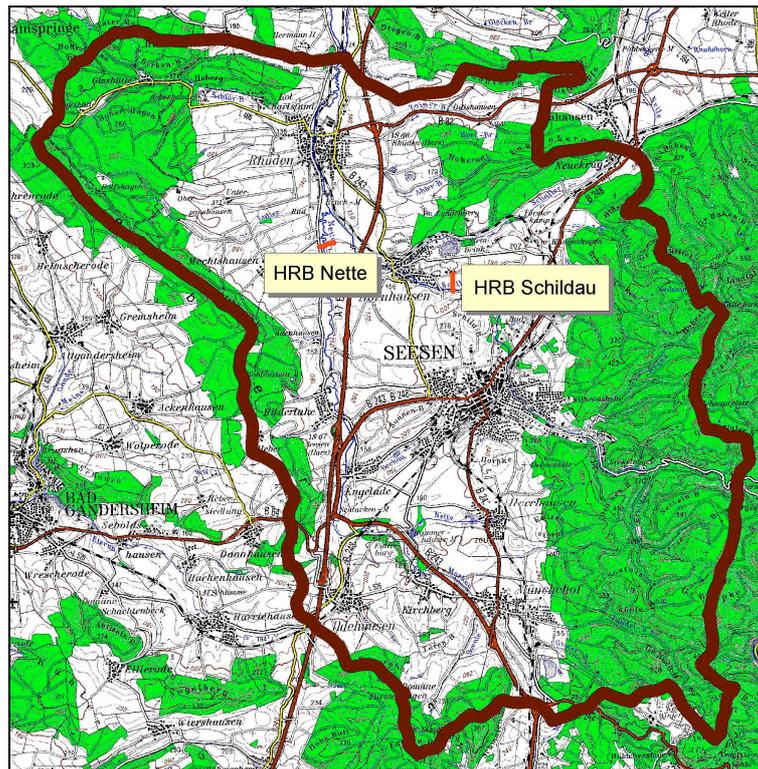


Abb. 1: Untersuchungsgebiet

3 Grunddaten

Die verwendeten Grunddaten wurden zum Teil vom NLWKN zur Verfügung gestellt. Weiterhin konnten eigene und Daten der Universität Hannover verwendet werden.

Im Einzelnen handelt es sich um folgende Daten:

- Das Einzugsgebiet der Nette liegt wie auch das Gewässersystem digital vor. Es entspricht weitgehend den analogen Angaben des hydrographischen Atlas.
- DGM 5: Die Abbildung der Geländeoberfläche erfolgt auf Basis des DGM 5. Das DGM 5 enthält Geländehöhen in einem 12,5 m – Raster.
- ALK: die ALK enthält Angaben zu den Nutzungen im Einzugsgebiet.
- BÜK 50: die BÜK 50 enthält Angaben zu den vorherrschenden Bodentypen und Hinweise zu Bodenarten innerhalb des Einzugsgebiets.
- Innerhalb des Untersuchungsgebietes liegen die Abflusswerte des Pegels „Rhüden“ vor. Dieser Pegel wird vom NLWKN betrieben.
- Weiterhin liegen Niederschläge und Abflusswerte an weiteren 3 Pegeln im Gebiet aus dem Einzugsgebiet aus den Jahren 1974, 1978 und 1981 vor.

U.a. im Sep./Okt. 2007 kam es trotz des HRB „Nette“ zu Überschwemmungen in Rhüden sowie zu Überschwemmungen in der Ortslage Bornhausen. Abflüsse und Niederschläge zu diesem Ereignis konnten Ende Juni 2008 geliefert werden. Weiterhin wurden Abflüsse und Niederschläge zu einem Hochwasserereignis vom Oktober 1998 von der Universität Hannover zur Verfügung gestellt. Im einzelnen sind folgende Daten vorhanden, die die Ereignisse von 2007 und 1998 beschreiben:

a) Hochwasser 2007

- Abflüsse des Pegels „Rhüden“
- Niederschläge der Station „Seesen“
- Angaben zu beanspruchten Volumina und Hochwasserentlastung des HRB „Nette“ während des Ereignisses

b) Hochwasser 1998

- Abflüsse des Pegels „Rhüden“
- Niederschläge der Station „Rhüden“

Da für die Beschreibung des Abflussgeschehens im Einzugsgebiet der Nette die vorliegenden Informationen aus 1974, 1978 und 1981 die beste Datengrundlage bilden, erfolgt die Eichung des Modells anhand dieser Werte.

4 Niederschlag-Abfluss-Modell

Als Niederschlag-Abfluss-Modell wird das Programm „WaSim-ETH“ verwendet. Bei diesem Modell handelt es sich um ein deterministisch, flächendifferenziertes hydrologisches Modell, das den Wasserkreislauf auf und unter der Erdoberfläche simuliert. Das Modell bildet die zu beschreibenden Prozesse mit einer Kombination aus konzeptionellen und physikalisch basierten Modellbausteinen ab. Da keine Angaben zu Meßwerten, die eine Verdunstungsberechnung ermöglichen (z.B. Lufttemperatur), vorlagen, wird vorerst auf eine Langfristsimulation verzichtet und stattdessen eine Einzelbetrachtung verschiedener Ereignisse vorgenommen. Die wesentlichen dabei berücksichtigten Ansätze sind:

Beschreibung des Einzugsgebiets

Die räumliche Struktur des Einzugsgebiets wird aus dem vorliegenden Höhenmodell (DGM 5) abgeleitet. Eine Einteilung in Teilgebiete erfolgt, um an ausgewählten Stellen innerhalb des Gebietes Ganglinien zu konstruieren (Abflusskonzentration).

Meteorologische Daten

Innerhalb des Modellsystems sind unterschiedliche Ansätze zur Interpolation der Eingangsdaten (hier: Niederschläge) wählbar, wie z.B. IDW-Interpolation, Thiessen-Interpolation oder Bilineare Interpolation. Innerhalb eines (Berechnungs-)Intervalls werden die meteorologischen Daten, z.B. die Niederschläge, als konstant angenommen.

Potentielle und aktuelle Evaporation

Es sind mehrere Ansätze zur Berechnung der Evaporation vorhanden, die zumindest die Angabe von Temperaturen erfordern. Da hier vorerst keine Langzeitsimulation durchgeführt wird, wird auf die Berechnung der Evaporation verzichtet.

Interzeption

Die Interzeption wird über einen Überlaufspeicher berücksichtigt, der im Rahmen der Einzelsimulation als „Anfangsverlust“ verwendet werden kann.

Infiltration

Die Infiltration baut auf dem Infiltrationsmodell von Green and Ampt auf und ist in das Bodenmodell integriert. Dieser Ansatz ermöglicht es, diskontinuierliche Niederschläge zu verarbeiten. Innerhalb des Modells wird in zwei Phasen unterschieden: die Sättigungsphase bei ungesättigten Verhältnissen und eine Rückgangsphase bei gesättigten Verhältnissen.

Bodenmodell

Für die Berechnung des Bodenwasserhaushalts kann ein mehr physikalischer Ansatz basierend auf der Richards-Gleichung oder ein mehr konzeptioneller Sättigungsflächen-Ansatz benutzt werden. Im Rahmen der Untersuchung hat sich gezeigt, dass sich zumindest bei der Nachbildung von Einzelereignissen leichter der Sättigungsflächen-Ansatz an unterschiedliche Anfangsbedingungen (Bodenfeuchte) anpassen läßt.

Das Prinzip des Bodenmodells gibt Abb. 2 wieder.

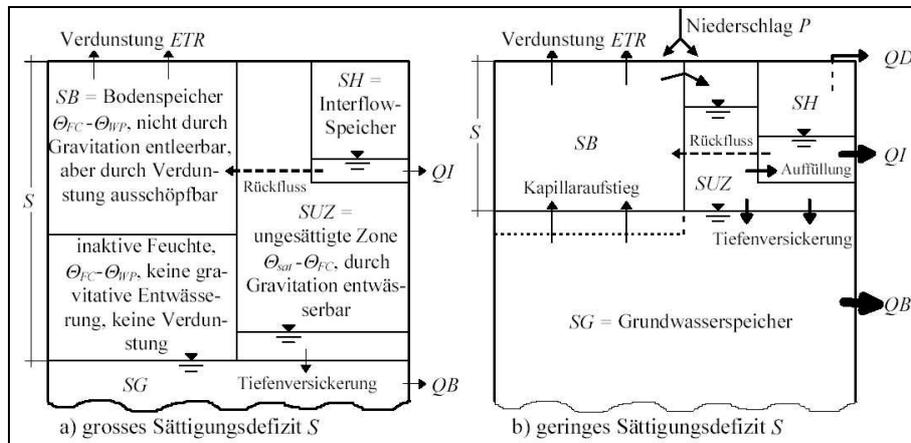


Abb. 2: Speicherkonzept des Bodenmodells und die Flüsse zwischen den Speichern

Abflusskonzentration und Abflussrouting

Der Basisabfluss wird für jedes Teilgebiet als Mittelwert gebildet. Interflow- und Oberflächenabfluss wird zunächst für jede Rasterzelle gebildet und anschließend intervallweise zum Gebietsauslass verschoben (Zeit-Flächen-Diagramm). Die Speicherwirkungen werden über Einzellinearspeicher berücksichtigt.

Das Abflussrouting innerhalb des Gewässernetzes wird – abgeleitet aus gewässerspezifischen Parametern – über einen Translations-Retentions-Ansatz gebildet.

5 Modellaufbau

Die räumliche Verteilung wird im NA-Modell „WaSiM-ETH“ durch die Einteilung des Einzugsgebiets in ein räumliches, regelmäßiges Raster berücksichtigt. Alle gebietsbeschreibenden Daten (z.B. Landnutzung, Bodenarten) sind daher in diesem Raster abzubilden. Die meteorologischen Daten (z.B. Niederschläge) werden im Berechnungsablauf auf dieses Raster interpoliert und danach für jedes Raster die in der Abb. 3 aufgeführten Prozesse simuliert.

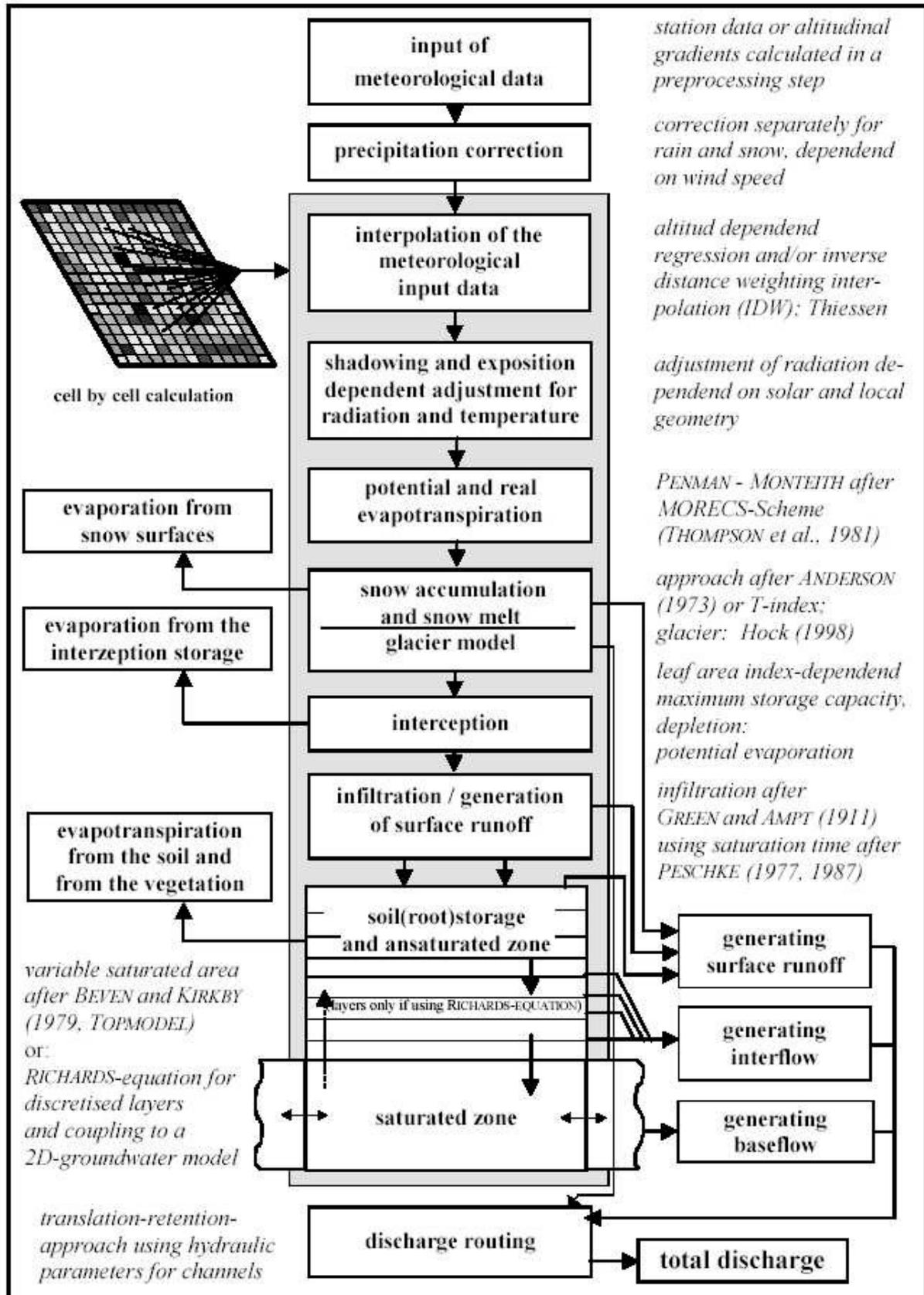


Abb. 3: Aufbau des Modells WaSiM-ETH, aus [2]

Für das Untersuchungsgebiet liegen die Geländehöhen im 12,5 m-Raster vor (DGM5). Für den Aufbau des Modells wurde dieses beibehalten (d.h. die kleinste Flächeneinheit beträgt 156,25 m²). Abb. 4 zeigt das verwendete DGM.

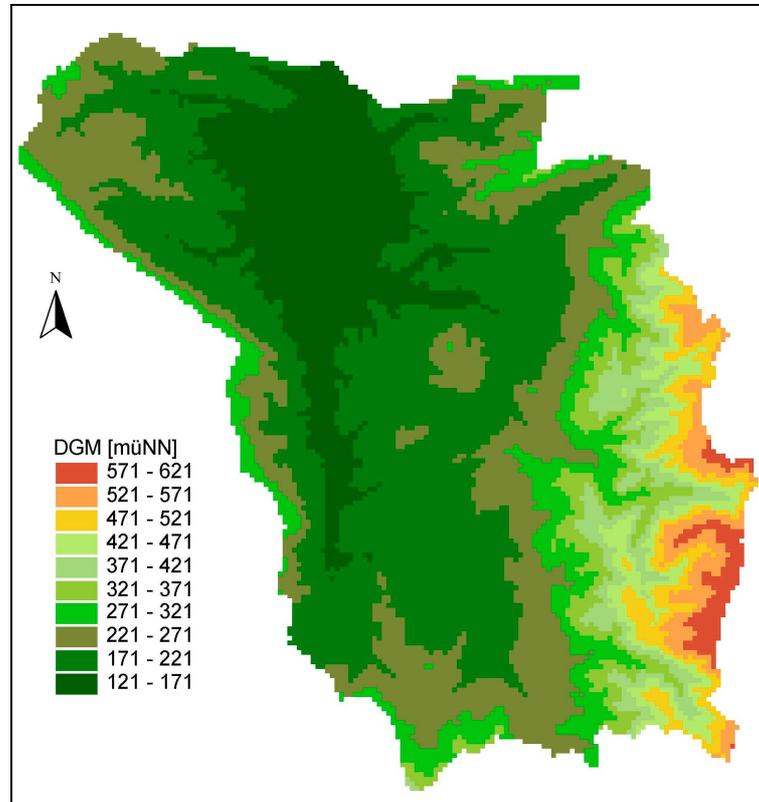


Abb. 4: Geländehöhen

Aus dem Geländemodell werden u.a. folgende Größen abgeleitet:

- Gefälle,
- Fließrichtungen,
- Einzugsgebiete.

Die aus dem DGM abgeleiteten Teilgebiete und das abgeleitete Gewässernetz gibt Abb. 5 wieder:

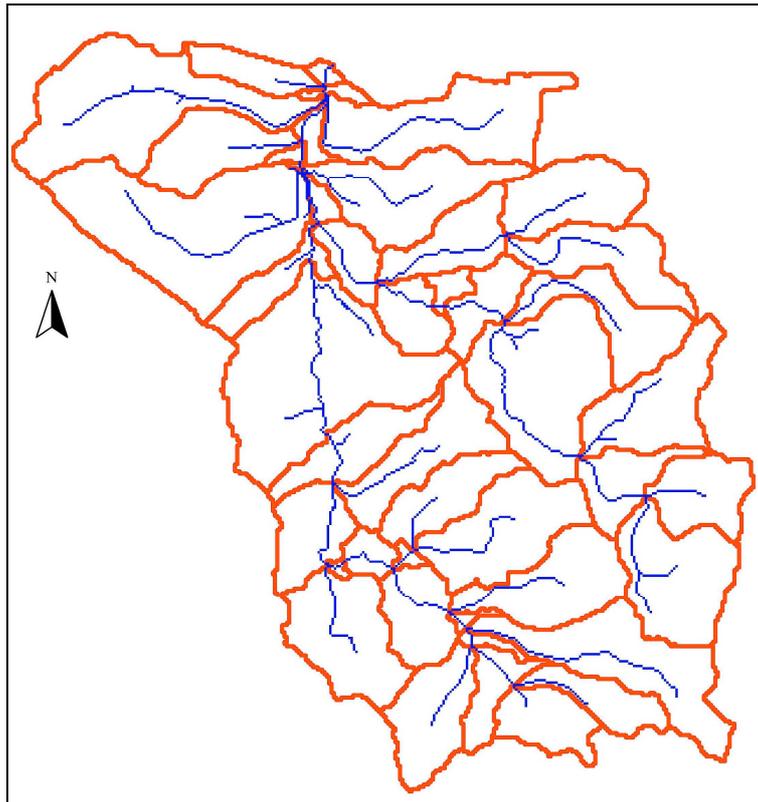


Abb. 5: Abgeleitetes Einzugsgebiet und Gewässernetz aus dem DGM

Die Zuordnung von Landnutzungsinformationen erfolgt in Anlehnung an die ALK. Innerhalb des Modells sind die unterschiedlichen Nutzungen in verschiedene Klassen (Abb. 6) unterteilt, denen u.a. folgende Parameter zugeordnet werden:

- Albedo,
- Blattflächenindex,
- Wurzeltiefe,
- Vegetationshöhe.

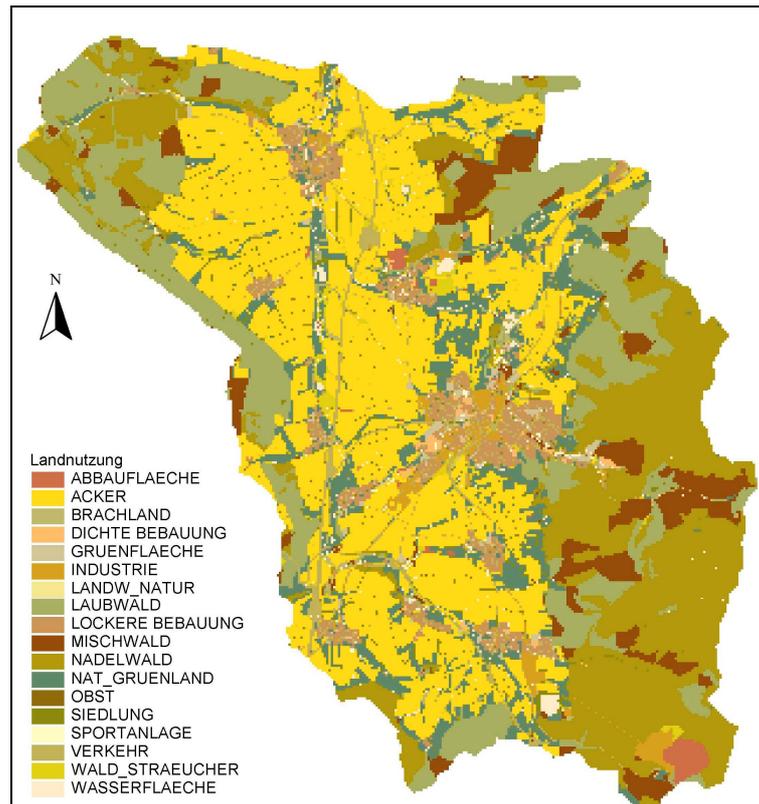


Abb. 6: Verwendete Landnutzungen

Die Zuordnung von Bodenarten entstammt in Anlehnung an die BÜK 50 (Abb. 7 und 8).

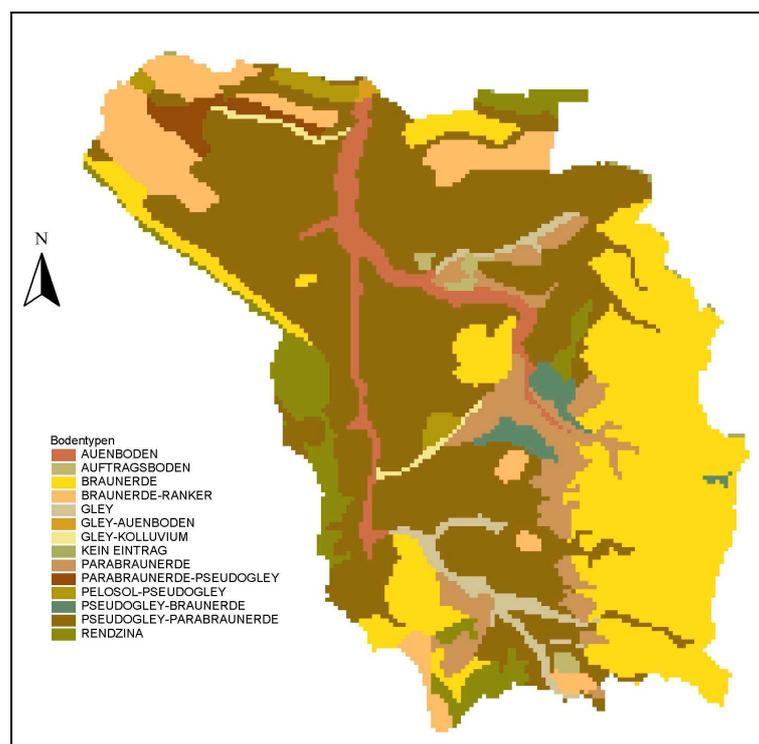


Abb. 7: Bodentypen

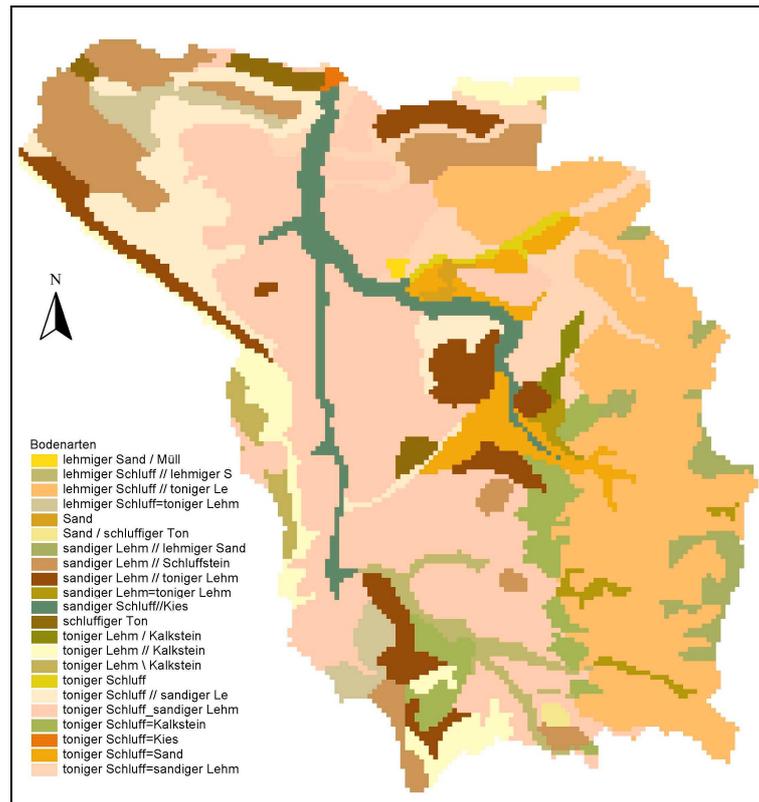


Abb. 8: Bodenarten

Folgende Parameter sind den Bodenarten u.a. zugeordnet:

- gesättigte hydraulische Leitfähigkeit,
- Wassergehalt,
 - nutzbare Feldkapazität,
 - bei gesättigtem Boden,
 - am permanenten Welkepunkt.

Die aus dem Geländemodell abgeleiteten Größen und die den jeweiligen Landnutzungen und Bodenarten zugeordneten Parameter werden innerhalb der Modellierung als nicht veränderbar angesehen. Da z.B. keine verwertbaren Bodenproben in ausreichender Zahl vorliegen, entstammen z.B. die angesetzten Durchlässigkeiten Angaben der Literatur.

Gewässerverlauf

Obwohl aus dem Geländemodell ein Gewässerverlauf generiert wird, wird bei der Abbildung des Flood-Routing auf das digital vorliegende Gewässernetz zurückgegriffen, das unabhängig vom gewählten Berechnungsraster des Modells bleibt. Je-

dem Teilgebiet können damit z.B. die tatsächlichen Flusslängen zugeordnet werden. Beispielsweise zeigt Abb. 9 das Teilgebiet „20“ mit Gewässerteilstrecke. Jeder Teilstrecke werden folgende Parameter zugeordnet:

- Teilstreckenlänge,
- Gefälle,
- Hauptquerschnittsbreite und –tiefe,
- Manning-Strickler-Rauhigkeit im Hauptquerschnitt,
- Vorlandbreite,
- Manning-Strickler-Rauhigkeit im Vorland.

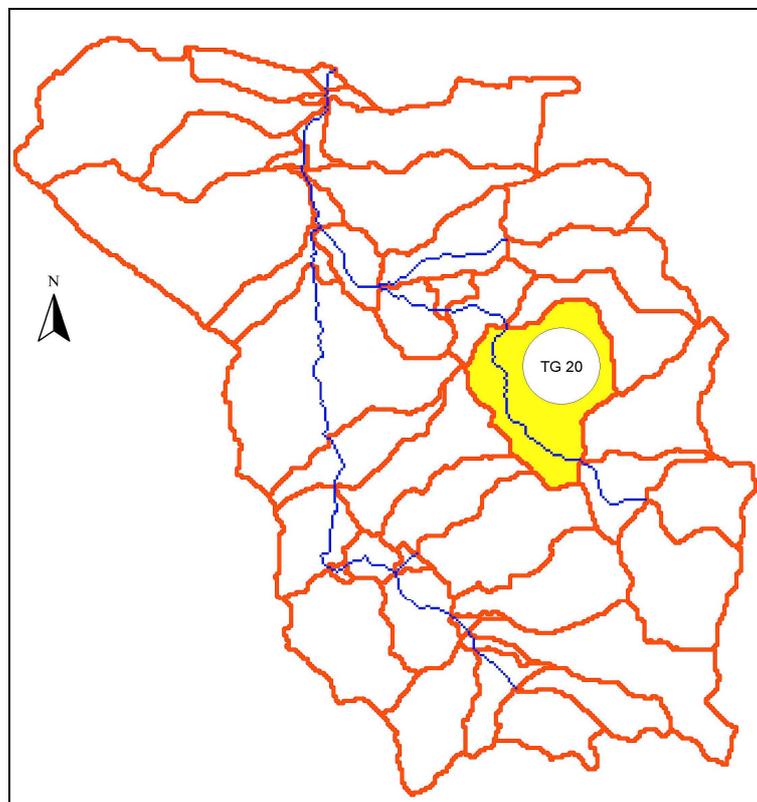


Abb. 9: Gewässerteilstrecken

6 Kalibrierung

Unter „Kalibrierung“ wird die Anpassung der freien Parameter innerhalb gewisser Grenzen an bekannte (Mess-) Werte verstanden. Die angesetzten Größen der Landnutzung bzw. der Bodenarten werden als nicht veränderbar angesehen. Freie Para-

meter sind u.a. die Rückhaltegrößen in den Teilgebieten, die die Abflusskonzentration und den Wellenablauf beeinflussen.

Die Translation im Teilgebiet wird durch ein Zeit-Flächen-Diagramm, die Retention wird durch einen Einzellinearspeicher beschrieben. Die Rückhaltegröße¹ ergibt sich aus der mittleren Fließzeit und einer mittleren Fließstrecke in der Landphase mit:

$$K_D = fakd \cdot \frac{L_m}{v_m \cdot 3600} ; K_I = faki \cdot \frac{L_m}{v_m \cdot 3600}$$

mit: L_m =mittlere Hanglänge [m]; v_m =mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]; K_D =Rückhaltegröße für den Direktabfluss [h]; K_I =Rückhaltegröße für den Interflow [h]; $fakd$ =Eichgröße für den Direktabfluss [-]; $faki$ =Eichgröße für den Interflow [-].

Die Translation im Gerinne wird entsprechend der aus den Querschnittsangaben errechneten Größen für den aktuellen Abfluss errechnet. Dabei wird zwischen der Fließphase im Hauptgerinne und auf dem Vorland unterschieden. Die Retention wird für das Hauptgerinne und für das Vorland mit Einzellinearspeichern beschrieben. Analog zu o.g. Beschreibung ergeben sich die Rückhaltekonstanten aus der Fließgeschwindigkeit und der Fließstrecke sowie Eichgrößen.

In einem ersten Schritt wurden die jeweiligen Parameter anhand von Ganglinienanalysen bestimmt und ergeben somit eine erste Schätzung der Größen.

Die Kalibrierung erfolgte für verschiedene Einzelereignisse u.a. des Jahres 1981, da hier – außer dem vom NLWKN betriebenen Pegel Rhüden – die Messwerte an 3 weiteren Pegeln in der Nette und der Schildau vorliegen. Abb. 10 zeigt die Lage der einzelnen Pegel; Abb. 11 die Lage der Niederschlagsstationen. Die zeitliche Auflösung sowohl der Abflüsse als auch der Niederschläge beträgt 1 Stunde.

¹ Die variable Anpassung der Rückhaltegrößen in Abhängigkeit von Fließstrecke bzw. –geschwindigkeit ist eine Erweiterung des Programms WaSim-ETH von der L+N ingenieurgemeinschaft.

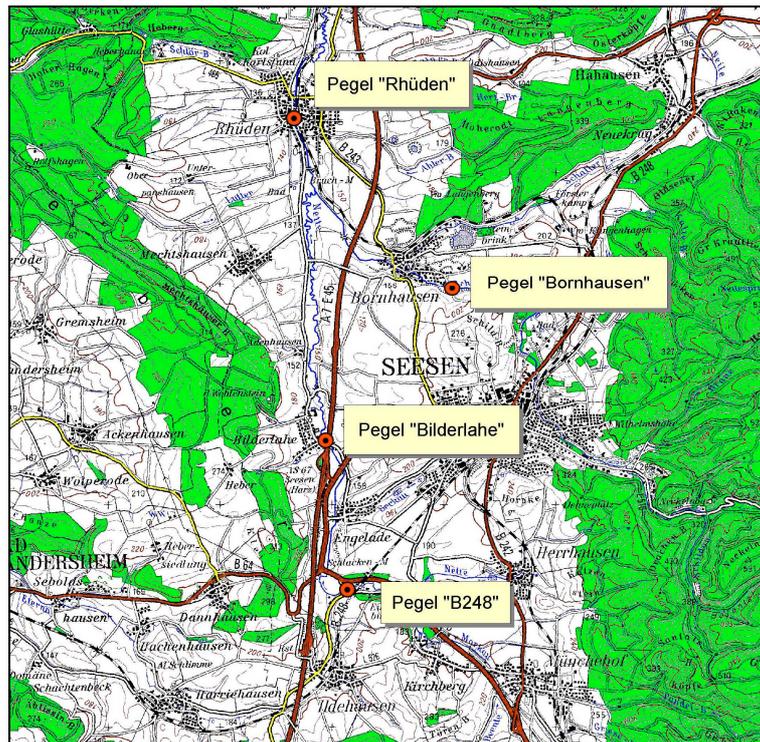


Abb. 10: Lage der Pegel

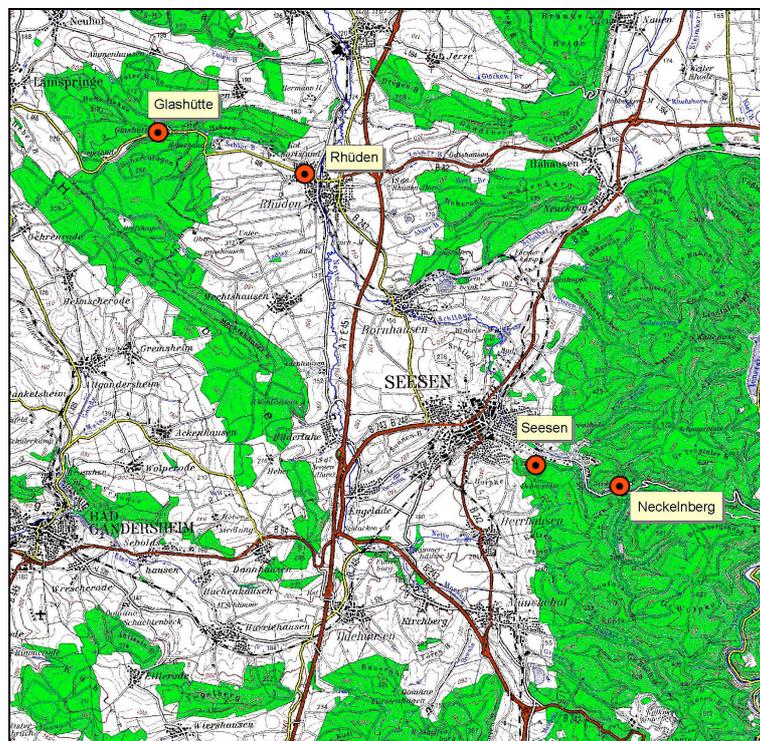


Abb. 11: Lage der Niederschlagsstationen

Eine Schwierigkeit bei der Kalibrierung des Modells besteht in der Bestimmung einer geeigneten Anfangsbodenfeuchte und damit der Bestimmung des Basisabflusses.

Da bisher die notwendigen Daten für eine langfristige Simulation nicht vorliegen (neben geeigneten Niederschlags- und Abflusswerten sind das Daten von Klimastationen, wie z.B. Temperaturen und Angaben zur Globalstrahlung), erfolgte die Kalibrierung anhand der vorliegenden Einzelereignisse. Dabei wurden die Anfangsbedingungen (Bodenfeuchte, Sättigungsdefizite) variiert, die gefundenen Parameter der Rückhaltegrößen aber beibehalten.

Einen weiteren Einfluss hat die angesetzte Niederschlagsverteilung. Nach Variationen zwischen abstandsgewichteter Interpolation (IDW) und Thiessen-Verfahren erfolgte die letztendliche Kalibrierung unter Verwendung des Thiessen-Verfahrens. Die Möglichkeit, eine höhenabhängige Regression in Verbindung mit IDW, führte teilweise zu guten Ergebnisse. Letztendlich bleibt die Schwierigkeit der Verteilung des gemessenen Niederschlages bestehen, was im Wesentlichen zu unterschiedlichen kalibrierten Parametern führen kann.

Die „Güte“ der Simulationen erfolgte nach

- der Höhe der Hochwasserspitzen
- der Eintrittszeit der Hochwasserspitzen
- der Form der Hochwasserwelle
- dem Volumen des Abflusses und
- anhand eines Gütemaßes (Nash-Sutcliffe-Koeffizient R^2) nach

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (Q_{\text{gem}} - Q_{\text{ber}})^2}{\sum (Q_{\text{gem}} - \bar{Q})^2}$$

mit: Q_{ber} =berechneter Abfluss [m^3/s]; Q_{gem} =beobachteter Abfluss [m^3/s]; \bar{Q} =mittlerer beobachteter Abfluss [m^3/s].

Tab. 1 zeigt die berücksichtigten Ereignisse. Die Angabe des Abflussverhältnisses soll die (auch jahreszeitlichen) Unterschiede der abgelaufenen Hochwasser demonstrieren.

Tab. 1: Ereignisse mit Abflussverhältnis und Spitzenabfluss

Ereignis	B248	Bilderlahe	Bornhausen	Rhüden
Okt. 1974	-	$\Psi = 0,3$ $Q_{\max} = 7 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Psi = 0,6$ $Q_{\max} = 9 \text{ m}^3/\text{s}$	-
Mai 1978	$\Psi = 0,3$ $Q_{\max} = 3 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Psi = 0,1$ $Q_{\max} = 4 \text{ m}^3/\text{s}$	-	$\Psi = 0,25$ $Q_{\max} = 9 \text{ m}^3/\text{s}$
Juni 1981	$\Psi = 0,4$ $Q_{\max} = 8 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Psi = 0,25$ $Q_{\max} = 12 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Psi = 0,7$ $Q_{\max} = 13 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Psi = 0,1$ $Q_{\max} = 24 \text{ m}^3/\text{s}$
August 1981	$\Psi = 0,12$ $Q_{\max} = 3 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Psi = 0,5$ $Q_{\max} = 6 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Psi = 0,2$ $Q_{\max} = 3 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Psi = 0,23$ $Q_{\max} = 12 \text{ m}^3/\text{s}$
Sep. 1981	$\Psi = 0,05$ $Q_{\max} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Psi = 0,3$ $Q_{\max} = 6 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Psi = 0,2$ $Q_{\max} = 3 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Psi = 0,12$ $Q_{\max} = 8 \text{ m}^3/\text{s}$

Folgende Niederschlagsstationen sind in den jeweiligen Ereignissen vorhanden:

Tab. 2: Niederschlagsstationen mit Niederschlagssummen

Ereignis	Glashütte	Rhüden	Seesen	Neckelnberg
Okt. 1974	N = 75 mm	N = 63 mm	N = 68 mm	N = 107 mm
Mai 1978	-	N = 66 mm	N = 57 mm	-
Juni 1981	N = 66 mm	N = 60 mm	-	N = 90 mm
August 1981	N = 63 mm	N = 59 mm	N = 24 mm	N = 43 mm
Sep. 1981	N = 25 mm	N = 25 mm	-	N = 34 mm

Auffallend ist der erhebliche Unterschied zwischen den Stationen Seesen und Neckelnberg. Z.B. fielen an der Station Seesen im Oktober 1974 38 mm Niederschlag in 26 Stunden und an der Station Neckelnberg 62 mm Niederschlag in 26 Stunden. Auch im August 1981 gab es beträchtliche Unterschiede: Seesen 24 mm in 24h; Neckelnberg 41 mm in 24h. Die Entfernung beider Stationen liegt bei ca. 2 km.

Weiterhin spiegelt sich das unterschiedliche Abflussverhalten infolge eines sehr heterogenen Niederschlagsverlaufs im Einzugsgebiet der Nette auch an den jeweiligen Spitzenabflüssen wider. Vor allem das Verhältnis der Abflüsse „Bornhausen“ ($A_E \approx 30 \text{ km}^2$) zu den Abflüssen „Bilderlahe“ ($A_E \approx 50 \text{ km}^2$) ist auffällig.

Nach der Einzelkalibrierung werden in einem nachfolgenden Schritt die Ereignisse mit gleichbleibenden Parametern simuliert.

Beispielhaft ist hier das Ergebnis an der Station „Bornhausen“ für das Ereignis vom Juni 81 aufgeführt. Unter den gleichen Bedingungen ist außerdem ein Ergebnis für das Ereignis vom Oktober 1974 dargestellt.

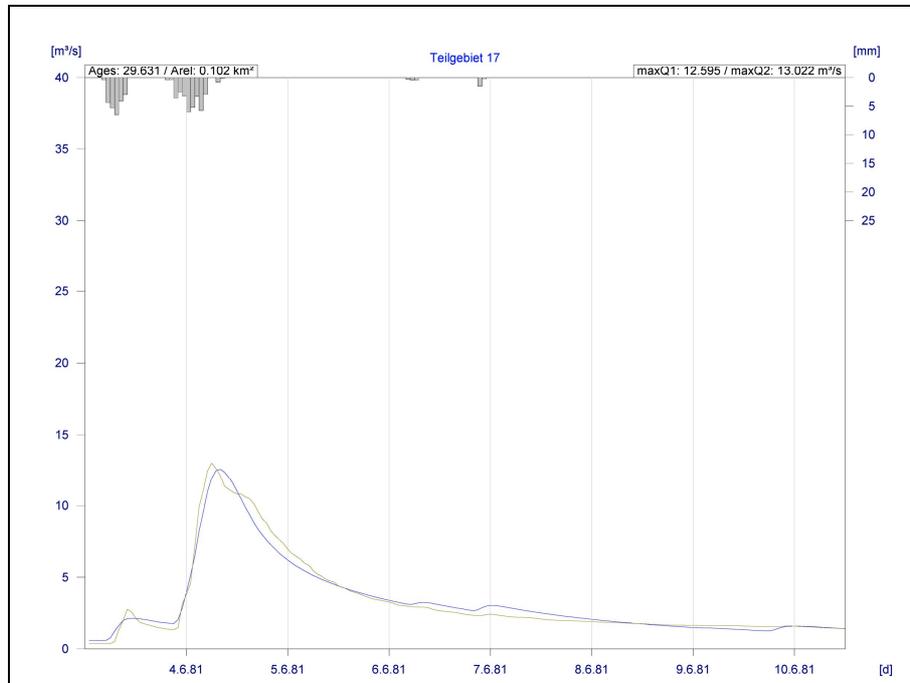


Abb. 12: Simulation „Bornhausen“

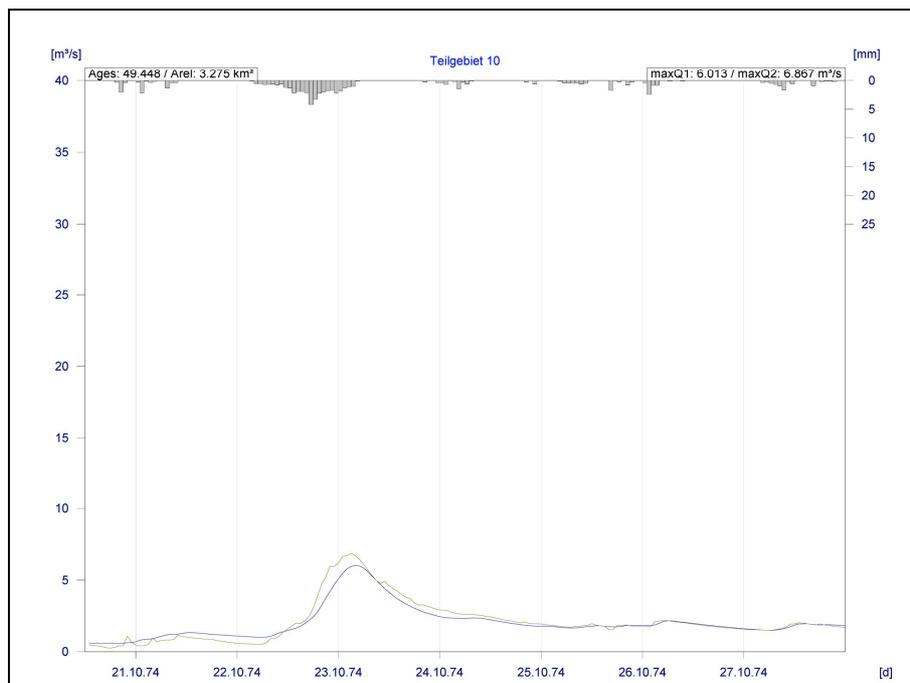


Abb. 13: Simulation „Bilderlahe“

Für die nachfolgenden Simulationen der Starkregen werden die Anfangsbedingungen des Ereignisses vom Juni 1981 zugrunde gelegt.

7 KOSTRA-Niederschläge

Für die Simulation von Niederschlägen verschiedener Intensitäten und Wiederkehrzeiten wurden Daten aus dem KOSTRA-Atlas (Starkniederschlagshöhen für Deutschland) verwendet. Dieser Atlas enthält Angaben zu Starkregen von 1 min bis 72 Stunden Dauer für Wiederkehrzeiten von 0,5 bis 100 Jahren.

Statistische Auswertungen

Beispielhaft ist hier die tabellarische Auswertung einer „KOSTRA-Station“ für ein Rasterfeld nahe „Rhüden“ angegeben. Dabei wird – neben unterschiedlichen Intensitäten bei gleicher Jährlichkeit – auch eine Unterscheidung zwischen Sommer- und Winterhalbjahr und den Werten für das gesamte Jahr vorgenommen.

T	0.5		1		2		5		10		20		50		100	
D	hN	rN	hN	rN												
5,0 min	5,2	171,8	7,0	234,3	8,9	296,8	11,4	379,4	13,3	441,9	15,1	504,4	17,6	587,1	19,5	649,6
10,0 min	6,3	105,5	8,9	148,6	11,5	191,8	14,9	248,8	17,5	291,9	20,1	335,0	23,5	392,0	26,1	435,1
15,0 min	7,1	79,2	10,3	113,9	13,4	148,6	17,5	194,5	20,6	229,2	23,7	263,9	27,9	309,7	31,0	344,5
20,0 min	7,7	64,5	11,3	94,3	14,9	124,0	19,6	163,4	23,2	193,1	26,7	222,9	31,5	262,2	35,0	291,9
30,0 min	8,7	48,3	13,0	72,3	17,3	96,2	23,0	127,8	27,3	151,8	31,6	175,7	37,3	207,4	41,6	231,3
45,0 min	9,7	36,1	14,9	55,4	20,1	74,6	27,0	100,1	32,2	119,4	37,4	138,6	44,3	164,1	49,5	183,4
60,0 min	10,6	29,3	16,5	45,8	22,4	62,3	30,3	84,2	36,3	100,7	42,2	117,2	50,1	139,0	56,0	155,6
90,0 min	12,2	22,7	18,1	33,5	23,9	44,3	31,7	58,7	37,5	69,5	43,4	80,4	51,1	94,7	57,0	105,6
2,0 h	13,5	18,8	19,3	26,8	25,1	34,9	32,8	45,5	38,6	53,6	44,3	61,6	52,0	72,2	57,8	80,3
3,0 h	15,5	14,3	21,2	19,6	26,9	24,9	34,4	31,9	40,1	37,2	45,8	42,4	53,4	49,4	59,1	54,7
4,0 h	17,0	11,8	22,6	15,7	28,2	19,6	35,7	24,8	41,4	28,7	47,0	32,6	54,5	37,8	60,1	41,7
6,0 h	19,2	8,9	24,8	11,5	30,3	14,0	37,7	17,4	43,3	20,0	48,8	22,6	56,2	26,0	61,7	28,6
9,0 h	21,7	6,7	27,2	8,4	32,6	10,1	39,9	12,3	45,4	14,0	50,8	15,7	58,1	17,9	63,6	19,6
12,0 h	23,6	5,5	29,0	6,7	34,4	8,0	41,6	9,6	47,0	10,9	52,4	12,1	59,6	13,8	65,0	15,0
18,0 h	24,8	3,8	30,8	4,7	36,7	5,7	44,5	6,9	50,4	7,8	56,3	8,7	64,1	9,9	70,0	10,8
24,0 h	26,1	3,0	32,5	3,8	38,9	4,5	47,4	5,5	53,8	6,2	60,1	7,0	68,6	7,9	75,0	8,7
48,0 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
72,0 h	38,2	1,5	45,0	1,7	51,8	2,0	60,7	2,3	67,5	2,6	74,3	2,9	83,2	3,2	90,0	3,5

Abb 14: Niederschlagshöhen und Spenden für den Zeitraum Januar bis Dezember

Niederschlagshöhen und Spenden für das Rasterfeld Spalte:36 Zeile:43 in der Zeitspanne Mai - September																
T	0.5		1		2		5		10		20		50		100	
D	hN	rN	hN	rN	hN	rN										
5,0 min	5,2	171,8	7,0	234,3	8,9	296,8	11,4	379,4	13,3	441,9	15,1	504,4	17,6	587,1	19,5	649,6
10,0 min	6,3	105,5	8,9	148,6	11,5	191,8	14,9	248,8	17,5	291,9	20,1	335,0	23,5	392,0	26,1	435,1
15,0 min	7,1	79,2	10,3	113,9	13,4	148,6	17,5	194,5	20,6	229,2	23,7	263,9	27,9	309,7	31,0	344,5
20,0 min	7,7	64,5	11,3	94,3	14,9	124,0	19,6	163,4	23,2	193,1	26,7	222,9	31,5	262,2	35,0	291,9
30,0 min	8,7	48,3	13,0	72,3	17,3	96,2	23,0	127,8	27,3	151,8	31,6	175,7	37,3	207,4	41,6	231,3
45,0 min	9,7	36,1	14,9	55,4	20,1	74,6	27,0	100,1	32,2	119,4	37,4	138,6	44,3	164,1	49,5	183,4
60,0 min	10,6	29,3	16,5	45,8	22,4	62,3	30,3	84,2	36,3	100,7	42,2	117,2	50,1	139,0	56,0	155,6
90,0 min	12,0	22,2	17,9	33,1	23,8	44,1	31,6	58,5	37,5	69,5	43,4	80,4	51,2	94,9	57,1	105,8
2,0 h	13,0	18,1	18,9	26,3	24,8	34,5	32,6	45,3	38,5	53,4	44,3	61,6	52,1	72,4	58,0	80,6
3,0 h	14,7	13,6	20,5	19,0	26,4	24,4	34,1	31,6	39,9	37,0	45,8	42,4	53,5	49,5	59,3	54,9
4,0 h	15,9	11,0	21,7	15,1	27,5	19,1	35,2	24,5	41,0	28,5	46,9	32,5	54,6	37,9	60,4	41,9
6,0 h	17,8	8,2	23,5	10,9	29,3	13,6	37,0	17,1	42,7	19,8	48,5	22,5	56,2	26,0	61,9	28,7
9,0 h	19,8	6,1	25,5	7,9	31,2	9,6	38,8	12,0	44,6	13,8	50,3	15,5	57,9	17,9	63,7	19,7
12,0 h	21,3	4,9	27,0	6,3	32,7	7,6	40,3	9,3	46,0	10,6	51,7	12,0	59,3	13,7	65,0	15,0
18,0 h	23,7	3,7	29,8	4,6	35,8	5,5	43,8	6,8	49,9	7,7	55,9	8,6	63,9	9,9	70,0	10,8
24,0 h	26,1	3,0	32,5	3,8	38,9	4,5	47,4	5,5	53,8	6,2	60,1	7,0	68,6	7,9	75,0	8,7
48,0 h	25,1	1,5	37,5	2,2	49,9	2,9	66,3	3,8	78,8	4,6	91,2	5,3	107,6	6,2	120,0	6,9
72,0 h	38,2	1,5	45,0	1,7	51,8	2,0	60,7	2,3	67,5	2,6	74,3	2,9	83,2	3,2	90,0	3,5

Abb 15: Niederschlagshöhen und Spenden für den Zeitraum Mai bis September

Die Abb. 16 zeigt die im Untersuchungsgebiet liegenden Kostra-Rasterfelder.

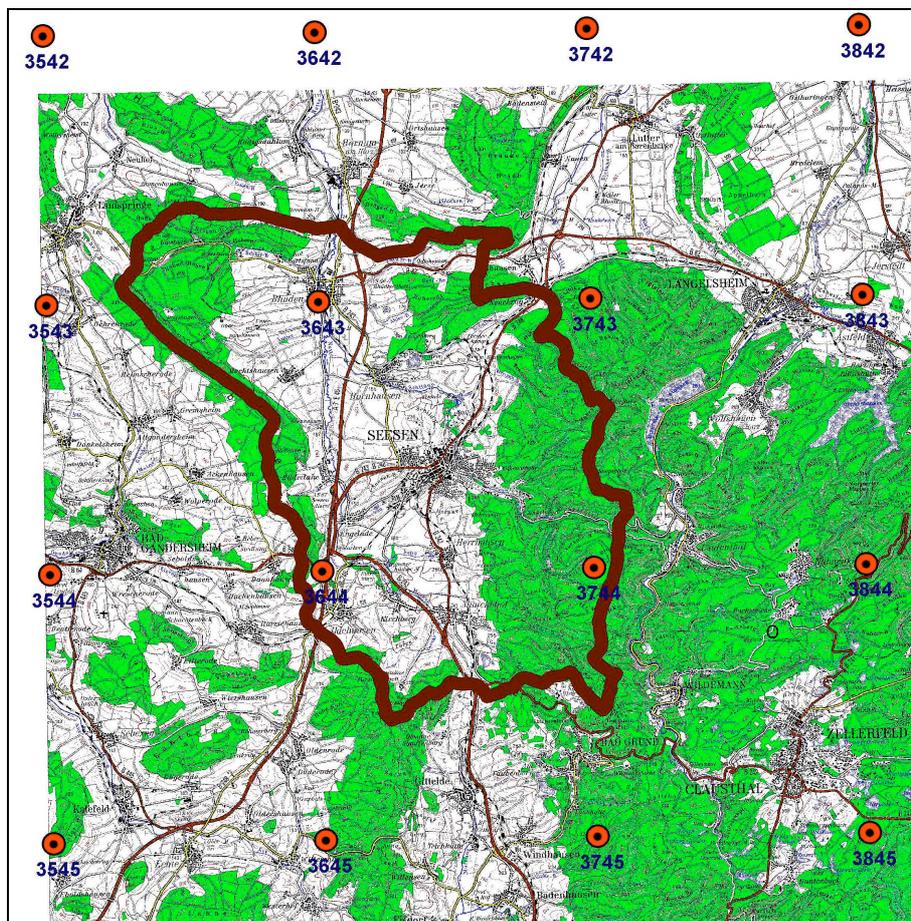


Abb. 16: Lage der KOSTRA-Raster

8 Hochwasser und Zielgrößen

Die folgende Tabelle gibt einen Überblick, wie sich in den letzten 25 Jahren die statistischen Spitzenabflüsse am Pegel Rhüden ($A_E = 125 \text{ km}^2$; beobachtet seit 1962) u.a. als Folge längerer Beobachtungszeiten, entwickelt haben.

Tab. 3: Entwicklung statistischer Spitzenabflüsse am Pegel Rhüden

	1979 aus [6]	1983 aus [3]	2003 aus [7]	2008 mdl. Informati- on des NLWKN
HQ ₁₀₀	43,8 m ³ /s	30,7 m ³ /s	38,2 m ³ /s	41 m ³ /s
HQ ₅₀	38,8 m ³ /s		34,3 m ³ /s	
HQ ₂₅	33,8 m ³ /s			
HQ ₂₀		23,2 m ³ /s	29,8 m ³ /s	
HQ ₁₀			25,6 m ³ /s	
HQ ₅			21,4 m ³ /s	

Die Abb. 17 zeigt die Zuordnung von Abfluss und Jährlichkeit in Anlehnung an [7] für den Pegel Rhüden.

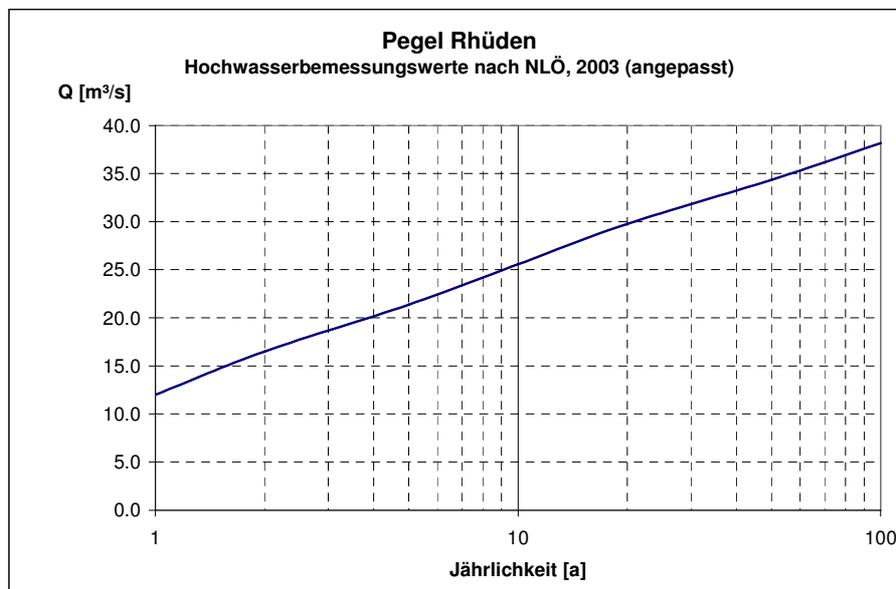


Abb. 17: Abflüsse und Jährlichkeiten am Pegel Rhüden nach [7]

Nach hydraulischer Kontrolle und den Informationen des NLWKN über die Abfluss-Wasserstandsbeziehung während des Hochwassers vom Sept./Okt. 2007 treten die

ersten Überschwemmungen in Rhüden bei einem Abfluss von ca. 20 m³/s auf. Bei diesem Abfluss beträgt die Überschwemmungstiefe im tiefsten Punkt der Schlackenstrasse rd. 20 cm. Bei einem Abfluss von 23 m³/s, der bisher als schadfrei abführbar angenommen wurde, erhöht sich der Wasserstand am Pegel um ca. 25 cm.

Der hochwasserfrei abführbare Abfluss für die Ortslage Bornhausen beträgt ca. 12 bis 15 m³/s (Angaben von Herrn U. Metzging; Ingenieurbüro Metzging).

9 Hochwassersimulationen - KOSTRA

Die Simulationen wurden für verschiedene Wiederkehrzeiten und Intensitäten durchgeführt. Diese sind beispielhaft in folgender Tabelle mit Werten für das Rasterfeld „36 43“ aufgeführt.

Tab. 4: Niederschläge verschiedener Intensitäten und Wiederkehrzeiten

Wiederkehrzeit T	Dauer D					
	24h Jan.-Dez. 62 mm	24h Mai-Sep. 60 mm	24h Okt.-April 45 mm	48h Jan.-Dez. 81 mm	48h Mai-Sep. 91 mm	48h Okt.-April 54 mm
25	24h Jan.-Dez. 62 mm	24h Mai-Sep. 60 mm	24h Okt.-April 45 mm	48h Jan.-Dez. 81 mm	48h Mai-Sep. 91 mm	48h Okt.-April 54 mm
50	24h Jan.-Dez. 69 mm	24h Mai-Sep. 69 mm	24h Okt.-April 50 mm	48h Jan.-Dez. 92 mm	48h Mai-Sep. 108 mm	48h Okt.-April 60 mm
100	24h Jan.-Dez. 75 mm	24h Mai-Sep. 75 mm	24h Okt.-April 55 mm	48h Jan.-Dez. 100 mm	48h Mai-Sep. 120 mm	48h Okt.-April 65 mm

Von möglichen Ansätzen zur Verteilung des Niederschlags wird hier das DVWK-Verfahren (Abb. 18) gewählt. Bei diesem Ansatz verteilen sich 20% der Niederschlagssumme auf die ersten 30% der Niederschlagsdauer; 70% des Niederschlags fallen innerhalb 50% der Dauer und 100% des Niederschlags fallen in 100% der Niederschlagsdauer. Andere Verteilungsansätze können zu anderen Abflüssen führen. So erhöht sich z.B. der Zufluss in das HRB „Nette“ unter Verwendung eines mittenbetonten Ansatzes um bis zu 4 m³/s.

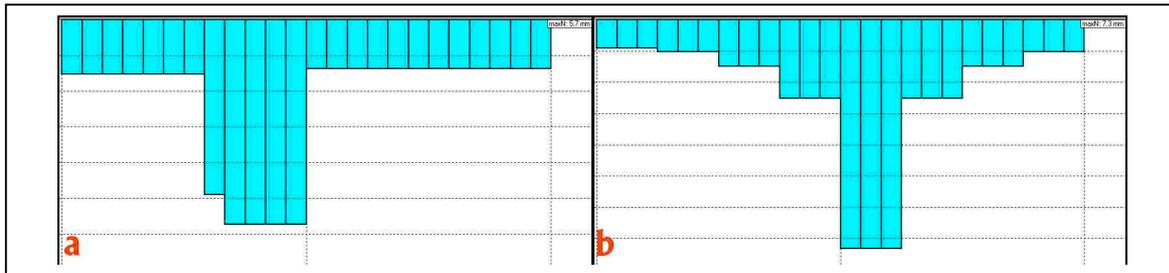


Abb. 18: Niederschlagsverteilung: a) DVWK; b) mittenbetont

Als „Anfangsverlust“ wird der Interzeptionsspeicher verwendet und der Niederschlag abhängig nach Bedeckungsgrad bis zu 7 mm (Waldbereich) reduziert. Unterschiedliche Ansätze der Interpolation des Niederschlages führten zu Ergebnissen in ähnlicher Größenordnung. Deshalb wurde durchgehend ein bikubischer Interpolationsansatz verwendet, um der Rasteranordnung der KOSTRA-Felder Rechnung zu tragen.

Beispielhaft ist in Abb. 19 die Niederschlagsverteilung für $T=25a$ und $D=24h$ sowie in Abb. 20 das Simulationsergebnis für den Pegel Rhüden bei einem Starkregen $D=24h$ und einer Wiederkehrzeit von $T=100$ Jahren (ca. 100 mm in 24 h) dargestellt. Zusätzlich sind die Zielgröße „Abfluss $Q = 23 \text{ m}^3/\text{s}$ “ und die Überschreitungsdauer dieser Zielgröße angegeben.

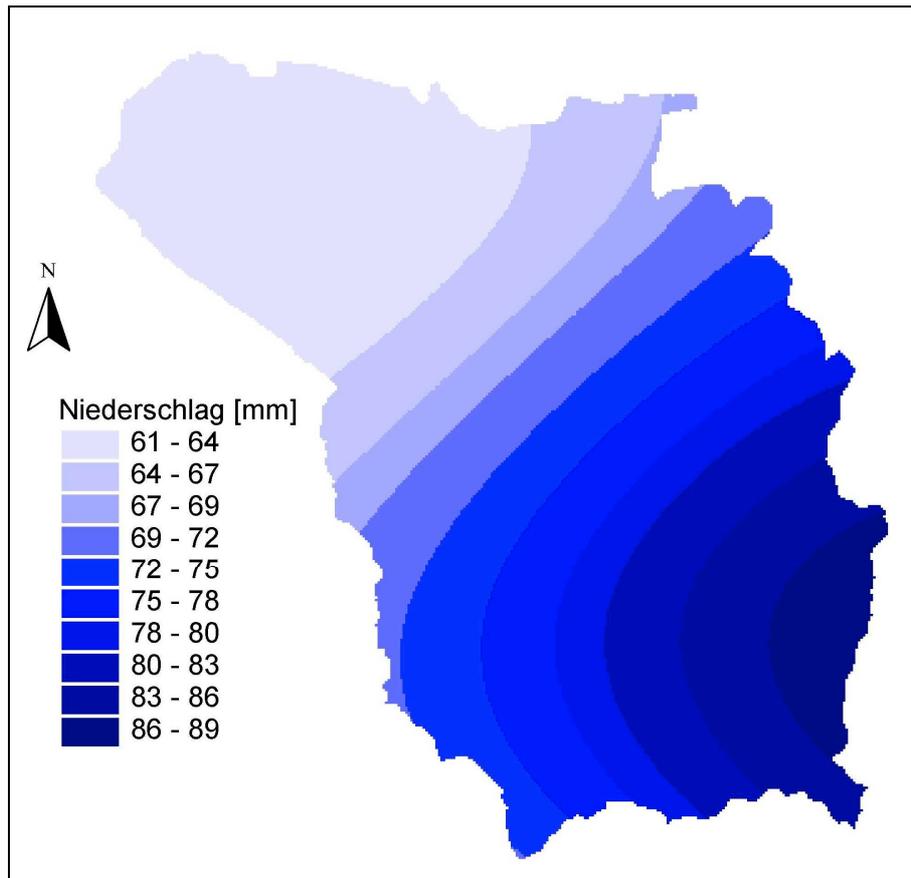


Abb. 19: Niederschlagsverteilung T=25a, D=24h

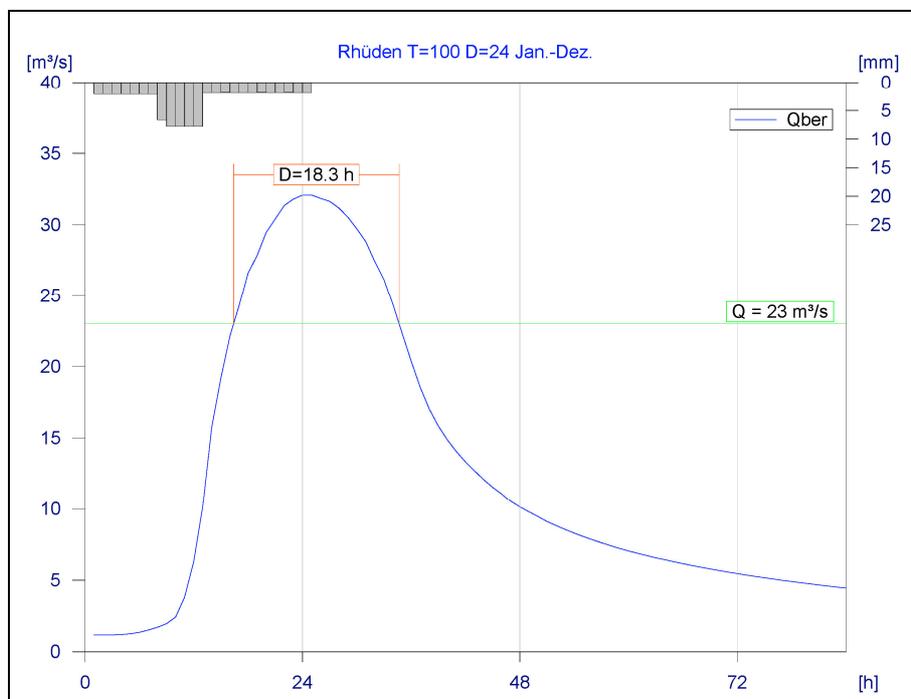


Abb. 20: Simulation Pegel Rhüden

Der maximale Abfluss von rd. $32 \text{ m}^3/\text{s}$ entspricht in etwa den in [3] durchgeführten Untersuchungen. In [3] entsprach der Belastungsfall für ein HQ_{100} ziemlich genau 100 mm in 24 h . Der KOSTRA-Atlas gibt für Regendauern von 48 h Werte bis über 160 mm in 48 h an. Neben sehr hohen Spitzenabflüssen führt das weiterhin zu großen Abflussfüllen.

Eine erste Abschätzung notwendiger Beckenvolumina ist das Auswerten der Simulationsergebnisse am Pegel Rhüden. Die Abb. 21 zeigt exemplarisch das notwendige Volumen, das ein fiktives, direkt oberhalb Rhüdens gelegenes HRB benötigen würden, um den Abfluss ($T=100$; $D=24$; Jan.-Dez.) aus einem fiktiven Becken auf $20 \text{ m}^3/\text{s}$ zu reduzieren. Die blau eingefärbte Fläche entspricht dabei dem notwendigen Stauvolumen, hier 621.000 m^3 ; die Einstaudauer würde rd. 21 h betragen.

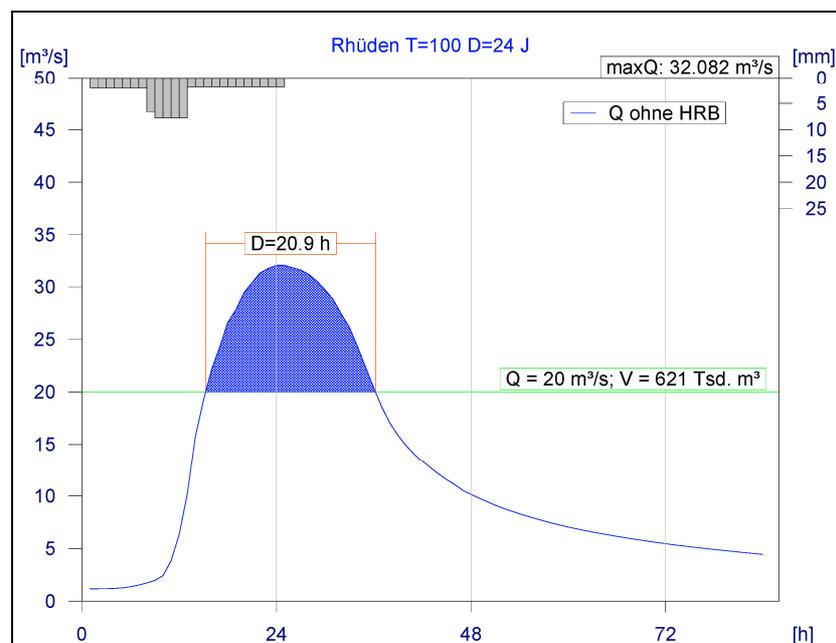


Abb 21: Notwendiges Volumen, $T=100$; $D=24$; Jan.-Dez.

Die folgenden Tab. 5 enthalten die Ergebnisse der Simulationen ohne den Einfluss des HRB „Nette“. Die Angaben am Pegel Rhüden (Tab. 5a) beziehen sich dabei auf beide Zielgrößen $\max. Q_{\text{Rhüden}} = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $\max. Q_{\text{Rhüden}} = 23 \text{ m}^3/\text{s}$; Tab. 5b zeigt die benötigten Volumina oberhalb von Bornhausen ($\max. Q_{\text{Bornhausen}} = 12 \text{ m}^3/\text{s}$). Für das HRB „Nette“ (Tab. 5c) ist angegeben, bei welchem Regelabfluss die Speicherkapazität bis Vollfüllung ausreichen würde und wie lange der Einstau dauert.

Tab. 5a: Abflüsse Q, Überschreitungszeiten $t_{\ddot{u}}$ und Füllen am Pegel Rhüden

T / D / Zeitraum	max. Q [m ³ /s]	Q _{Rhüden} = 23 m ³ /s		Q _{Rhüden} = 20 m ³ /s	
		V _{min} [m ³]	t _ü [h]	V _{min} [m ³]	t _ü [h]
T=25 D=24h Jan.-Dez.	23	-	-	71.000	12
T=25 D=24h Mai-Sep.	22	-	-	39.000	10
T=25 D=48h Jan.-Dez.	24	14.000	6	120.000	13
T=25 D=48h Mai-Sep.	31	280.000	20	570.000	30
T=50 D=24h Jan.-Dez.	27	136.000	14	308.000	18
T=50 D=24h Mai-Sep.	27	114.000	13	280.000	18
T=50 D=48h Jan.-Dez.	29	214.000	16	473.000	29
T=50 D=48h Mai-Sep.	39	913.000	31	1.270.000	35
T=100 D=24h Jan.-Dez.	32	409.000	18	621.000	21
T=100 D=24h Mai-Sep.	32	409.000	18	621.000	21
T=100 D=48h Jan.-Dez.	35	596.000	28	929.000	33
T=100 D=48h Mai-Sep.	48	1.690.000	36	2.090.000	39

Tab. 5b: Abflüsse Q, Überschreitungszeiten $t_{\ddot{u}}$ und Füllen oberhalb Bornhausen

T / D / Zeitraum	max. Q [m ³ /s]	Q _{Bornhausen} = 12 m ³ /s	
		V _{min} [m ³]	t _ü [h]
T=25 D=24h Jan.-Dez.	11	-	-
T=25 D=24h Mai-Sep.	10	-	-
T=25 D=48h Jan.-Dez.	12	2.000	3
T=25 D=48h Mai-Sep.	12	219.000	28
T=50 D=24h Jan.-Dez.	13	46.000	14
T=50 D=24h Mai-Sep.	13	32.000	13
T=50 D=48h Jan.-Dez.	16	177.000	27
T=50 D=48h Mai-Sep.	23	593.000	33
T=100 D=24h Jan.-Dez.	16	218.000	19
T=100 D=24h Mai-Sep.	16	218.000	19
T=100 D=48h Jan.-Dez.	20	437.000	31
T=100 D=48h Mai-Sep.	29	991.000	36

Tab. 5c: Max. Abfluss Q, Regelabflüsse Q_{Abgabe} und Einstaudauer t_E HRB „Nette“

T / D / Zeitraum	max. Q [m ³ /s]	V ≈ 360.000 m ³	
		Q _{Abgabe} [m ³ /s]	t _E [h]
T=25 D=24h Jan.-Dez.	11	≈ 5	≈ 24
T=25 D=24h Mai-Sep.	11	≈ 4	≈ 25
T=25 D=48h Jan.-Dez.	11	≈ 5	≈ 35
T=25 D=48h Mai-Sep.	13	≈ 6	≈ 33
T=50 D=24h Jan.-Dez.	13	≈ 6	≈ 22
T=50 D=24h Mai-Sep.	13	≈ 6	≈ 22
T=50 D=48h Jan.-Dez.	13	≈ 6	≈ 32
T=50 D=48h Mai-Sep.	15	≈ 8	≈ 32
T=100 D=24h Jan.-Dez.	14	≈ 7	≈ 22
T=100 D=24h Mai-Sep.	14	≈ 7	≈ 22
T=100 D=48h Jan.-Dez.	14	≈ 7	≈ 32
T=100 D=48h Mai-Sep.	17	≈ 10	≈ 30

Je nach Intensität ist der Abfluss, der sich für ein 50jähriges Niederschlagsereignis ergibt, größer als der Abfluss bei einem 100jähriges Regenereignis (T=50, D= 48h, Mai-Sep. ist größer als z.B. T=100, D=24h, Jan.-Dez.).

Ursächlich für die großen 48h-Mai-Sep.-Werte sind die Werte des KOSTRA-Rasters, das sich im süd-östlichen Einzugsgebiet der Nette befindet (N > 160mm in 48h; Abb. 22). Tendentiell entspricht das aber auch Beobachtungen an der Niederschlagsstation Neckelnberg.

T	0.5		1		2		5		10		20		50		100	
D	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN
5,0 min	5,8	193,7	8,2	273,3	10,6	353,0	13,7	458,3	16,1	538,0	18,5	617,7	21,7	723,0	24,1	802,6
10,0 min	7,0	116,8	10,3	171,5	13,6	226,2	17,9	298,5	21,2	353,2	24,5	407,9	28,8	480,2	32,1	534,9
15,0 min	7,8	86,7	11,7	130,6	15,7	174,5	20,9	232,5	24,9	276,4	28,8	320,3	34,0	378,3	38,0	422,2
20,0 min	8,4	70,0	12,9	107,6	17,4	145,1	23,4	194,8	27,9	232,4	32,4	269,9	38,3	319,6	42,9	357,1
30,0 min	9,3	51,8	14,7	81,9	20,2	112,1	27,3	151,9	32,8	182,0	38,2	212,2	45,4	252,0	50,8	282,2
45,0 min	10,3	38,2	16,8	62,4	23,4	86,6	32,0	118,5	38,5	142,7	45,1	166,9	53,7	198,9	60,2	223,1
60,0 min	11,0	30,7	18,5	51,4	26,0	72,1	35,8	99,4	43,3	120,1	50,7	140,8	60,5	168,2	68,0	188,9
90,0 min	12,7	23,5	20,2	37,5	27,8	51,4	37,7	69,9	45,3	83,8	52,8	97,8	62,8	116,2	70,3	130,2
2,0 h	14,0	19,4	21,6	29,9	29,1	40,5	39,2	54,4	46,8	65,0	54,4	75,5	64,4	89,5	72,0	100,0
3,0 h	15,9	14,7	23,6	21,8	31,3	28,9	41,4	38,3	49,1	45,4	56,8	52,6	66,9	62,0	74,6	69,1
4,0 h	17,4	12,1	25,1	17,4	32,9	22,8	43,1	29,9	50,8	35,3	58,6	40,7	68,8	47,8	76,5	53,2
6,0 h	19,6	9,1	27,5	12,7	35,3	16,3	45,6	21,1	53,5	24,8	61,3	28,4	71,6	33,2	79,5	36,8
9,0 h	22,1	6,8	30,0	9,3	37,9	11,7	48,4	14,9	56,3	17,4	64,2	19,8	74,7	23,1	82,6	25,5
12,0 h	24,0	5,6	32,0	7,4	40,0	9,3	50,5	11,7	58,5	13,5	66,5	15,4	77,0	17,8	85,0	19,7
18,0 h	25,3	3,9	34,8	5,4	44,2	6,8	56,7	8,7	66,1	10,2	75,6	11,7	88,1	13,6	97,5	15,0
24,0 h	26,6	3,1	37,5	4,3	48,4	5,6	62,8	7,3	73,8	8,5	84,7	9,8	99,1	11,5	110,0	12,7
48,0 h	26,9	1,6	45,0	2,6	63,1	3,6	86,9	5,0	105,0	6,1	123,1	7,1	146,9	8,5	165,0	9,5
72,0 h	39,9	1,5	55,0	2,1	70,1	2,7	89,9	3,5	105,0	4,1	120,1	4,6	139,9	5,4	155,0	6,0

Abb. 22: KOSTRA-Raster 37 44 – Sommerhochwasser

Die KOSTRA-Werte beschreiben hier immer einen von Süd-Ost nach West bzw. Nord-West abnehmenden Verlauf. Eine hohe Niederschlagsbelastung, die evtl. von Süden her in das Einzugsgebiet dringt, wird nicht berücksichtigt. So ergeben sich – ähnlich wie schon 1983 in [3] - maximale Abflüsse im Bereich des HRB „Nette“ von 18 m³/s. Unter Anwendung anderer Verfahren zur Niederschlagsinterpolation erhöht sich der Abfluss ins HRB auf max. 20 m³/s.

Einen weiteren Einfluss hat auch der Ansatz der Niederschlagsverteilung. So erhöht sich der max. Abfluss in das HRB bei Annahme eines mittenbetonten Regens bis auf ca. 22 m³/s. Andere Anfangsbedingungen (Vorfeuchte) lassen sich in Verbindung mit einer Langfristsimulation erzielen, bei der leider nur noch der Pegel Rhüden als Beobachtungspegel verfügbar wäre.

Beckenvolumina

Ein derzeit angedachtes Beckenvolumen von 580.000 m³ für ein HRB „Schildau“ würde annähernd einen Niederschlag der Jährlichkeit 50 (Dauer 48 h; Mai-Sep.) bzw. einen Niederschlag der Jährlichkeit 100 (Dauer 48 h; Jan.-Dez.) für Bornhausen beherrschbar machen. Um auch für Rhüden eine wesentliche Verbesserung für höhere Jährlichkeiten zu bewirken, ist allerdings ein größeres Stauvolumen notwendig. Im folgenden werden maximal auftretende Ereignisse betrachtet. Dabei soll das

HRB „Nette“ noch nicht bzw. gering überlaufen. Für das HRB „Schildau“ wird das notwendige Volumen ermittelt, um in Kombination mit dem HRB „Nette“ den maximalen Abfluss in Rhüden von $Q = 23 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ einzuhalten.

Modelltechnisch wurde eine Beckensteuerung implementiert, die der momentanen Steuerung des HRB „Nette“ nahe kommt, allerdings in Kombination beider Rückhaltebecken höhere Regelabgaben vor allem des HRB „Nette“ erlaubt:

Der Einstau beginnt erst ab einem zu definierenden Abfluss. Während des Einstaus kann eine Regelabgabe definiert werden, die nicht zu Null gesetzt werden sollte. Die Entleerung erfolgt nach Unterschreiten eines wählbaren Abflusses mit vorgegebener Abgabe. Abb. 23 zeigt prinzipiellen Unterschiede bei der Beckensteuerung:

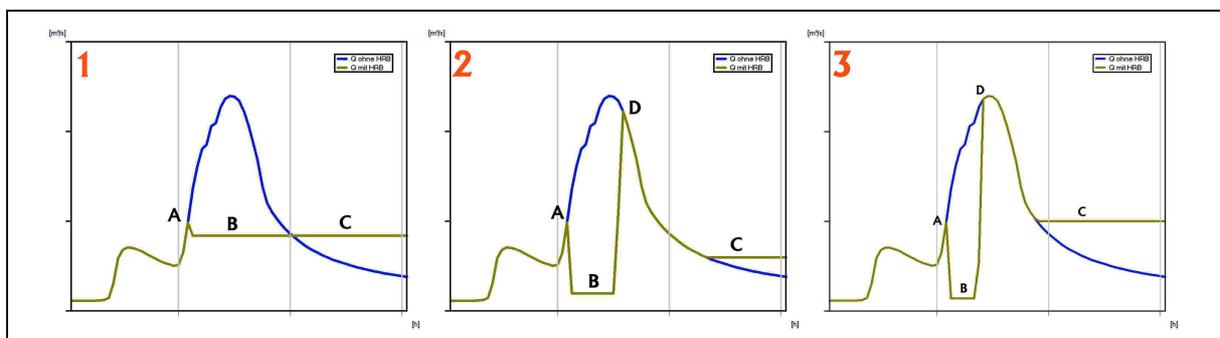


Abb. 23: Prinzipskizze: Beckensteuerung
(A: Beginn des Einstaus; B: (Regel-) Abgabe während des Einstaus; C: Entleerungsphase; D: HRB läuft über; Anspringen der Hochwasserentlastung

Fall 1: das Beckenvolumen reicht aus; kein Überströmen.

Fall 2: das Beckenvolumen reicht nicht aus: Überströmen bzw. Anspringen der Hochwasserentlastung **nach** Durchlauf der Hochwasserspitze; Regelabfluss evtl. zu gering.

Fall 3: das Beckenvolumen reicht nicht aus: Überströmen bzw. Anspringen der Hochwasserentlastung **vor** Durchlauf der Hochwasserspitze; Regelabfluss evtl. zu gering.

Starkregen T=50; D=24; Jan.-Dez.

Die aus diesem Niederschlag resultierenden Abflüsse sind die größten, die allein vom bestehenden HRB „Nette“ schadfrei von Rhüden zurückgehalten werden können (aber: T=25; D=48; Mai-Sep. ist zu groß !). Die Abb. 24 zeigt die angesetzte Beckenabgabe; Abb. 25 zeigt den Hochwasserablauf in Rhüden.

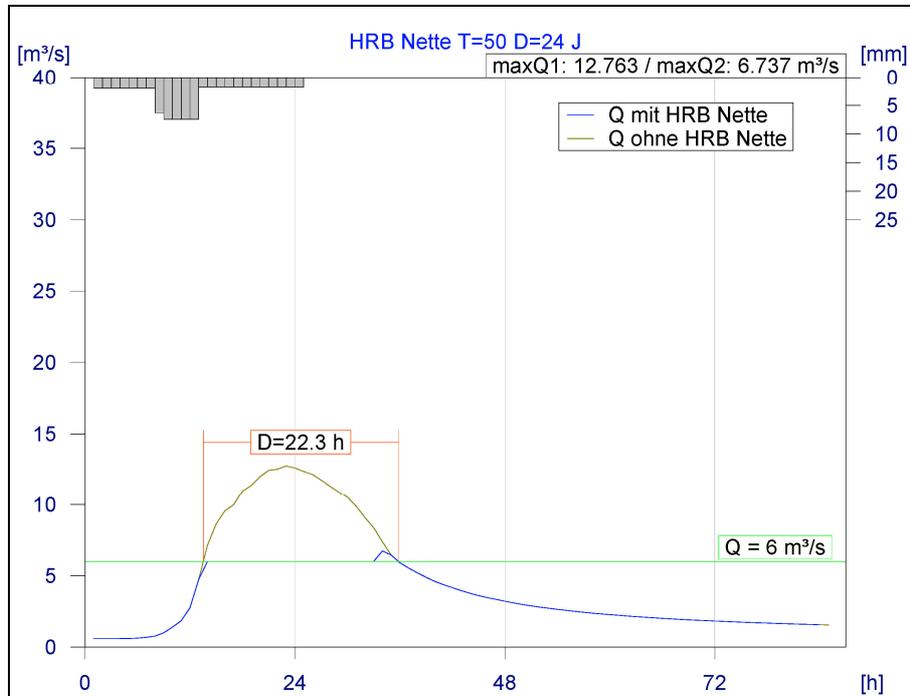


Abb. 24: Steuerung HRB „Nette“ ($V_{\max}=362.000 \text{ m}^3$)

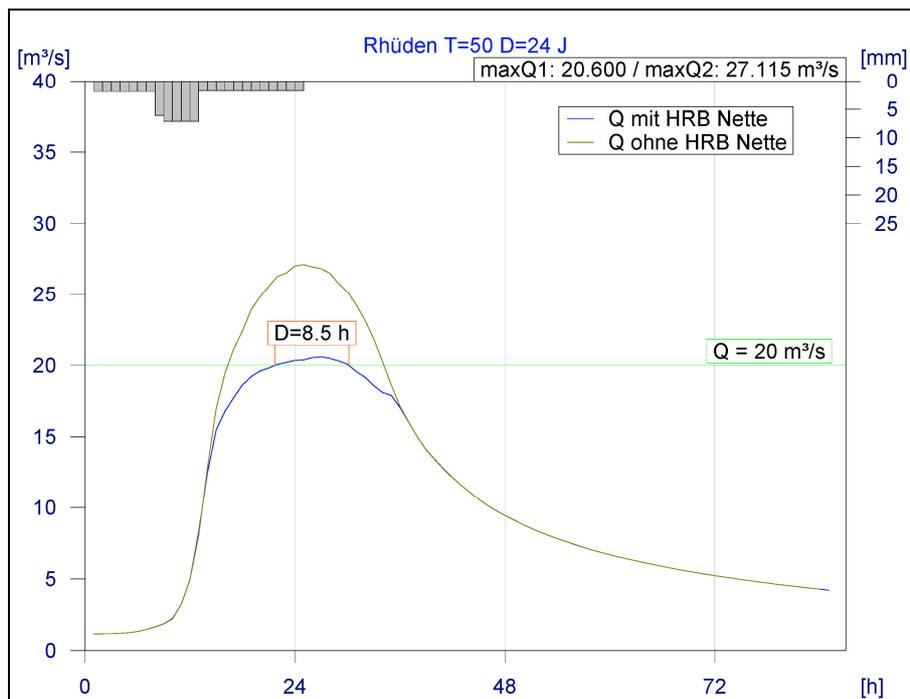


Abb. 25: Hochwasserwelle in Rhüden

Starkregen T=100; D=48; Jan.-Dez.

Dieser Starkregen ist der größte, das durch die Kombination HRB „Nette“ / HRB „Schildau“ - bei einer Erhöhung des Stauvolumens HRB „Schildau“ auf rd. 800.000 m³ - zurückgehalten werden. Die Abb. 26 bis 28 zeigen die Steuerung und das Ergebnis in Rhüden.

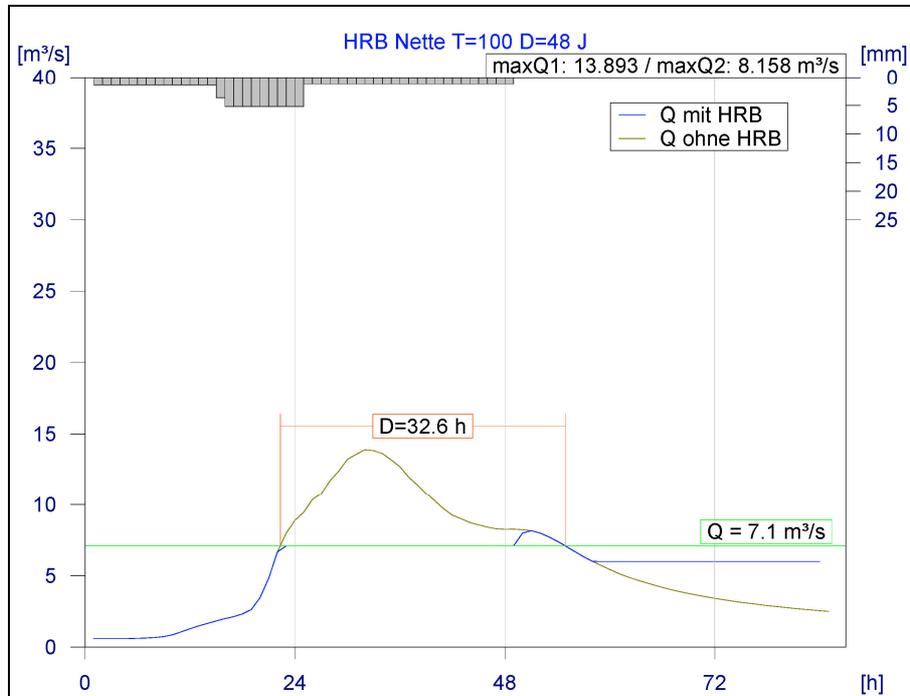


Abb. 26: Steuerung des HRB „Nette“ (V_{max}=365.000 m³)

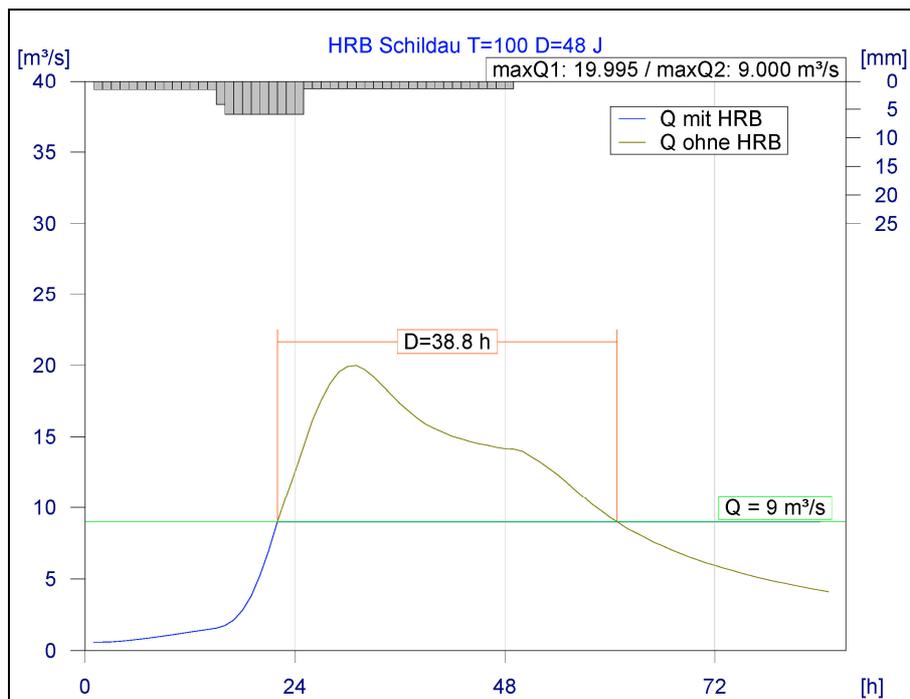


Abb. 27: Steuerung des HRB „Schildau“ (V_{max}=821.000 m³)

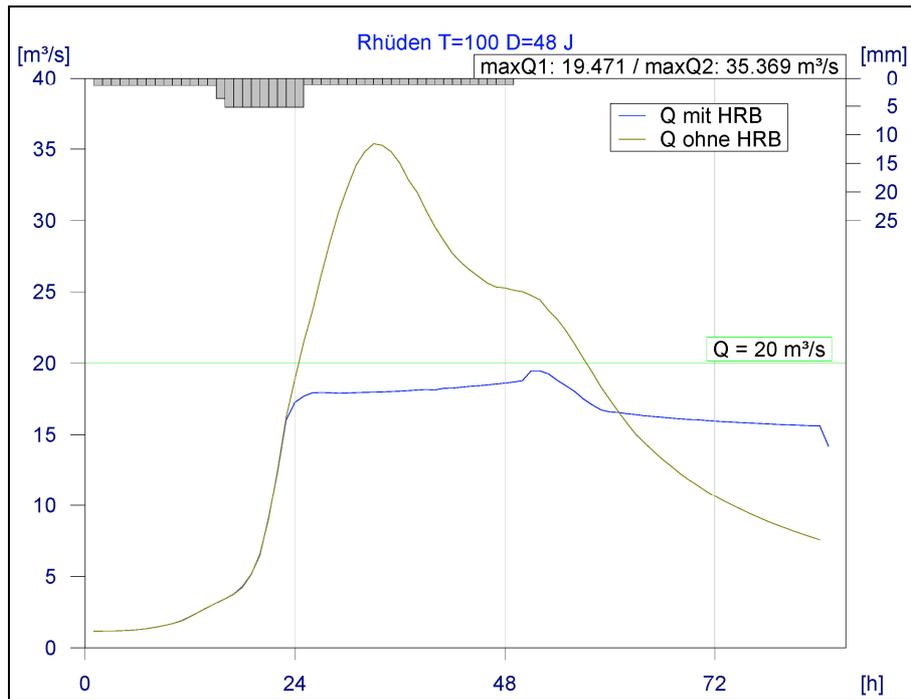


Abb. 28: Hochwasserwelle in Rhueden

Starkregen T=100; D=48; Mai-Okt.

Das Zurückhalten dieser Niederschläge erfordert ein wesentlich größeres Volumen (ca. 2,14 Mio. m³) des HRB „Schildau“. Die Abb. 29 bis 31 zeigen die Steuerung und das Ergebnis in Rhüden.

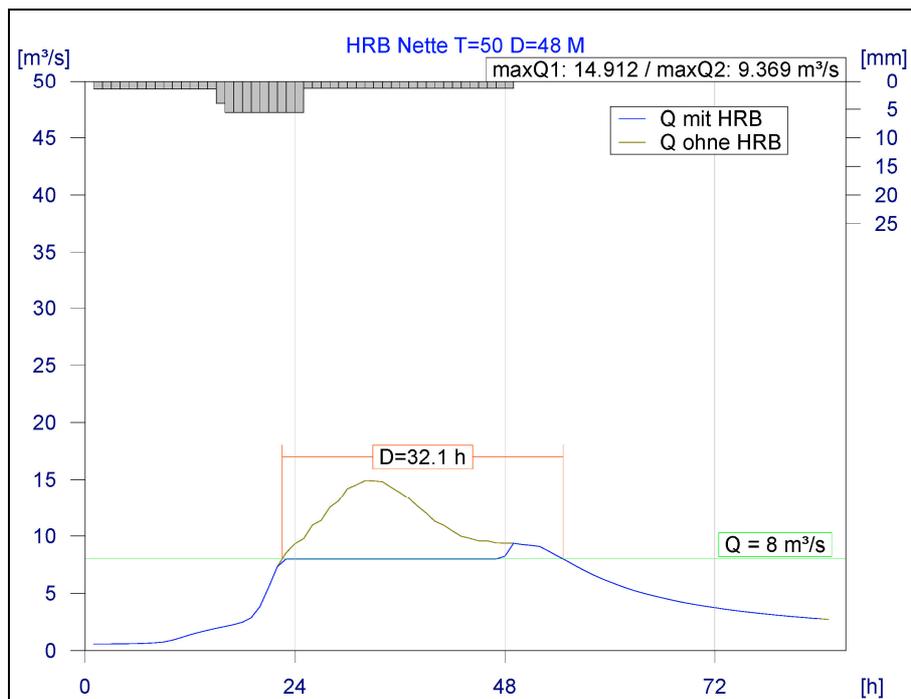


Abb. 29: Steuerung des HRB „Nette“ ($V_{\max}=361.000 \text{ m}^3$)

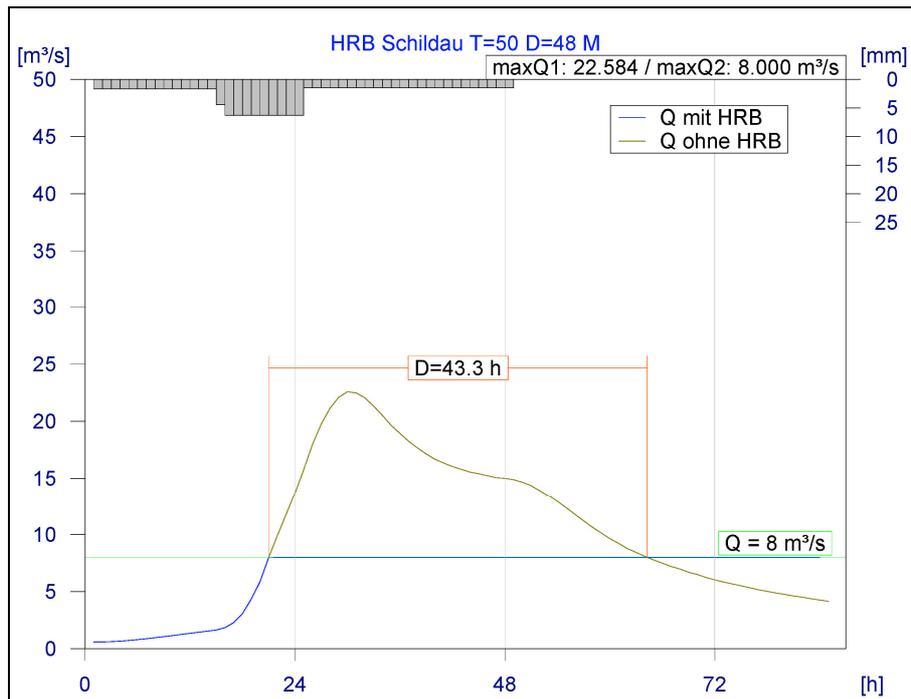


Abb. 30: Steuerung des HRB „Schildau“ ($V_{\max}=2.140.000 \text{ m}^3$)

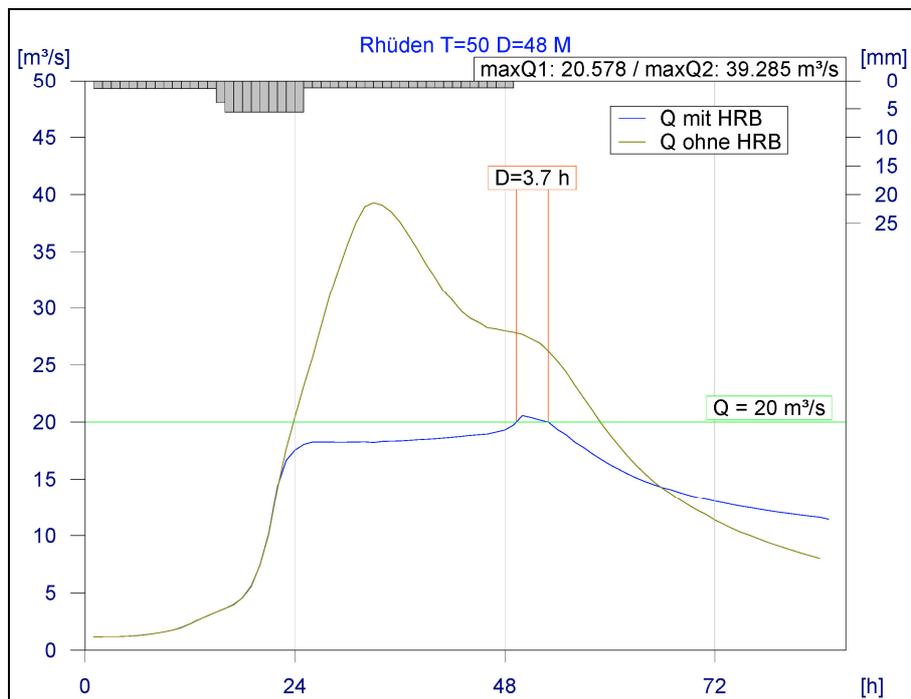


Abb. 31: Hochwasserwelle in Rhüden

Zusammenfassung der Ergebnisse

Tabelle 6a enthält die benötigten Volumina, um die Zielgröße von $Q = 23 \text{ m}^3/\text{s}$ in Rhüden bzw. $Q = 12 \text{ m}^3/\text{s}$ in Bornhausen zu erreichen. Tab. 6b enthält die Ergebnisse bei Einhalten der Zielgröße von $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ in Rhüden bzw. $Q = 12 \text{ m}^3/\text{s}$ in Bornhausen. „ Q_{Einstau} “ gibt den Abfluss an, ab dem die jeweiligen Rückhaltebecken eingestaut werden, „ Q_{ab} “ gibt die während des Staus angesetzte Regelabgabe an.

Tab. 6a: Zusammenstellung der Volumina und Abgaben ($Q_{\text{Rhüden}} = 23 \text{ m}^3/\text{s}$)

Wiederkehrzeit/Dauer	HRB „Nette“	HRB „Schildau“	max Q [m^3/s] Rhueden	max. Q [m^3/s] Bornhausen
T=50 D=48h Jan.-Dez.	V=362.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}} = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}} = 6 \text{ m}^3/\text{s}$	V=186.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}}=12 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}}=12 \text{ m}^3/\text{s}$	≈ 23 nur HRB „Nette“	≈ 12
T=50 D=48h Mai-Sep.	V=365.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}} = 8 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}} = 8 \text{ m}^3/\text{s}$	V=725.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}}=11 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}}=11 \text{ m}^3/\text{s}$	≈ 23	≈ 12
T=100 D=48h Jan.-Dez.	V=273.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}} = 8 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}} = 8 \text{ m}^3/\text{s}$	V=563.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}}=11 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}}=11 \text{ m}^3/\text{s}$	≈ 23	< 12
T=100 D=48h Mai.-Sep.	V=361.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}} = 12 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$	V=1.600.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}}=8 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}}=8 \text{ m}^3/\text{s}$	≈ 23	< 12

Tab. 6b: Zusammenstellung der Volumina und Abgaben ($Q_{\text{Rhüden}} = 20 \text{ m}^3/\text{s}$)

Wiederkehrzeit/Dauer	HRB „Nette“	HRB „Schildau“	max Q [m^3/s] Rhueden	max. Q [m^3/s] Bornhausen
T=50 D=48h Jan.-Dez.	V=362.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}} = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}}= 6 \text{ m}^3/\text{s}$	V=291.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}} = 11 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}} = 11 \text{ m}^3/\text{s}$	≈ 20	< 12
T=50 D=48h Mai-Sep.	V=365.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}} = 8 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}} = 8 \text{ m}^3/\text{s}$	V=1.140.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}} = 8 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}} = 8 \text{ m}^3/\text{s}$	≈ 20	< 12
T=100 D=48h Jan.-Dez.	V=365.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}} = 7,1 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}} = 7,1 \text{ m}^3/\text{s}$	V=821.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}} = 9 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}} = 9 \text{ m}^3/\text{s}$	≈ 20	< 12
T=100 D=48h Mai.-Sep.	V=361.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}} = 12 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$	V=2.140.000 m^3 $Q_{\text{Einstau}} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{ab}} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$	≈ 20	< 12

Die hier angesetzte Beckensteuerung geht davon aus, dass die HRB möglichst ohne Einsetzen der Hochwasserentlastung betrieben werden. Sobald während der Simulationen in den Becken Überströmen eintrat, konnte die jeweilige Zielgröße in Rhüden bzw. Bornhausen kaum erreicht werden. Da sich bei größeren Ereignissen in Rhüden auch die Dauer der Überschwemmungen erhöht, ist bei diesen Ereignissen auch ein größeres Stauvolumen zur Abflußreduktion notwendig. Eine Erhöhung des Beckenvolumens des HRB „Schildau“ kann dabei zusätzlich zum Hochwasserschutz „Bornhausen“ in ein „Hochwasserschutzkonzept“ Rhüden eingebunden werden.

Weiterhin bleibt aber das Zwischeneinzugsgebiet zwischen Bornhausen und Rhüden nicht beherrschbar. Sofern die Hochwasser über die Nette bzw. das HRB „Nette“ kommen, ist aufgrund der geringen Speicherkapazität dieses Beckens eine Hochwassergefährdung für Rhüden weiterhin gegeben.

10 Simulation historischer Ereignisse

10.1 Ereignis 2007

Die Konstruktion des Hochwassers vom September 2007 zeigt generell die Problematik am HRB „Nette“ (Abb. 32). Bei der Konstruktion des Hochwassers konnten auf die Wasserstände des NLWKN sowie Aufzeichnungen des Ingenieurbüros Metzling am Pegel Rhüden zurückgegriffen werden. Der Pegel des NLWKN fiel während des Hochwassers teilweise aus; fehlende Abflüsse wurden mit Hilfe der Abflusstafel „Rhüden“ ergänzt.

Der Zulauf in das Becken bis zum Überlauf ist über das Beckenvolumen ($\Delta\text{Stauvolumen}/\Delta\text{Zeit}$) ermittelt. Der Einstau des HRB beginnt ab einem kritischen Wasserstand am Pegel Rhüden. Vor dem Überlaufen des Beckens treten am Pegel Abflüsse in der Größenordnung von 23 m³/s auf, die zum großen Teil aus der Schildau stammen.

Der maximale Abfluss in Rhüden betrug (nach Hochrechnung unter Verwendung der vom Ingenieurbüro Metzling gelieferten Wasserstände) ca. 40 m³/s; der maximale Zufluss in das HRB „Nette“ betrug rd. 19 m³/s. Das entspricht am Pegel Rhüden ca. einem HQ₅₀ (Sommerereignis; 48h); am Rückhaltebecken „Nette“ bzw. in der Schild-

au entspricht das ca. einem HQ_{100} (Sommer bzw. Jahr; 48h). An der Niederschlagsstation „Seesen“ wurden ca. 80 mm in 24 h bzw. ca. 90 mm in 36 h registriert. An den vier umliegenden KOSTRA-Rastern entsprechen 80 mm in 24 h Niederschlag an der Station Seesen Jährlichkeiten bis zu $T=200$.

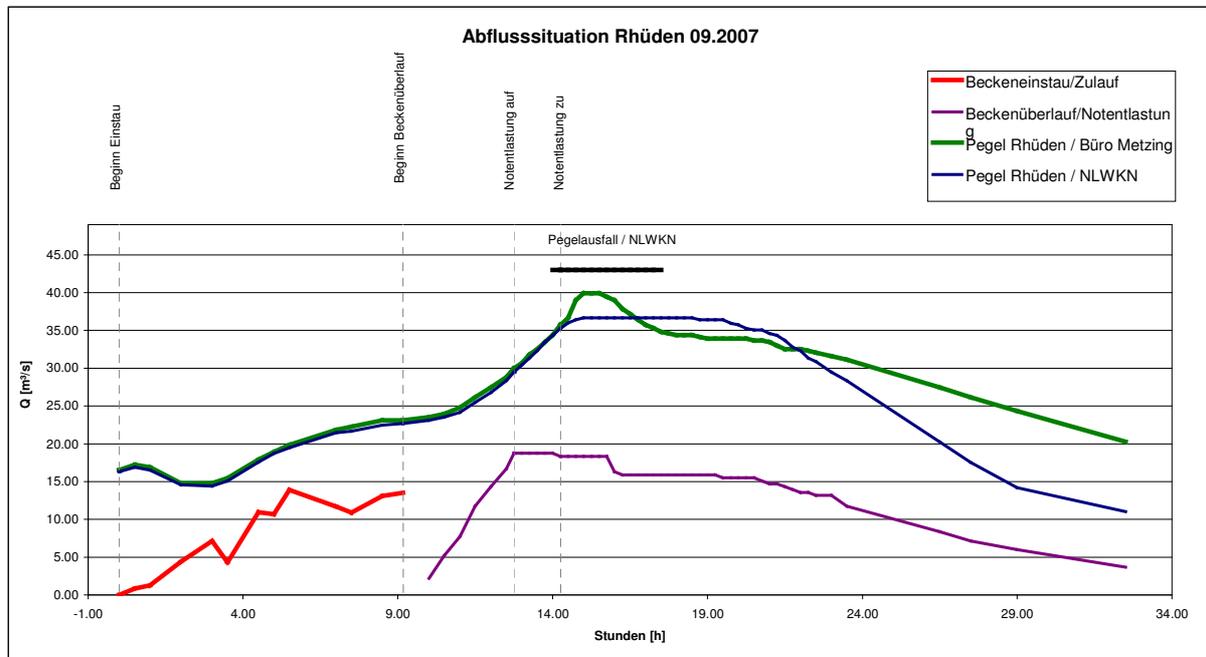


Abb. 32: Septemberhochwasser 2007 / Rhüden

Es standen nur die Niederschlagsdaten an der Messstelle „Seesen“ zur Verfügung. Die Abb. 33 zeigt das Simulationsergebnis unter Verwendung dieser einen Niederschlagsstation für das Ereignis 2007. Mit einem HRB „Schildau“ hätten Hochwasserschäden in Rhüden und in Bornhausen verringert werden können (Abb. 34 bis 36).

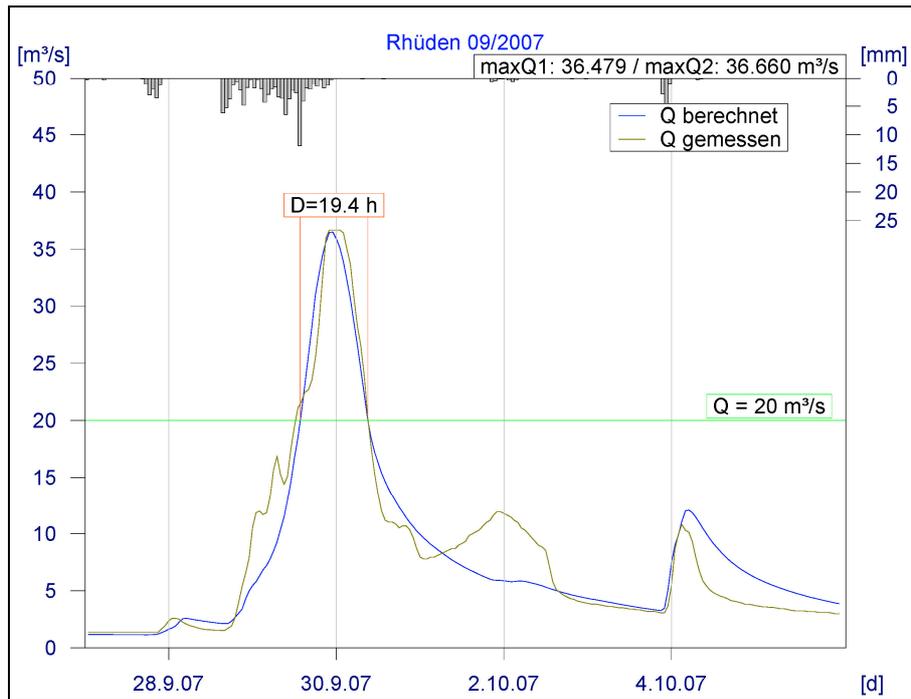


Abb. 33: Simulationsergebnis Pegel „Rhüden“

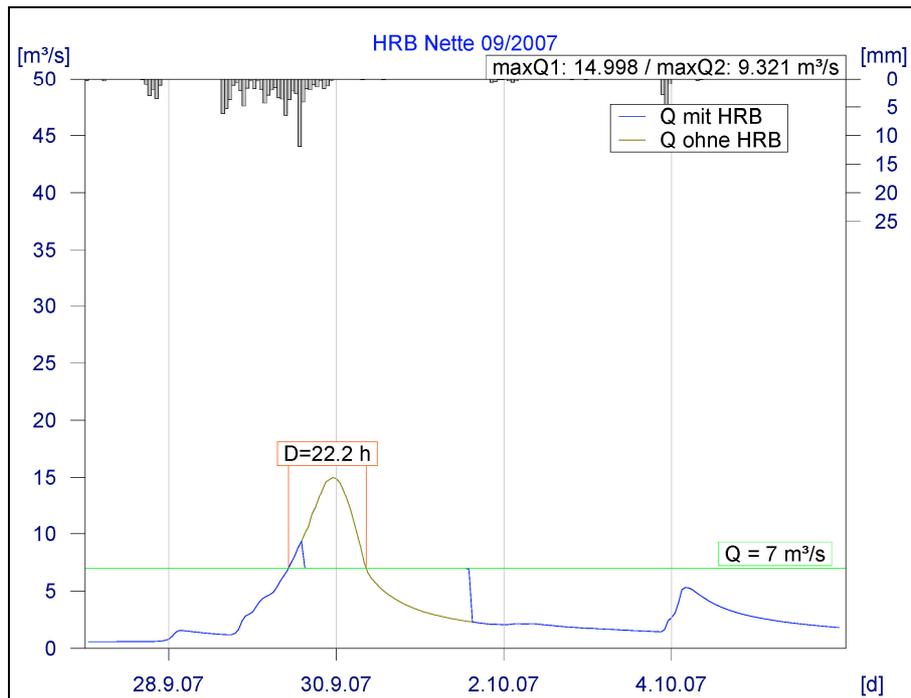


Abb. 34: Steuerung des HRB „Nette“; $Q_{\text{Einstau}}=10 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_{\text{ab}}=7 \text{ m}^3/\text{s}$; max. Stauvolumen 355.000 m³.

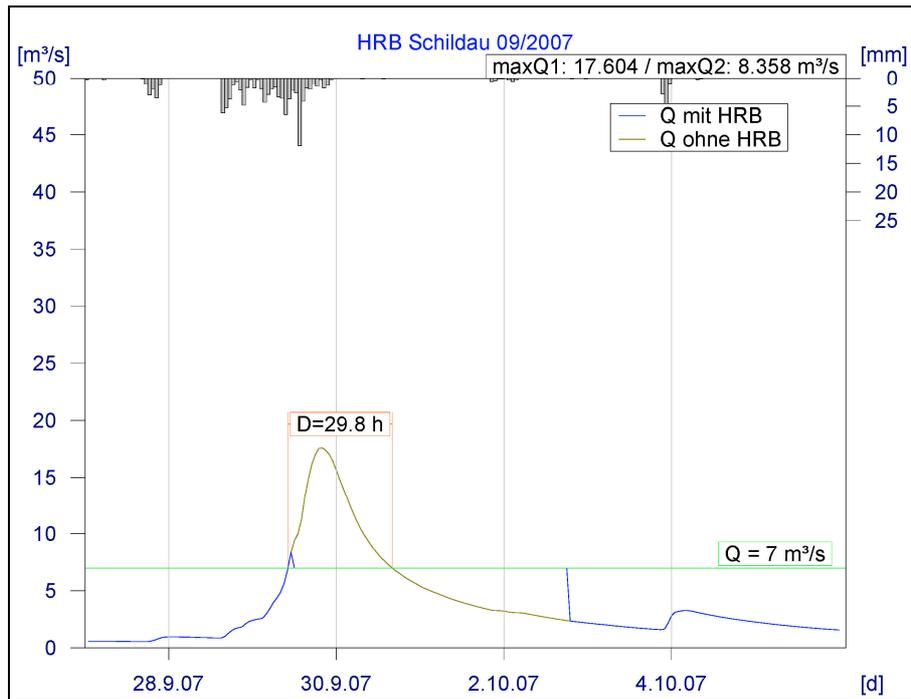


Abb. 35: Steuerung des HRB „Schildau“; $Q_{\text{Einstau}}=9 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_{\text{ab}}=7 \text{ m}^3/\text{s}$; max. Stauvolumen 560.000 m^3 .

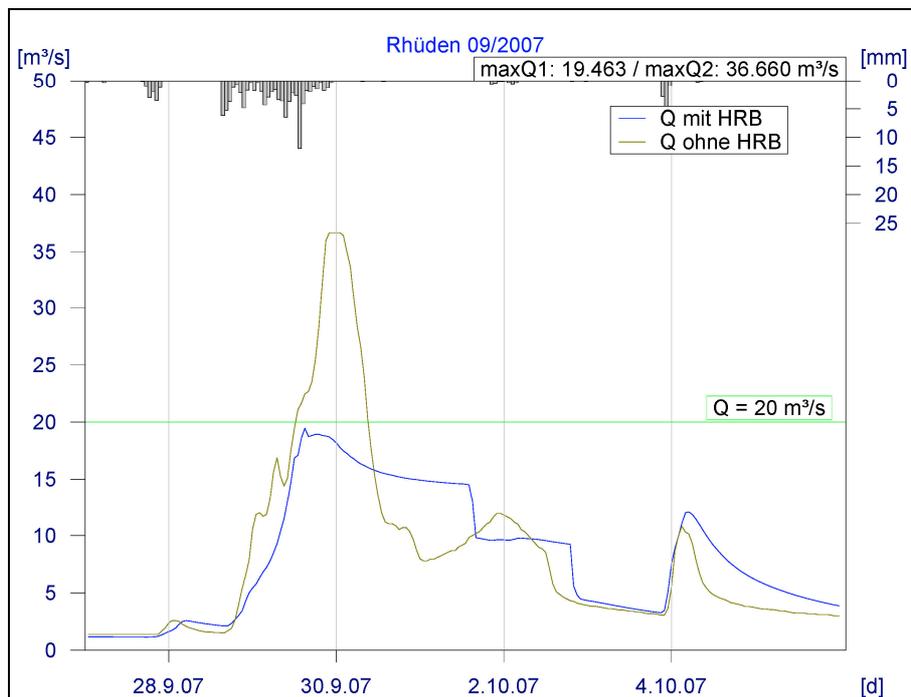


Abb. 36: Hochwasserwelle in Rhüden mit beiden Rückhaltebecken

10.2 Ereignis 1998

Die Abb. 37 zeigt das Ergebnis der Simulation des Hochwassers vom Oktober 1998. Neben der Abflussganglinie „Rhüden“ stand nur eine Niederschlagsstation „Rhüden“ zur Verfügung. Im Bereich der ersten Spitze wurden ca. 50 mm Niederschlag in 30 h registriert.

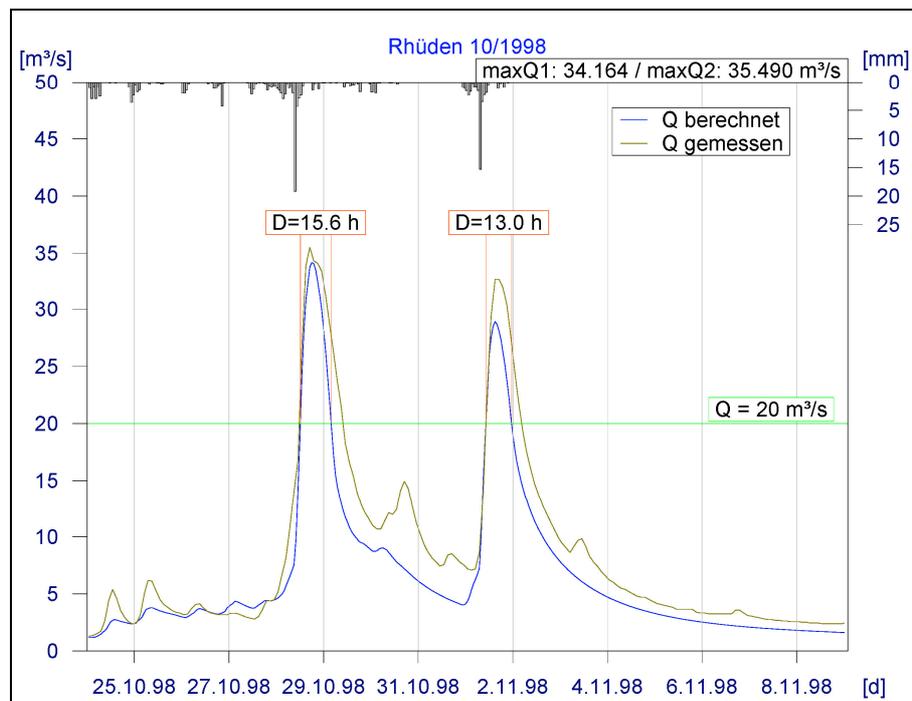


Abb. 37: Simulationsergebnis Pegel „Rhüden“

In einem ersten Schritt ist nur das bestehende Rückhaltebecken angesetzt. Das Ergebnis ähnelt dem Verlauf des Hochwassers von 2007 (Abb. 38 u. 39): Ab Einstau füllt sich das Becken sich sehr schnell und läuft über bzw. die Hochwasserentlastung springt an.

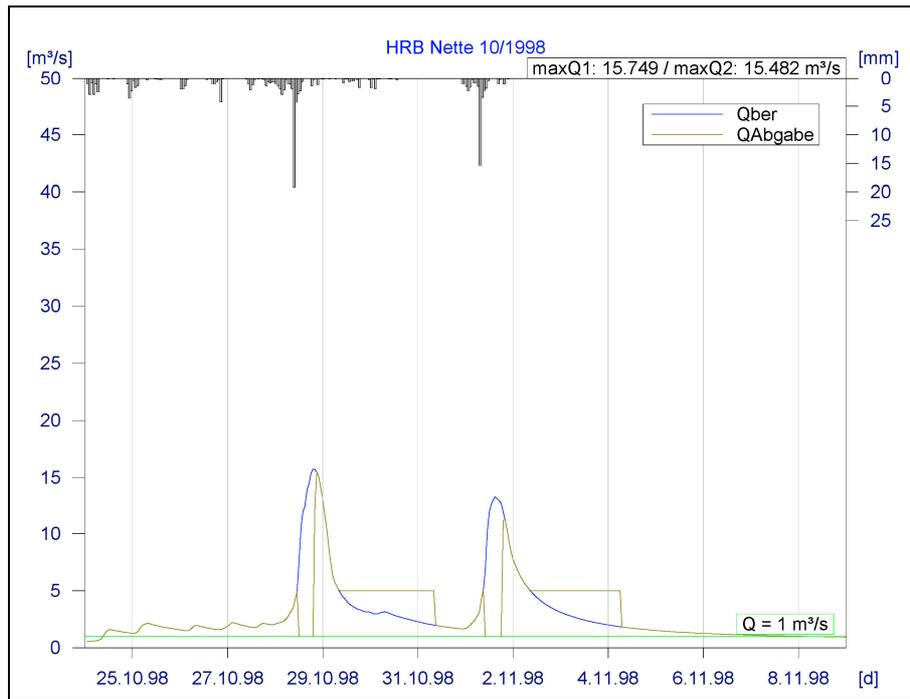


Abb. 38: Steuerung des HRB „Nette“; $Q_{\text{Einstau}}=6 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_{\text{ab}}=1 \text{ m}^3/\text{s}$; max. Stauvolumen 412.000 m^3 ; Entleerung ab $Q=5 \text{ m}^3/\text{s}$.

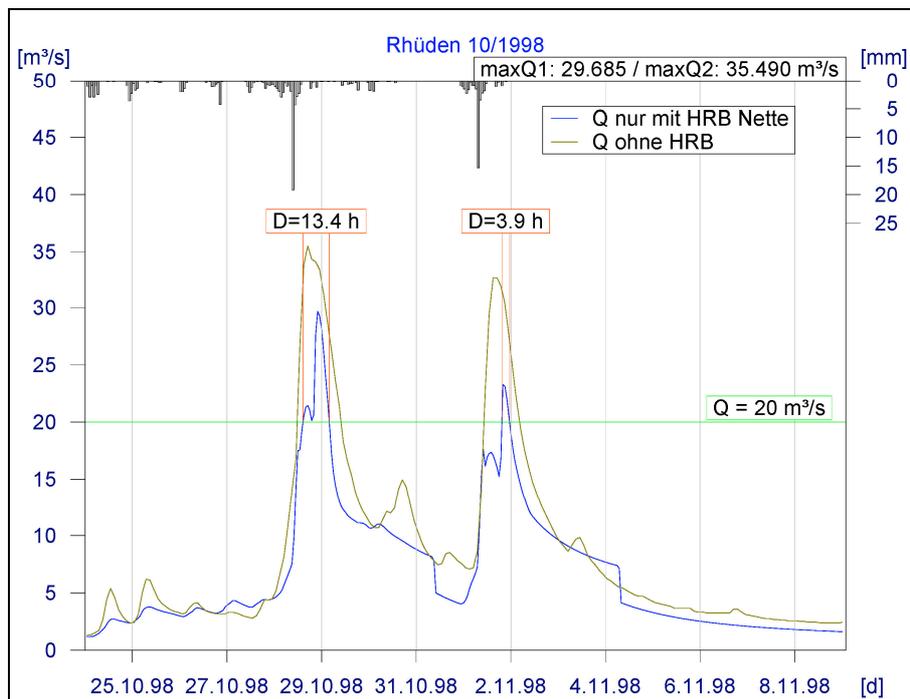


Abb. 39: Hochwasserwelle in Rhüden mit HRB „Nette“

Anschließend erfolgt die Simulation unter Berücksichtigung beider Becken. Die Abb. 40 bis 42 zeigen die Ergebnisse.

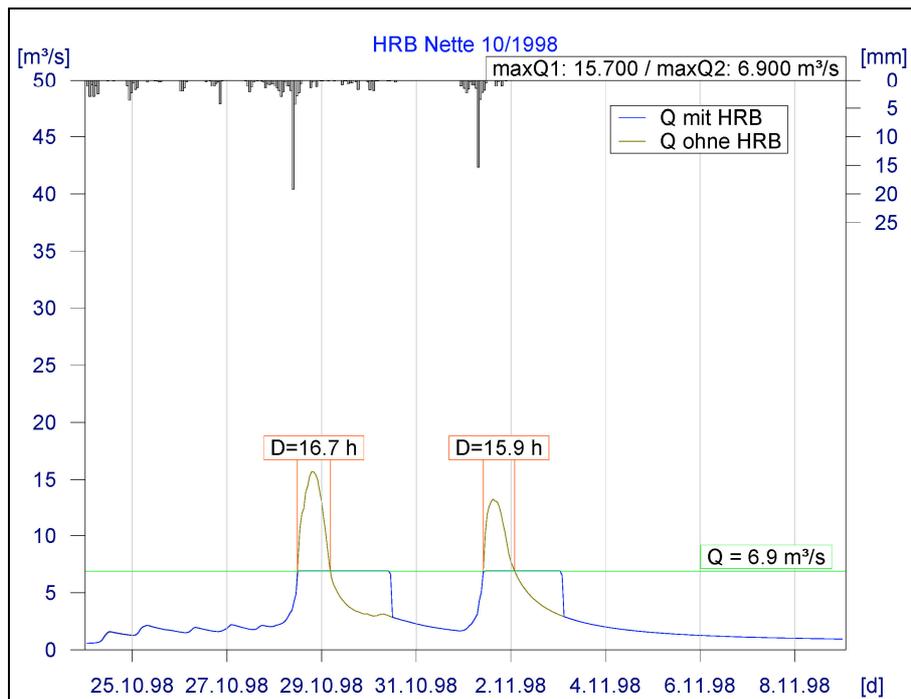


Abb. 40: Steuerung des HRB „Nette“; $Q_{ab} = 6,9 \text{ m}^3/\text{s}$; max. Stauvolumen 357.000 m³.

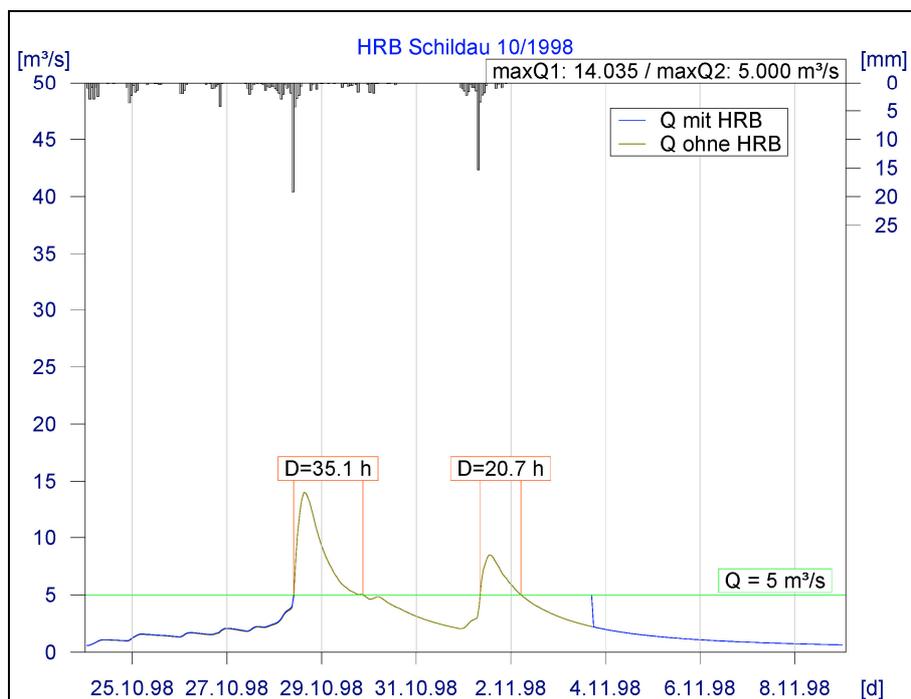


Abb. 41: Steuerung des HRB „Schildau“; $Q_{ab} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$; max. Stauvolumen 455.000 m³.

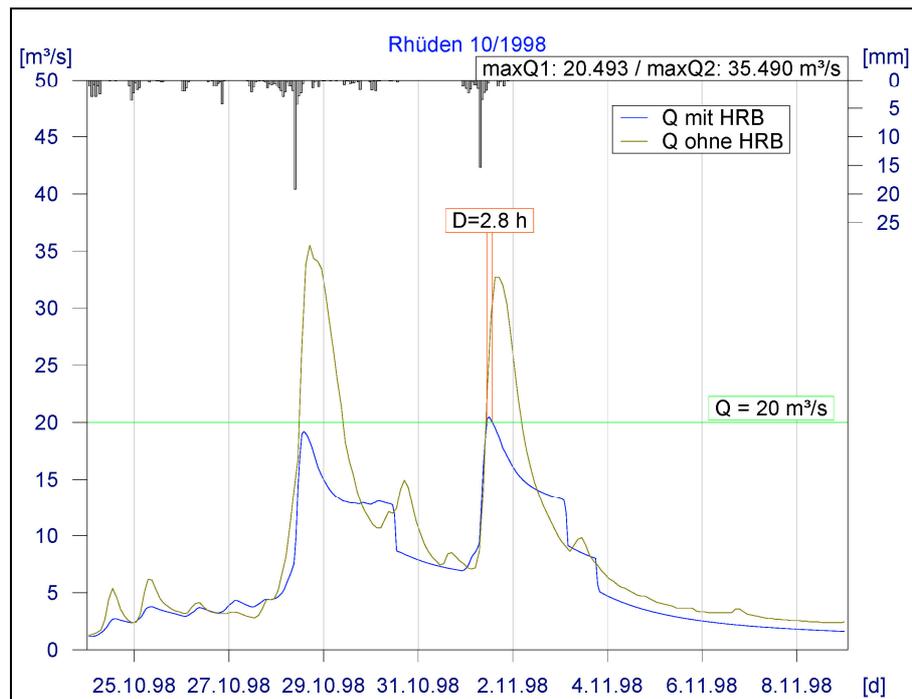


Abb. 42: Hochwasserwelle in Rhüden bei Vorhandensein der beiden Rückhaltebecken

Anmerkungen

In den Simulationen der Ereignisse 2007 bzw. 1998 sind insgesamt rd. 900.000 m³ bzw. 800.000 m³ Stauvolumen notwendig, um in Bornhausen die Zielgröße $Q = 12 \text{ m}^3/\text{s}$ und in Rhüden die Zielgröße $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ nicht zu überschreiten. Auffällig ist auch, wie unterschiedlich und wichtig die Bedingungen innerhalb des Einzugsgebiets **vor** einem Hochwasserereignis sind. Obwohl 1998 im Bereich der ersten Hochwasserspitze nur ca. 50 – 60 % des Niederschlags von 2007 registriert wurden (1998: ca. 50 mm in 30 h; 2007: 80 mm in 24 h bzw. 90 mm in 36 h) liegt sowohl die Hochwasserspitze (1998: 35 m³/s; 2007: 37 m³/s) als auch die Überschreitungsdauer (1998: ca. 16 h; 2007: ca. 20 h) der Zielgröße $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ in für Rhüden ähnlich schädlichen Größenordnungen.

Aufgrund fehlender Niederschlagsmesswerte erfolgt die Berechnung nur unter Verwendung jeweils einer Niederschlagsstation. Das Niederschlagsverhalten im Einzugsgebiet der Nette 2007 ist aber entsprechend verschiedener Aussagen evtl. anders verlaufen, als es durch nur eine Messstelle beschrieben werden kann. Z.Z. laufen deswegen Bemühungen des AN zusätzliche Angaben vom DWD zu erhalten. Ggfs. sollte nach Vorlage weiterer Niederschlagswerte die Betrachtung des Ereignis-

ses 2007 weiter vertieft werden. An eine evtl. daran angebundene Langfristsimulation sei hier noch einmal hingewiesen.

10.3 Anmerkungen zur Steuerung der Hochwasserrückhaltebecken

In den Simulationen hat sich gezeigt, dass ein Kompletteinstau des HRB „Nette“ für die hier untersuchten Starkregen zumeist zu keiner wesentlichen Abflussminderung in Rhüden führt, da die Beckenkapazität nicht ausreicht.

Im Rahmen der Untersuchung erfolgte die Beckensteuerung immer unter der Zielsetzung ein mögliches Überströmen der Rückhaltebecken zu vermeiden. Vor allem das HRB „Nette“ gelangt schnell an seine Kapazität. Prinzipiell wurde zuerst das HRB „Schildau“ eingestaut und das HRB „Nette“ zum Abfangen der Hochwasserspitze verwendet. Grundsätzlich sollte eine zukünftige Verbundsteuerung der HRB „Nette“ und „Schildau“ an Wasserständen in Bornhausen und Rhüden ausgerichtet sein (wie bisher schon das HRB „Nette“ an den Pegel Rhüden). Das Vorhandensein eines zusätzlichen HRB „Schildau“ ermöglicht dabei einen variableren Betrieb als das HRB „Nette“ allein.

11 Zusammenfassung

Für das Einzugsgebiet der Nette bis unterhalb der Ortslage Rhüden ($A_E \approx 150 \text{ km}^2$) wurden mit einem NA-Modell verschiedene Starkregen simuliert, die bei der Planung eines Hochwasserrückhaltebeckens in der Schildau zugrunde gelegt werden können. Die Starkniederschläge für verschiedene Jährlichkeiten ($T=25, 50$ und 100) und Dauern ($D=24 \text{ h}$ und 48 h) entstammen dabei dem KOSTRA-Atlas. Ergebnisse sind u.a. Hochwasserspitzenwerte, die sich aus den jeweils angesetzten Regen ergeben. Bedingt können diese Ergebnisse auch zur Abschätzung anfallender Abflussfüllen herangezogen werden, obwohl noch einmal darauf hingewiesen werden muss, dass es sich hier um synthetische und nicht um reale Niederschlagsereignisse handelt. Niederschläge mit Jährlichkeiten größer als $T=100$ wurden nicht untersucht.

Die Simulation von Starkregenereignissen stellt keine Simulation der realen Abläufe im Hochwasserfall dar. Bei der Steuerung eines HRB ist zur Reduktion von (Spitzen-) Abflüssen vor allem die anfallende Wassermenge, die zurückgehalten werden soll, oftmals die Ursache für das Versagen einer Anlage. Die simulierten Hochwasserganglinien hängen dabei sehr von den unterschiedlichen Wiederkehrzeiten unterschiedlicher Dauern ab. Generell führen die 48 h Niederschläge höherer Jährlichkeiten zu den größeren Abflussmengen und -füllen.

Bei den simulierten Starkregen ist weiterhin zu bedenken, dass ein zeitlich und in der Ausrichtung gleicher Niederschlagsverlauf angesetzt wird. Das bestehende HRB „Nette“ ist so zum Teil in der Lage, 24stündliche Niederschläge mit Wiederkehrzeiten bis 50 Jahren (Jan.-Dez.) zurückzuhalten, während mit einem HRB „Schildau“ und einem Stauvolumen $>800.000 \text{ m}^3$ auch ein 50jähriger Niederschlag mit 48 h Dauer / Zeitraum Mai-Sep. und ein 100jähriger Niederschlag mit 48 h Dauer / Zeitraum Jan.-Dez. annähernd bewältigt werden kann. Als Zielgröße wurde dabei ein maximaler Abfluss von $20 \text{ m}^3/\text{s}$ bis $23 \text{ m}^3/\text{s}$ in Rhüden sowie ein Abfluss von $12 \text{ m}^3/\text{s}$ in Bornhausen angesetzt. Im realen Hochwasserfall sind die Abflüsse nicht linear vom Wasserstand abhängig. D.h. schadhafte Abflüsse können bei gleichen Wasserständen auch geringer oder größer sein.

Eine Festlegung des Stauvolumens des HRB „Schildau“ auf mindestens 800.000 m^3 wird empfohlen. Zum einen kann damit der Hochwasserschutz für die Ortslage Bornhausen weiter erhöht werden, zum anderen ist aber mit einer noch zu erarbeitenden Verbundsteuerung mit dem HRB „Nette“ auch eine weitere

Verbesserung des Hochwasserschutzes der Ortslage Rhüden zu erreichen. Für die Bemessung der Speicherbecken (Hochwasserentlastung und Regelabflüsse) und die Erstellung eines entsprechenden Betriebsplanes ist die Steuerung von großer Bedeutung. Ein Abgleich mit den Berechnungsergebnissen in den Kap. 9 und 10 ist daher unverzichtbar und erfordert die Beteiligung der Gutachter.

Anzudenken sind auch zukünftig Maßnahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes der Ortschaft Rhüden. In den Simulationen erhöhen sich allein durch andere Interpolations- und Verteilungsansätze des Niederschlags die rechnerischen Zuflüsse ins HRB „Nette“ (zum Vergleich: um 1 m³/s über einen Zeitraum vom 15 Stunden zurückzuhalten, werden 54.000 m³ Speicherraum benötigt). Zukünftige Maßnahmen können z.B. weitere Rückhaltungen im Oberlauf der Nette oder der in Rhüden einmündenden Gewässer (Lutter, Ahlerbach) beinhalten.

An einer Langfristsimulation nach Vorlage geeigneter Niederschlags- und Abflussdaten - sowie Daten vorhandener Klimastationen – ist festzuhalten. Zum einen sind damit die Parameter empfindlicher Modellbausteine (Bodenmodell) weiter zu verfeinern und zum anderen läßt sich dadurch auch z.B. das Abflussgeschehen im Einzugsbereich des HRB „Nette“ - wie zuletzt im Sept. 2007 - besser verstehen.

Erstellt im Juli 2008

Universität Hannover
AG Wasser und Umwelt

Dr.-Ing. K. Rickert

L+N ingenieurgemeinschaft

Dr.-Ing. A. Nickel

12 Literatur

- [1] Hydrologische Modellierung von Flussgebieten zur Abschätzung der Folgen von Klimaänderungen. Schulla, Jörg. Diss. ETH 12018. Verlag Geographisches Institut ETH Zürich.
- [2] Model Description WaSim-ETH. Schulla, Jörg u. Karsten Jasper. last updated: November 2007.
- [3] Untersuchung der Abflussregelung im Nettegebiet. Auftraggeber: Wasserverband Nette. Prof. Dr.sc.techn. K. Lecher. Universität Hannover. 1983.
- [4] Hochwasserschutz Rhüden - Prüfen der natürlichen Rückhaltungsmöglichkeiten. Auftraggeber: Stadt Seesen. Prof. Dr.sc.techn. K. Lecher. Universität Hannover. 1999.
- [5] Instationäre Hochwasserberechnung und Auswertung – Bilderlahe bis Rhüden/Nette. Auftraggeber: Niedersächsisches Landesamt für Ökologie. Prof. Dr.sc.techn. K. Lecher. Universität Hannover. 1999.
- [6] Hochwasser-Abflusspenden-Längsschnitt für das niedersächsische Wesergebiet. Nds. Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten. 1979.
- [7] Hochwasserbemessungswerte für die Fließgewässer in Niedersachsen – Abflüsse in Hydrologischen Landschaften über Regionalisierungsansätze. Nds. Landesamt für Ökologie. 2003.